

**UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ**

**DOUGLAS ANTÔNIO THIEL**

**DESEMPENHOS DE MISTURAS E LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS  
COM BORRACHA MOÍDA DE PNEUS E COPOLÍMERO SBS QUANTO À FADIGA  
E À DEFORMAÇÃO PERMANENTE: ESTUDO DE CASO NA RODOVIA SC-163**

**CURITIBA**

**2023**

**DOUGLAS ANTÔNIO THIEL**

**DESEMPENHOS DE MISTURAS E LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS  
COM BORRACHA MOÍDA DE PNEUS E COPOLÍMERO SBS QUANTO À FADIGA  
E À DEFORMAÇÃO PERMANENTE: ESTUDO DE CASO NA RODOVIA SC-163**

**Fatigue and rutting performance of SBS-modified and crumb rubber-modified  
binders and mixtures: a case study in the SC-163 highway**

Dissertação apresentada como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Tecnológica Federal do Paraná.

Área de concentração: Materiais, Estruturas e Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Matheus David Inocente Domingos.

**CURITIBA**

**2023**



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.



Ministério da Educação  
Universidade Tecnológica Federal do Paraná  
Campus Curitiba



DOUGLAS ANTONIO THIEL

**DESEMPENHOS DE MISTURAS E LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS COM BORRACHA MOÍDA DE PNEUS E COPOLÍMERO SBS QUANTO À FADIGA E À DEFORMAÇÃO PERMANENTE: ESTUDO DE CASO NA RODOVIA SC-163**

Trabalho de pesquisa de mestrado apresentado como requisito para obtenção do título de Mestre Em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Área de concentração: Construção Civil.

Data de aprovação: 09 de Agosto de 2023

Dr. Matheus David Inocente Domingos, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dr. Joe Arnaldo Villena Del Carpio, Doutorado - Universidade Federal do Paraná (Ufpr)

Dr. Ronaldo Luis Dos Santos Izzo, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Documento gerado pelo Sistema Acadêmico da UTFPR a partir dos dados da Ata de Defesa em 06/11/2023.

## AGRADECIMENTOS

Ao fim de cada etapa de nossa vida promovemos um exame de tudo aquilo que passamos e do resultado que se colhe. Neste processo nostálgico em face da conclusão da presente pesquisa, jamais poderia eu me furtar a agradecer todos aqueles cuja presença, orientação, auxílio ou estímulo foram determinantes para que se chegasse a este produto do saber científico.

Inicialmente, meus agradecimentos são direcionados aos meus pais. Eu sei que a distância foi um fardo pesado para suas costas, mas que suportaram visando o meu crescimento pessoal.

Ao meu pai Eldon, que sempre se dedicou com esmero a seus labores, com o objetivo de que não nos faltasse nada debaixo de nosso teto e para que tivéssemos uma vida confortável. Além do valor do trabalho, ensinou-me que toda e qualquer situação pode e deve ser enfrentada com felicidade e com amor pela vida.

À minha mãe, Madalena, que foi minha primeira professora, minha guardiã e minha fonte de luz. Guiado pelas suas orações, sigo sentindo o amor mais genuíno de toda minha vida. Dentre tudo aquilo que desejava para si, conseguiu incutir em mim a ideia de que a educação realmente é o caminho para a transformação social.

À Universidade Tecnológica Federal do Paraná, bem como ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC), por ter oportunizado a muitos como eu a possibilidade de elaborarem, discutirem e apresentarem resultados de pesquisas que, revertidas em produtos para a sociedade, contribuem para o desenvolvimento brasileiro.

Ao meu professor-orientador, Dr. Matheus Domingos, pela paciência, auxílio e direcionamento dedicados ao trabalho que ora se conclui. Com ele, aprendi muito sobre resiliência, escrita e *networking* da área acadêmica.

Ao Prof. Dr. Joe Villena, da Universidade Federal do Paraná, pelas aulas de materiais empregados em pavimentos e pela cedência para utilização do Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira (LAMP), sem o qual o programa experimental deste trabalho teria sido muito mais difícil.

Ao Prof. Dr. Ronaldo Izzo, pelas disciplinas ministradas e por permitir que meus ensaios com material de subleito fossem conduzidos em seu Laboratório de

Geotecnia. Devo a este e ao já mencionado Prof. Joe agradecimentos também pela participação e contribuição dados na banca de defesa.

À E-Vias Tecnologia em Infraestrutura Viária Ltda. e à CCR, por terem cedido equipamentos para realização de parte dos ensaios laboratoriais que integram a presente pesquisa.

À empresa Gaia Rodovias, de Maravilha, SC, e à empresa CBB Asfaltos, de Curitiba, PR, por terem cedido gratuitamente os materiais que compuseram as misturas asfálticas ensaiadas. A doação destes materiais revela-se como incentivo privado no desenvolvimento científico e acadêmico.

À Coordenadoria Regional de Infraestrutura de São Miguel do Oeste, SC, por ter disponibilizado todo o acervo histórico da rodovia para pesquisa. As autorizações necessárias para coleta de amostras também foram fundamentais para a análise que integra este documento.

Agradeço também imensamente a todos os professores e colegas do PPGEC, que foram de igual importância para a elaboração da presente dissertação. As discussões de corredor, as ligações telefônicas, a análise dos resultados e a troca de conhecimento foram decisivas para o bom andamento deste trabalho.

Espero que todos aqueles que tomem conhecimento dos resultados desta dissertação saibam que o caminho para a construção do saber é árduo e cheio de desafios. Porém, verifica-se que muitas mãos se juntam para que o produto de anos de pesquisa seja apresentado à sociedade. Não será possível deixar de recordar cada um que, de forma ou outra, contribuiu para o desenvolvimento desta pesquisa.

Por fim, agradeço ao Programa UNIEDU/FUMDES Pós-Graduação, da Secretaria de Estado da Educação de Santa Catarina, pela concessão da bolsa de pesquisa de mestrado sob protocolo nº 16429/2021.

Muito obrigado!

*“A educação é o único caminho para emancipar o homem.”*

(Leonel Brizola)

## RESUMO

Dentre as rodovias existentes no estado de Santa Catarina, a SC-163 merece um destaque especial. Esta rodovia caracteriza-se por promover a interligação entre os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul, além de ser uma rota de escoamento da produção agroindustrial entre o Sul e o Centro-Oeste do Brasil. Apesar de toda esta importância, determinados trechos da SC-163 encontram-se em péssimo estado de conservação, o que foi constatado a partir de levantamentos de defeitos segundo metodologias padronizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Neste sentido, o presente trabalho tem por objetivo principal uma análise comparativa do desempenho de misturas e ligantes asfálticos puros (CAP 50/70) e modificados com 15% de borracha moída de pneus inservíveis (CAP+borracha) e 5% de copolímero de estireno-butadieno-estireno – SBS (CAP+SBS), considerando os mecanismos de ruptura por deformação permanente e fadiga. Também foi realizado um novo dimensionamento do pavimento da rodovia SC-163, tendo em vista os dados do solo de subleito, as camadas subjacentes do pavimento atual, um tráfego projetado para 10 anos e o novo Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Asfálticos (MEDINA). Os experimentos na escala do ligante asfáltico (CAP) incluíram ensaios em regime oscilatório de cisalhamento, fluência e recuperação sob tensões múltiplas (MSCR) e varredura de amplitude linear (LAS). Na escala da mistura asfáltica, foram realizados ensaios como Módulo de Resiliência (MR), uniaxial de carga repetida (*flow number*), resistência à tração por compressão diametral e fadiga por compressão diametral. O solo de subleito foi caracterizado segundo a sua granulometria, índices de Atterberg, Índice de Suporte Califórnia (CBR), deformação permanente e MR. A aplicação do método MEDINA forneceu um revestimento asfáltico com espessura de 13,5 cm para o material modificado com borracha moída, o que é 30,5% superior ao necessário segundo o método do DNER. É importante mencionar que esta espessura maior é fundamental para evitar ruptura precoce do pavimento por fadiga e deformação permanente. Além disso, os resultados de *flow number* sugerem o uso do CAP+SBS ou do CAP+borracha no revestimento asfáltico em vez do CAP 50/70. Os resultados do LAS apresentaram boas correlações com as vidas de fadiga das misturas asfálticas e, no caso da deformação permanente, foram observadas tendências de correlação entre os resultados do MSCR e do ensaio de *flow number*. Recomenda-se ainda o uso do MEDINA na escolha de uma nova camada de revestimento asfáltico para o pavimento da SC-163, e também que esta camada seja dosada com ligante asfáltico modificado por SBS ou borracha moída de pneus. Cabe destacar ainda os resultados promissores do LAS e do MSCR nas estimativas de desempenho dos ligantes asfálticos à fadiga e à deformação permanente nos pavimentos de campo.

**Palavras-chave:** Rodovia SC-163. Copolímero SBS. Borracha moída de pneus. Trincamento por fadiga. Deformação permanente.

## ABSTRACT

Amongst the highways that cross through the Santa Catarina State, the SC-163 one is worth to be mentioned. This highway connects the states of Santa Catarina and Rio Grande do Sul and it also performs as an agribusiness production output route between the Southern and Middle West regions of Brazil. Despite such an importance, specific segments of the SC-163 highway showed a poor conservation status, which was noticed after field observations according to protocols standardized by the National Department of Transport Infrastructure (DNIT). In this manner, the main goal of the present study was to perform a comparative analysis of the rutting and fatigue performance of asphalt mixtures and binders with no additives (AC 50/70), modified with 15% of crumb rubber (AC+rubber) and modified with 5% of styrene-butadiene-styrene copolymer – SBS (AC+SBS). A new pavement design of the SC-163 highway was also made by considering the input data from the subgrade soil and the underneath layers, estimated traffic within 10 years and the new Brazilian Mechanistic-Empirical Pavement Design Method (MEDINA). The binder experiments included oscillatory shear, multiple stress creep and recovery (MSCR) and linear amplitude sweep (LAS) tests. The mixture experiments included resilient modulus (RM), uniaxial repeated creep (flow number), splitting tensile strength and indirect traction tests. The subgrade soil was characterized by granulometric curves, Atterberg indices, California Bearing Ratio (CBR), permanent deformation and RM. The use of the MEDINA method resulted in a surface layer with a suggested thickness of 13.5 cm in the case of mixtures prepared with asphalt-rubber, which is 30.5% higher than the one suggested by the DNER method. It should be mentioned that this thicker layer is essential to avoid premature failure of the pavement by fatigue cracking and rutting. Moreover, the flow number results recommended the use of the AC+SBS or the AC+rubber in the field pavement, rather than the AC 50/70. The outcomes of the LAS tests provided good correlations with the fatigue lives of the mixtures, and the flow number data tended to correlate with the ones from MSCR. The MEDINA method is recommended when selecting a new surface layer for the SC-163 highway, and also that this layer be prepared with an asphalt binder modified with SBS copolymer or crumb rubber. In addition, the promising findings of the LAS and MSCR tests in the estimation of the rutting and fatigue performance of binders in the field pavement are deserved to be mentioned.

**Keywords:** SC-163 highway. SBS copolymer. Crumb rubber. Fatigue cracking. Rutting.



## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Mapa rodoviário com destaque para o acesso a Itapiranga/SC (em vermelho).....	23
Figura 2 – Identificação dos municípios pertencentes à Associação dos Municípios do Extremo Oeste de Santa Catarina (AMEOSC).....	23
Figura 3 – Exemplo de trinca interligada tipo bloco na rodovia SC-163 .....	28
Figura 4 – Exemplo de afundamento de trilha de roda.....	29
Figura 5 – Exemplificação de trincas <i>bottom-up</i> (a) e <i>top-down</i> (b) em revestimentos asfálticos .....	33
Figura 6 – Deformação permanente em toda a estrutura do pavimento (a) ou somente no revestimento (b).....	36
Figura 7 – Relação entre deformação específica e taxa de deformação em função do número de ciclos de carregamento (ensaio de <i>flow number</i> ).....	38
Figura 8 – Curvas de fadiga provenientes de ensaios de tração por compressão diametral em ligantes asfálticos modificados por copolímero SBS e borracha moída de pneus .....	44
Figura 9 – Ensaios de fadiga em misturas asfálticas produzidas com um CAP 50/70, uma formulação com nanoargila (NA) e SBS, asfalto-borracha e do tipo HiMA.....	46
Figura 10 – Curvas típicas de tensão e deformação em um material viscoelástico.....	49
Figura 11 – Resposta típica de deformação do CAP durante um ensaio MSCR.....	51
Figura 12 – Carregamento de um DSR real e comparação com o proposto no LAS.....	53
Figura 13 – Curva típica de vida de fadiga no ligante asfáltico após o ensaio LAS.....	53
Figura 14 – Fluxograma da pesquisa .....	60
Figura 15 – Identificação do marco quilométrico 103 da rodovia SC-163.....	62
Figura 16 – “Faixa C” do DNIT, pontos de controle SUPERPAVE e curva granulométrica das misturas asfálticas .....	72
Figura 17 – Frequências absolutas de defeitos no trecho em estudo da SC-163 .....	83
Figura 18 – Exemplo de defeitos existentes em estação inventariada no trecho de estudo da rodovia SC-163 .....	84
Figura 19 – Distribuição granulométrica do solo no trecho em estudo da SC-163.....	85
Figura 20 – Curvas de compactação do solo nas energias normal (EN) e intermediária (EI).....	86
Figura 21 – Curvas de compactação do material da base nas energias intermediária (EI) e modificada (EM) .....	88

Figura 22 – Deformações verticais acumuladas (a) e taxa de acréscimo de deformação permanente (b) em função do número de ciclos, por condição de confinamento do solo .....	93
Figura 23 – Correlações entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ) e os parâmetros de sensibilidade à tensão $J_{nr,diff}$ e $J_{nr,slope}$ .....	98
Figura 24 – Correlações entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ), o parâmetro original do SUPERPAVE $G^*/sen\delta$ e o parâmetro $CEP_{3,2}$ .....	99
Figura 25 – Curvas representativas das vidas de fadiga dos ligantes asfálticos .....	100
Figura 26 – Curvas características de dano dos ligantes asfálticos .....	101
Figura 27 – Avaliação dos níveis de elasticidade do CAP+SBS e do CAP+borracha .....	102
Figura 28 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP 50/70 .....	104
Figura 29 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP+SBS .....	104
Figura 30 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP+borracha .....	105
Figura 31 – Curvas de fadiga de todas as misturas asfálticas estudadas no trabalho .....	109
Figura 32 – Curvas típicas do ensaio de <i>flow number</i> para as misturas asfálticas .....	111
Figura 33 – Correlações entre as vidas de fadiga do CAP e da mistura asfáltica (a) e entre o parâmetro A do LAS e a vida de fadiga da mistura correspondente (b) .....	112
Figura 34 – Correlações lineares entre a compliância não recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ) e o <i>flow number</i> das misturas asfálticas .....	114
Figura 35 – Correlações lineares entre o parâmetro $CEP_{3,2}$ e o <i>flow number</i> das misturas asfálticas .....	115
Figura 36 – Distribuição horária da contagem de tráfego feita no km 102 da SC-163 .....	116
Figura 37 – Distribuição horária da contagem de veículos comerciais no km 102 da SC-163 .....	116
Figura 38 – Tela do <i>software</i> MEDINA com os dados do solo de subleito .....	119
Figura 39 – Tela do <i>software</i> MEDINA com os dados do material da base .....	120

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estados de degradação segundo o Índice de Gravidade Global (IGG).....	31
Tabela 2 – Benefícios gerais de alguns tipos de modificadores do CAP .....	42
Tabela 3 – Resumo de alguns estudos comparativos de dimensionamento de pavimentos e segundo os métodos CBR e MEDINA.....	59
Tabela 4 – Relações entre extensões de trechos e número de estações inventariadas na literatura .....	62
Tabela 5 – Tensões nos ensaios de módulo de resiliência do solo e da camada granular.....	66
Tabela 6 – Estados de tensões considerados nos ensaios de deformação permanente.....	67
Tabela 7 – Ensaios para caracterização inicial dos ligantes asfálticos.....	69
Tabela 8 – Teores ótimos de CAP em função do método de dosagem e da publicação .....	72
Tabela 9 – Números de giros no compactador giratório SUPERPAVE em função do tráfego.....	73
Tabela 10 – Fatores de equivalência de carga ( $F_c$ ) para determinação do número $N$ .....	79
Tabela 11 – Taxas do crescimento das frotas de veículos no estado de Santa Catarina .....	80
Tabela 12 – Etapas de execução e camadas atuais do pavimento no trecho da SC-163.....	81
Tabela 13 – Espessuras e tipos de revestimento em função do tráfego .....	81
Tabela 14 – Resultados dos ensaios de compactação do solo de subleito.....	86
Tabela 15 – Valores de CBR e expansão do solo por energia de compactação.....	87
Tabela 16 – Resultados dos ensaios de compactação do material de base.....	88
Tabela 17 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência ( $M_R$ ) para o solo de subleito .....	89
Tabela 18 – Coeficientes dos modelos matemáticos de $M_R$ para o solo de subleito .....	90
Tabela 19 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência ( $M_R$ ) para o material da base .....	91
Tabela 20 – Coeficientes dos modelos matemáticos de $M_R$ para o material da base.....	91
Tabela 21 – Caracterização inicial dos ligantes asfálticos .....	94
Tabela 22 – Parâmetros e propriedades reológicas em regime oscilatório de cisalhamento .....	95
Tabela 23 – Resultados dos ensaios MSCR para os ligantes asfálticos .....	97
Tabela 24 – Resultados dos ensaios LAS para os ligantes asfálticos .....	99

Tabela 25 – Ensaio para caracterização inicial dos agregados.....	103
Tabela 26 – Ensaio de solubilidade dos agregados por fração granulométrica .....	103
Tabela 27 – Síntese dos procedimentos de dosagem das misturas asfálticas.....	105
Tabela 28 – Resultados dos ensaios de resistência à tração nas misturas asfálticas.....	106
Tabela 29 – Valores de módulo de resiliência ( $M_R$ ) e relação com a resistência à tração ( $R_T$ ) .....	107
Tabela 30 – Vidas de fadiga ( $N_{fm}$ ) e constantes $k_t$ e $n_t$ do modelo de fadiga das misturas asfálticas .....	108
Tabela 31 – Valores de <i>flow number</i> ( $F_N$ ) e variáveis estatísticas correspondentes .....	109
Tabela 32 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas segundo as suas resistências à deformação permanente .....	113
Tabela 33 – Volumes médios diários na rodovia SC-163 por ano e respectivos números $N$ .....	117
Tabela 34 – Valores do número $N$ para a SC-163 e em cada período de tempo .....	118
Tabela 35 – Espessuras e materiais das camadas do pavimento original da SC-163.....	118
Tabela 36 – Espessuras e materiais das camadas do pavimento projetado para a SC-163 .....	119
Tabela 37 – Dimensionamentos dos pavimentos da SC-163 segundo o MEDINA.....	120
Tabela 38 – Simulações no MEDINA com o pavimento dimensionado segundo o método CBR .....	122

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AMEOSC – Associação dos Municípios do Extremo Oeste de Santa Catarina  
ATR – Afundamento de Trilha de Roda  
CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo  
CAUQ – Concreto Asfáltico Usinado a Quente  
CP – Corpo de prova  
CBR – *California Bearing Ratio*  
CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente  
CNT – Confederação Nacional do Transporte  
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes  
DSR – *Dynamic Shear Rheometer*  
EI – Energia intermediária de compactação Proctor  
EM – Energia modificada de compactação Proctor  
EN – Energia normal de compactação Proctor  
EVA – Copolímero etileno acetato de vinila  
FN – Ensaio de *flow number*  
HiMA – *Highly-modified asphalt*  
HRB – Sistema Rodoviário de Classificação de Solos  
IGG – Índice de Gravidade Global  
LAMP – Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira  
LAS – *Linear Amplitude Sweep*  
LVDTs – *Linear Variable Differential Transducers*  
MEDINA – Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Asfálticos  
MSCR – *Multiple Stress Creep and Recovery*  
PIB – Produto Interno Bruto  
REPAR – Refinaria Presidente Getúlio Vargas  
RET – Terpolímero reativo  
RT – Ensaio de resistência à tração por compressão diametral  
RTFOT – *Rolling Thin-Film Oven Test*  
SBR – Borracha de estireno-butadieno  
SBS – Copolímero de estireno-butadieno-estireno  
SGC – *Superpave Gyratory Compactor*  
SHRP – *Strategic Highway Research Program*  
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos

SUPERPAVE – *Superior Performing Asphalt Pavements*

TCU – Tribunal de Contas da União

UFPR – Universidade Federal do Paraná

USACE – *United States Army Corps of Engineers*

UTFPR – Universidade Tecnológica Federal do Paraná

VECD – *Viscoelastic Continuum Damage*

VMD – Volume Médio Diário

## LISTA DE SÍMBOLOS

- $\alpha$  – Parâmetro característico das propriedades do CAP sem dano no ensaio LAS
- $\gamma_{acc}$  – Deformação permanente acumulada na mistura asfáltica no ensaio de *flow number*
- $\gamma_{d,máx}$  – Massa específica aparente seca máxima obtida no ensaio de compactação Proctor
- $\gamma_{max}$  – Deformação máxima esperada no pavimento
- $\delta$  – Ângulo de fase
- $\epsilon_0$  – Deformação no início de um ciclo de fluência em um ensaio MSCR
- $\epsilon_c$  – Deformação no final de um ciclo de fluência em um ensaio MSCR
- $\epsilon_p$  – Deformação permanente específica no solo
- $\epsilon_r$  – Deformação no final do ciclo de fluência e recuperação em um ensaio MSCR
- $\mu$  – Coeficiente de Poisson da mistura asfáltica
- $\rho_0$  – Tensão referencial ou atmosférica
- $\sigma_3$  – Tensão confinante
- $\sigma_d$  – Tensão de desvio
- $\sigma_m$  – Tensão aplicada no ensaio MSCR
- $\sigma_t$  – Tensão aplicada no ensaio de fadiga por compressão diametral
- $\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$  – Parâmetros de regressão do modelo de deformação permanente
- $\omega_{ot}$  – Umidade ótima obtida no ensaio de compactação Proctor
- $A, B$  – Parâmetros de regressão do modelo de fadiga do CAP no ensaio LAS
- $C$  – Parâmetro de referência do ligante asfáltico e extraído do ensaio LAS
- $C_0, C_1, C_2$  – Constantes de regressão da curva característica de dano no ensaio LAS
- $CBR$  – Valor do Índice de Suporte Califórnia
- $CEP_{3,2}$  – Parâmetro de deformação permanente (ROY-CHOWDHURY, SALEH e MOYERS-GONZALEZ, 2021)
- $C_c$  – Coeficiente de curvatura
- $C_u$  – Coeficiente de uniformidade
- $C_v$  – Coeficiente de variação
- $D$  – Dano acumulado no ligante asfáltico em um ensaio LAS
- $D_{10}$  – Diâmetro efetivo
- $D_{60}$  – Diâmetro em que 60% do material passa pelo peneiramento
- $D_c$  – Diâmetro do corpo de prova
- $E_b$  – Espessura da camada de base no método CBR
- $E_r$  – Espessura do revestimento asfáltico no método CBR

$F$  – Carga vertical de ruptura do corpo de prova

$F_c$  – Fator de carga

$F_N$  – Valor do *flow number* da mistura asfáltica

$F_v$  – Fator de veículo

$G^*$  – Módulo complexo de cisalhamento

$G_{mb}$  – Massa específica aparente da mistura asfáltica

$G_{mm}$  – Densidade relativa máxima medida da mistura asfáltica

$G_{sb}$  – Densidade relativa aparente dos agregados

$H$  – Altura do corpo de prova

$H_T$  – Espessura total do pavimento asfáltico no método CBR

$IP$  – Índice de Plasticidade

$J_{nr}$  – Compliância não-recuperável em um ensaio MSCR

$J_{nr100}$  – Compliância não-recuperável a 100 Pa no ensaio MSCR

$J_{nr3200}$  – Compliância não-recuperável a 3.200 Pa em um ensaio MSCR

$J_{nr,diff}$  – Diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis

$J_{nr,slope}$  – Declividade percentual entre as compliâncias não-recuperáveis

$k_1, k_2, k_3$  – Constantes de regressão do modelo de Módulo de Resiliência do solo

$k_{eb}$  – Coeficiente de equivalência estrutural do material da base

$k_{er}$  – Coeficiente de equivalência estrutural do material do revestimento

$k_t$  – Constante de regressão do modelo de fadiga da mistura asfáltica

$LL$  – Limite de liquidez

$LP$  – Limite de plasticidade

$M_R$  – Módulo de resiliência

$M_{RA}$  – Módulo de resiliência da mistura asfáltica

$N$  – Número de passadas de um eixo-padrão simples no pavimento

$N_c$  – Número de ciclos no ensaio de deformação permanente no solo

$N_{inicial}$  – Número inicial de giros no compactador giratório SUPERPAVE

$N_f$  – Vida de fadiga do ligante asfáltico obtida no ensaio LAS

$N_{fm}$  – Vida de fadiga da mistura asfáltica no ensaio de fadiga por compressão diametral

$N_{máximo}$  – Número máximo de giros no compactador giratório SUPERPAVE

$N_{projeto}$  – Número de giros de projeto no compactador giratório SUPERPAVE

$n_t$  – Constante de regressão do modelo de fadiga da mistura asfáltica

$p$  – Carga máxima aplicada por um eixo de um veículo no pavimento

$R$  – Percentual de recuperação em um ensaio MSCR

$R^2$  – Coeficiente de determinação



$R_T$  – Resistência à tração por compressão diametral

$R_{100}$  – Percentual de recuperação a 100 Pa

$R_{3200}$  – Percentual de recuperação a 3.200 Pa

$RBV$  – Relação betume-vazios

$VAM$  – Volume de vazios no agregado mineral

$V_{dm}$  – Valor do volume diário médio

$V_v$  – Volume de vazios na mistura asfáltica

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>21</b>
1.1.	PANORAMA DA RODOVIA SC-163 .....	22
1.2.	OBJETIVOS DA PESQUISA .....	25
1.2.1.	Objetivo geral.....	25
1.2.2.	Objetivos específicos.....	25
1.3.	JUSTIFICATIVA .....	25
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1.	AVALIAÇÃO DE DEFEITOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	29
2.2.	FADIGA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS.....	32
2.3.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS.....	35
2.4.	MÉTODOS DE DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	38
2.5.	MODIFICAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS .....	41
2.6.	ENSAIOS E PARÂMETROS REOLÓGICOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CAP À FADIGA E À DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	48
2.7.	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS NO BRASIL .....	55
<b>3.</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>60</b>
3.1.	INVENTÁRIO DE DEFEITOS E ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG) .....	61
3.2.	ANÁLISE DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DO PAVIMENTO NO TRECHO EM ESTUDO DA RODOVIA SC-163 .....	63
3.2.1.	Caracterização do solo de subleito.....	63
3.2.2.	Ensaio de CBR no subleito e na camada granular .....	64
3.2.3.	Módulos de resiliência do solo e da camada granular .....	65
3.2.4.	Ensaio de deformação permanente no solo.....	67
3.3.	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS PELO MÉTODO SUPERPAVE.....	67
3.3.1.	Seleção dos ligantes asfálticos e ensaios laboratoriais .....	68
3.3.2.	Seleção dos agregados e respectivos ensaios .....	70
3.3.3.	Dosagem das misturas asfálticas .....	71

3.4.	ENSAIOS DE RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	74
3.4.1.	Resistência à tração por compressão diametral .....	74
3.4.2.	Módulo de resiliência das misturas asfálticas .....	74
3.4.3.	Fadiga por compressão diametral .....	75
3.4.4.	Ensaio uniaxial de carga repetida ou <i>flow number</i> .....	76
3.5.	COMPARAÇÕES ENTRE OS DESEMPENHOS DOS LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE E À FADIGA.....	77
3.6.	COMPARATIVOS ENTRE OS MÉTODOS DNIT E MEDINA .....	78
3.6.1.	Contagem de tráfego em campo .....	78
3.6.2.	Projeto de pavimentação do trecho e segundo o método CBR .....	80
3.6.3.	Projeto de pavimentação do trecho e segundo o método MEDINA.....	82
<b>4.</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>83</b>
4.1.	DEFEITOS E VALOR DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG).....	83
4.2.	ANÁLISE DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DO PAVIMENTO NO TRECHO EM ESTUDO DA RODOVIA SC-163 .....	85
4.2.1.	Caracterização inicial do solo de subleito.....	85
4.2.2.	Ensaio de CBR no subleito e na camada granular .....	87
4.2.3.	Módulos de resiliência do solo e do material granular da base.....	89
4.2.4.	Ensaio de deformação permanente no solo.....	92
4.3.	ENSAIOS COM LIGANTES ASFÁLTICOS .....	93
4.3.1.	Caracterização inicial e parâmetros correspondentes.....	93
4.3.2.	Caracterização reológica em regime oscilatório de cisalhamento .....	95
4.3.3.	Caracterização reológica segundo os ensaios MSCR e LAS .....	96
4.4.	AGREGADOS E ENSAIOS COM MISTURAS ASFÁLTICAS .....	102
4.4.1.	Seleção do agregado e respectivos ensaios iniciais.....	102
4.4.2.	Dosagem e teor de projeto das misturas asfálticas .....	103
4.4.3.	Resistência à tração por compressão diametral .....	105
4.4.4.	Módulo de resiliência.....	107
4.4.5.	Fadiga por compressão diametral .....	107
4.4.6.	Uniaxial de carga repetida ( <i>flow number</i> ).....	109
4.5.	CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS .....	111

4.6.	DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS DA RODOVIA SC-163 SEGUNDO OS MÉTODOS DNER (1981) E MEDINA.....	115
4.6.1.	Contagem de tráfego.....	115
4.6.2.	Dimensionamento do pavimento segundo o método CBR .....	118
4.6.3.	Dimensionamento do pavimento segundo o método MEDINA.....	119
4.6.4.	Análise comparativa entre os pavimentos dimensionados segundo os métodos CBR e MEDINA.....	121
<b>5.</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE NOVAS PESQUISAS.....</b>	<b>123</b>
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>125</b>
	<b>APÊNDICE A – Detalhamento do cálculo de IGG no trecho de estudo da Rodovia SC-163 .....</b>	<b>143</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Dentre os usos dos mais variados modais de transportes para escoamento de mercadorias, países com grande extensão territorial como Estados Unidos, China e Rússia se destacam pela utilização do modal ferroviário. Por outro lado, o Brasil utiliza o modal rodoviário em 95% do transporte de passageiros e em 65% do transporte de cargas, exercendo influência indireta em 29% do Produto Interno Bruto (PIB) nacional. Isto ocorre porque o serviço de transporte é diretamente responsável pela promoção do acesso dos bens produzidos no Brasil aos mercados externos (CNT, 2022). Tendo em vista a relevância do modal rodoviário no cenário socioeconômico brasileiro, é necessário que as rodovias existentes apresentem condições de conforto e trafegabilidade adequadas aos seus usuários. Tais requisitos são obtidos por intermédio da pavimentação das vias, bem como da sua correta manutenção (BALBO, 2007).

Um pavimento pode ser definido como um sistema de camadas constituídas por materiais com propriedades mecânicas diversas, sendo capaz de resistir aos esforços produzidos pela passagem dos veículos e sem apresentar deformações excessivas. As tensões aplicadas na camada de revestimento devem ser atenuadas e transmitidas às camadas subjacentes até a sua dissipação no solo de fundação, designado como subleito. A estrutura pode apresentar revestimento asfáltico e ser do tipo flexível (base de agregados) ou semirrígido (base cimentada). Ela pode também ser do tipo rígida, quando o revestimento é constituído por uma placa de concreto de cimento Portland (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Dentre os tipos de pavimentos, uma publicação da Confederação Nacional do Transporte – CNT (CNT, 2021) estima que quase a totalidade (99%) das rodovias pavimentadas no Brasil é constituída por uma estrutura do tipo flexível, com vida útil estimada entre oito e 12 anos. Por outro lado, há que se citar também a existência de ruptura precoce nos pavimentos antes de se alcançar o horizonte de projeto. Conforme apontado em um estudo do Tribunal de Contas da União – TCU (TCU, 2013), as rodovias brasileiras concluídas nos anos de 2011 e 2012 apresentaram defeitos após sete meses da execução da obra. Em outras palavras, a vida útil de tais rodovias sequer atingiu 12% da estipulada em projeto.

Além das deficiências construtivas, a CNT (2022) menciona que o estado de conservação das rodovias estaduais e federais é ruim, regular ou péssima em pouco

mais da metade da malha nacional avaliada no estudo (55,5%). O cenário é ainda mais crítico quando se considera o Estado de Santa Catarina, no qual 68,2% das rodovias têm seus revestimentos asfálticos classificados como ruins, regulares ou péssimos. Em comparação ao ano de 2021, este resultado mostra um aumento de 9,5 pontos percentuais, sendo o pior desempenho dentre todos os estados da região Sul do Brasil.

Dentre as rodovias presentes no estado catarinense e que merecem um destaque especial, é possível citar a SC-163. O trecho entre Itapiranga/SC e Iporã do Oeste/SC tem extensão de 30,6 km, com seu projeto datado de 1976 e obras finalizadas em 1983. Apesar de sua importância regional, determinados trechos da SC-163 encontram-se atualmente em péssimo estado de conservação, acarretando aumentos de custo para o transporte, maior desgaste às peças dos veículos e maior risco aos motoristas, dentre outros problemas (DER/SC, 1976; DNIT, 2003b).

### 1.1. PANORAMA DA RODOVIA SC-163

A SC-163 está sob responsabilidade do Estado de Santa Catarina e possui uma extensão de 30,6 km entre os municípios de Iporã do Oeste/SC e Itapiranga/SC. Ela permite a ligação entre a rodovia federal BR-163 (município de São Miguel do Oeste/SC) e a rodovia estadual ERS-163 (município de Barra do Guarita/RS). Em outras palavras, a SC-163 interliga os estados de SC e RS pelo Rio Uruguai, sendo também o único acesso pavimentado a Itapiranga/SC (ver trecho em vermelho na Figura 1). Cabe destacar também o fato de que a região de influência da SC-163 contempla uma fronteira entre o estado catarinense e a Argentina, sendo igualmente um importante corredor de interligação entre a região Centro-Ceste do Brasil, o oeste catarinense e o noroeste gaúcho.

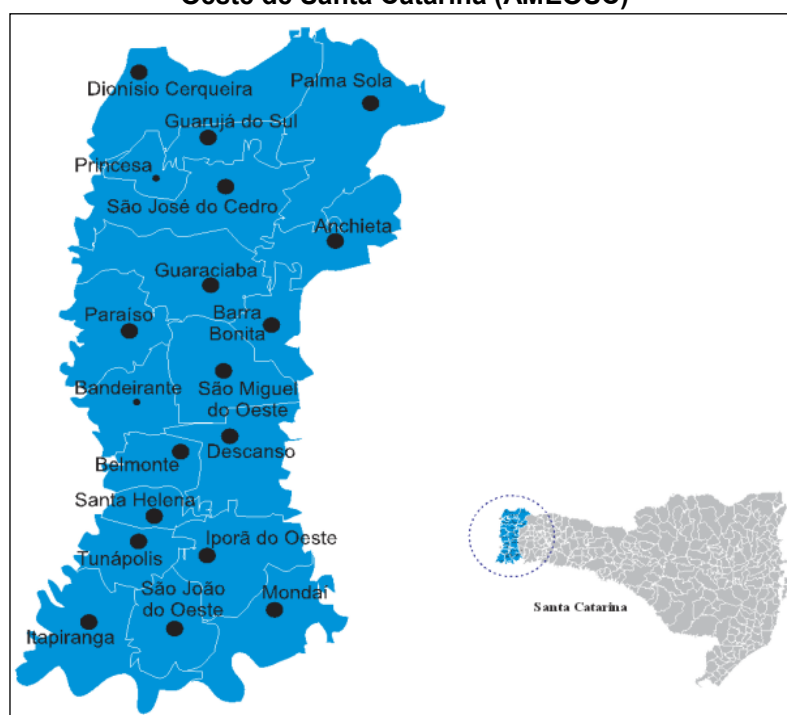
Em se tratando do município de Itapiranga/SC, ele faz parte da Associação dos Municípios do Extremo Oeste de Santa Catarina (AMEOSC) – mapa da Figura 2. Em 2021, a AMEOSC foi responsável pela contribuição total de R\$ 9,5 bilhões ao movimento econômico de Santa Catarina, sendo este movimento definido pela Lei Estadual nº 18.489/2022 (ESTADO DE SANTA CATARINA, 2022) como o somatório de riquezas produzidas no Estado. Deste montante, o município de Itapiranga/SC foi responsável por R\$ 1,5 bilhão ou 16,13% de tudo que é produzido na região extremo oeste do estado de Santa Catarina (AMEOSC, 2022).

Figura 1 – Mapa rodoviário com destaque para o acesso a Itapiranga/SC (em vermelho)



Fonte: Adaptado de Santa Catarina (2021)

Figura 2 – Identificação dos municípios pertencentes à Associação dos Municípios do Extremo Oeste de Santa Catarina (AMEOSC)



Fonte: AMEOSC (2014).

Esta participação expressiva de Itapiranga/SC no movimento econômico regional é fruto da produção agropecuária de fumo, grãos, aves, leite, suínos e bovinos. A proteína animal passa por industrialização em frigoríficos no próprio município, que escoam seus produtos quase que unicamente via SC-163 para os portos de Itajaí/SC, Navegantes/SC e Paranaguá/PR. Os grãos são transportados em carretas para o Rio Grande do Sul, Paraná e a região Centro-Oeste do Brasil. Dependendo da variação cambial da moeda brasileira, também há importação de grãos dos países vizinhos como Argentina, Paraguai e Uruguai, os quais também utilizam a SC-163 para chegada ao destino (FRANZEN e MAYER, 2016).

Mesmo com toda a importância da rodovia SC-163 nos cenários regional e estadual, o trecho compreendido entre os municípios de Itapiranga/SC e Iporã do Oeste/SC apresenta uma série de defeitos visíveis no revestimento asfáltico. O projeto do pavimento desta rodovia é datado de 1976, com a sua execução sendo concluída em 1983 (DER/SC, 1976). Desta forma, nota-se que a SC-163 não apresenta condições adequadas de conservação do revestimento asfáltico para suportar as cargas intensas do tráfego que por ela transitam.

Uma das razões para o atual estado de conservação da rodovia SC-163 encontra respaldo no dano por fadiga, que é um dos mecanismos mais comuns de ruptura em pavimentos asfálticos. Este tipo de ruptura afeta a camada de revestimento na forma de fissuras, sendo explicada pela ação contínua do tráfego e pelas respostas elásticas contínuas da camada de revestimento (PREUSSLER, 1983; RODRIGUES, 1991; PINTO, 1991; COLPO, 2014; ROSSATO, 2015). Outro tipo comum de ruptura se dá na forma de deformação irreversível ou permanente, a qual é proveniente da densificação ou ruptura por cisalhamento de uma ou mais camadas do pavimento (MOURA, 2010; BARROS, 2017). Desta forma, o surgimento prematuro de ruptura por fadiga ou deformação permanente – ou mesmo ambos os mecanismos – diminui sobremaneira a vida útil do pavimento (BERNUCCI *et al.*, 2022).

Há vários fatores que contribuem para o surgimento precoce de defeitos e, conseqüentemente, para a redução da vida útil do pavimento. Tais fatores incluem o processo de dosagem de misturas asfálticas, a escolha do ligante asfáltico e dos agregados que constituem a mistura e a seleção dos materiais das camadas subjacentes. As variações de temperatura a que o pavimento está exposto, o número de ciclos, a frequência, duração e a carga das solicitações e os parâmetros de dosagem constituem variáveis adicionais e que influenciam o desempenho e a



vida útil das misturas asfálticas (ASI, 2006; OTTO *et al.*, 2018; RIBAS e THIVES, 2019; GUO, NIAN e ZHOU, 2020; OLIVEIRA, BABADOPULOS e SOARES, 2020; BUSANG e MAINA, 2021; CARMO e MARQUES, 2021; HASSAN *et al.*, 2021).

## 1.2. OBJETIVOS DA PESQUISA

### 1.2.1. Objetivo geral

O objetivo geral do presente estudo consiste em uma análise comparativa dos desempenhos de ligantes e misturas asfálticas produzidas com Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) puro 50/70 e materiais modificados com o copolímero de estireno-butadieno-estireno (CAP+SBS) e a borracha moída de pneus (CAP+borracha). Para tal finalidade, será feita uma adequação da estrutura do pavimento da rodovia SC-163 ao método de dimensionamento mecânico-empírico MEDINA, considerando os mecanismos de ruptura por fadiga e deformação permanente.

### 1.2.2. Objetivos específicos

- Promover correlações entre os desempenhos dos ligantes e misturas asfálticas quanto aos danos por fadiga e deformação permanente;
- Selecionar a mistura com o tipo de CAP que apresenta os maiores desempenhos à deformação permanente e à fadiga em um contexto geral, bem como o pavimento asfáltico com maior vida útil segundo os critérios do método MEDINA; e
- Comparar o desempenho do pavimento asfáltico dimensionado segundo o método do DNER (1981) com a estrutura dimensionada pelo método MEDINA, destacando as diferenças entre as espessuras das camadas e a vida útil de cada um dos tipos de revestimento estudados.

## 1.3. JUSTIFICATIVA

Considerando o dano por fadiga e a deformação permanente como principais mecanismos de ruptura de revestimentos asfálticos, a literatura científica tem

apresentado resultados promissores no ganho de desempenho de ligantes asfálticos modificados, especialmente por meio da adição de borracha moída de pneus ou da incorporação do copolímero SBS. Os melhores desempenhos destas modificações quanto à fadiga e à deformação permanente são visíveis, podendo superar os 20% em comparação ao CAP convencional e para ambos os mecanismos de ruptura. Isso ocorre porque, de forma geral, os dois modificadores aumentam a resposta elástica e a rigidez do CAP, tornando-o menos suscetível à ruptura. Em termos práticos, isso também pode ser traduzido como uma maior vida útil em relação ao CAP puro (KÖK e ÇOLAK, 2011; NEJAD et al., 2011; MARCON, 2016; NUNES, 2019; OLIVEIRA et al., 2020; WANG et al., 2022).

Além da modificação dos ligantes asfálticos, estudos recentes têm mostrado que o método de dimensionamento do pavimento também pode influenciar a sua vida útil. A título de exemplificação, Vendrusculo *et al.* (2018), Chiarello *et al.* (2019) e Silva e Santos (2021) realizaram estudos comparativos entre o método empírico do DNER (1981) e o novo Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Asfálticos (MEDINA), do tipo mecanístico-empírico. Estes estudos indicaram que o método empírico não é capaz de considerar todas as variáveis às quais o pavimento está submetido durante a vida de serviço, sobretudo no caso da previsão de danos por fadiga. Assim, o método do DNER (1981) não permite ao engenheiro a verificação da previsão de desempenho do pavimento quanto à fadiga e, por consequência, a viabilidade técnica das espessuras escolhidas para as camadas.

Tendo em vista a relevância econômica da rodovia SC-163 para o desenvolvimento da região onde está inserida e os resultados promissores das pesquisas com ligantes asfálticos modificados, esta pesquisa se justifica pela busca do melhor tipo de CAP modificado – SBS ou borracha moída de pneus – para as solicitações de tráfego estimadas na rodovia. A escolha por ambos os modificadores também se deve ao uso mais comum em obras de pavimentação no Brasil, além da existência de normas técnicas nacionais específicas. Tendo em vista que o método MEDINA permite uma previsão de danos por fadiga e deformação permanente ao longo da vida útil do pavimento, julga-se possível a definição de uma solução tecnicamente viável para a camada de revestimento da SC-163, sem que haja a ruptura precoce desta camada.

## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Pavimentos são estruturas construídas em múltiplas camadas e assentadas sob um solo de fundação (o subleito), cujo objetivo é resistir às tensões provocadas pelo fluxo de veículos e, ao mesmo tempo, apresentar deformações não superiores a um valor máximo definido em projeto. Além disso, o revestimento dos pavimentos flexíveis é responsável pela interação do pneu com o pavimento e tem por objetivo evitar que haja percolação de água para as camadas inferiores e ser resistente às rupturas precoces por fadiga, deformação permanente e trincas de origem térmica (SCARANTO, 2007; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Especificamente no que concerne aos mecanismos de ruptura dos pavimentos asfálticos, os defeitos que ocasionam tais mecanismos podem ocorrer em uma ou mais camadas. Isto afeta sobremaneira o conforto dos usuários e a segurança no tráfego dos veículos. Esses defeitos podem ser oriundos de falhas na etapa de projeto (subdimensionamento), ações de intemperismo como chuvas, exposição aos raios solares e variações de temperatura, má qualidade dos materiais empregados ou cargas veiculares acima dos valores estimados em projeto (ROCHA, FERREIRA e BORBA, 2019; SEGRE, 2019).

Muito embora o subleito e as camadas de base e sub-base também apresentem defeitos causados por fatores como infiltração de água, expansão ou recalque, a camada de revestimento é aquela que recebe diretamente as tensões do tráfego. Desta forma, tal camada está mais suscetível ao aparecimento de danos ocasionados pelos carregamentos cíclicos. Sua composição é caracterizada principalmente por misturas asfálticas, ou seja, uma mistura de ligantes asfálticos, agregados e vazios entre as partículas. O processo de usinagem a altas temperaturas é um método comum de produção de misturas asfálticas no Brasil, em geral designadas como Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CAUQ). Em campo, o revestimento asfáltico reduz as tensões causadas pelas cargas dos veículos antes de transmiti-las às camadas inferiores (COLPO, 2014; BARROS, 2017).

No Brasil, há uma norma que define uma série de defeitos que podem ser encontrados em revestimentos asfálticos (DNIT, 2003a). Dentro desta terminologia, há a categorização de trincas e fissuras (exemplo na Figura 3), que podem ser isoladas ou interligadas e categorizadas em graus diferentes de severidade. Fontes

(2009) cita que a evolução destas trincas é caracterizada por defeitos do tipo “panela” (buracos ou cavidades), sendo estes os defeitos mais comprometedores para a trafegabilidade dos veículos e a condição da rodovia. Isto ocorre porque as trincas proporcionam a entrada de água nas camadas abaixo do revestimento, ocasionando fenômenos físicos como a poropressão. Desta maneira, a área trincada do pavimento passa a ser maior e há uma desagregação dos materiais constituintes das camadas. Por consequência, há um comprometimento da estabilidade das camadas do pavimento.

**Figura 3 – Exemplo de trinca interligada tipo bloco na rodovia SC-163**



**Fonte: Autoria Própria (2023)**

Outro tipo de defeito comum nas rodovias brasileiras é designado como Afundamento de Trilha de Roda (ATR), sendo causado por fatores como densificação da mistura asfáltica (eliminação de vazios), insuficiência ou perda de resistência do material, das camadas granulares ou do subleito, ou ainda ruptura da mistura por cisalhamento. Em termos práticos, o ATR é descrito como depressões na superfície do revestimento, com ou sem compensações laterais e geralmente localizadas nas trilhas das rodas dos veículos (RIBEIRO, 2017). A Figura 4 ilustra um exemplo deste mecanismo de ruptura do pavimento asfáltico.

Existem ainda os defeitos do tipo exsudação e escorregamento, que podem ser causados pela dosagem inadequada de CAP na mistura asfáltica. Tais defeitos são explicados majoritariamente pela dosagem e usinagem da mistura, não tendo relação direta com o carregamento cíclico ao qual o revestimento asfáltico está exposto no campo (RIBEIRO, 2017). Outro defeito possível de ser encontrado em

pavimentos asfálticos são as trincas de origem térmica. Este tipo de trinca é proveniente de retração térmica do revestimento após eventos extremos de baixa temperatura, tipicamente inferiores a  $-10^{\circ}\text{C}$  (SZWED e KAMINZKA, 2015). Isso ocorre porque a tensão de tração térmica induzida pela baixa temperatura é maior que a respectiva capacidade de resistência do revestimento (ADAM *et al.*, 2022). Tal mecanismo de ruptura praticamente inexistente nos pavimentos brasileiros devido a questões climáticas.

**Figura 4 – Exemplo de afundamento de trilha de roda**



**Fonte: DNIT (2003a)**

## 2.1. AVALIAÇÃO DE DEFEITOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Dentre todos os defeitos que podem ser identificados em pavimentos asfálticos, aqueles presentes na superfície são diretamente vinculados à percepção dos usuários em relação ao conforto durante o uso da via. Além disso, revestimentos com defeitos promovem danos aos veículos, acarretando maior desgaste de suas peças e aumentando os custos de manutenção, combustível, pneus e tempo de viagem. Em havendo tais defeitos, uma das possíveis etapas na busca pela melhor solução do problema é a quantificação e a catalogação de cada um deles segundo normas técnicas pré-definidas. Assim, é possível fornecer aos responsáveis pela via um diagnóstico correto do seu estado de conservação (MACHADO, 2013; BERNUCCI *et al.*, 2022).

A avaliação das condições funcionais dos pavimentos constitui-se um procedimento essencial para verificação do seu estado real de conservação. Tal avaliação precisa ser realizada através de procedimentos padronizados, de modo que seja possível identificar os defeitos mais comuns na rodovia e, portanto, associá-los aos mecanismos de ruptura. A obtenção de dados relativos à quantidade e à severidade dos defeitos também pode orientar manutenções corretivas no pavimento (VIEIRA *et al.*, 2016).

Dentre os métodos disponíveis e normatizados para avaliação do estado de conservação de pavimentos asfálticos, é possível citar os chamados “métodos não-destrutivos”. Estes dispensam a coleta de amostras, uma vez que seu processo de avaliação se dá pela identificação do tipo e quantificação dos defeitos. Além disso, tais métodos permitem uma análise com maior área de cobertura e de forma mais homogênea nos trechos estudados. Em outras palavras, faz-se necessária a extração de dados em vários pontos da rodovia para que o processo de coleta de amostras represente fidedignamente o estado de conservação da via. Desta forma, os métodos não destrutivos fornecem um banco de dados mais assertivo em relação ao estado de conservação do trecho total de estudo por meio da análise visual, mais simples e mais econômica (BERNUCCI *et al.*, 2022).

No Brasil, o procedimento de análise não destrutiva de pavimentos asfálticos ocorre segundo uma avaliação objetiva da superfície de revestimento, tanto no caso de pavimentos flexíveis quanto semirrígidos (DNIT, 2003b). Através deste processo, ocorre primeiramente a demarcação de estações na via e depois cada defeito é identificado e catalogado quanto ao seu tipo e quantidade. Também é feita a medição de flechas (profundidades) nos locais em que ocorre a ATR. Ao final, calcula-se o valor do Índice de Gravidade Global (IGG) e determina-se o estado de degradação do pavimento, conforme intervalos listados na Tabela 1.

A norma de avaliação objetiva de superfície traz algumas definições importantes como a estação de inventário. Tal estação é o nome dado à demarcação da superfície, que se estende da borda externa da faixa de rolamento até o meio da pista, compreendendo uma largura de 3 m. São realizadas a contagem e a classificação dos defeitos nesta demarcação, além da medição das flechas de trilha de roda. As estações devem ser alocadas de forma alternada na pista – ou seja, uma em cada sentido do fluxo – e a 20 m de distância uma da outra (DNIT, 2003b).

**Tabela 1 – Estados de degradação segundo o Índice de Gravidade Global (IGG)**

conceitos	limites
ótimo	$0 < IGG \leq 20$
bom	$20 < IGG \leq 40$
regular	$40 < IGG \leq 80$
ruim	$80 < IGG \leq 160$
péssimo	$IGG > 160$

Fonte: DNIT (2003b)

Apesar destas exigências, muitos autores têm buscado alternativas para aumentar o distanciamento entre as estações, especialmente quando o inventário se realiza em rodovias estaduais e federais – geralmente com grandes extensões. Nota-se também que, em linhas gerais, não há consenso entre estes mesmos autores a respeito do número de estações para atribuição do conceito do estado de conservação das respectivas rodovias.

A fim de exemplificar essa falta de unanimidade no número de estações e na alocação das mesmas, pode-se mencionar o trabalho conduzido por Rodrigues e Vaz (2016). No estudo em questão, não foram utilizadas estações em número mínimo necessário para cumprir as especificações do DNIT (2003b), mas sim um inventário de forma amostral. Isso significa que, diante da impossibilidade de se realizar o inventário em um número mínimo de estações exigido pela norma, a utilização de dados de forma amostral supriu a necessidade de se obter um conceito que possa ser atribuído à rodovia por completo.

Em outro estudo, Ribeiro, Bezerra e Pinheiro Neto (2017) buscaram a determinação do IGG para um trecho viário de 2.500 m. Neste caso, os autores consideraram somente 25 estações para a realização do procedimento, muito embora a norma utilizada para a realização do inventário solicitasse um total de 125 estações. Diante da dificuldade em se proceder com o levantamento de defeitos no número de estações requeridas, observa-se que os autores se valeram de um maior distanciamento das estações para, de igual forma, obter um conceito para o estado de conservação da rodovia estudada.

Em termos do procedimento efetuado por Espíndola *et al.* (2018), buscou-se a determinação do IGG em um trecho da BR-104, no estado de Alagoas. O trecho possui extensão de 32,47 km e, para realização da análise funcional, os autores analisaram 62 segmentos da rodovia – muito embora a norma previsse a demarcação de 1.623 estações. Já Marconatto e Oliveira (2021) realizaram o mesmo procedimento

de levantamento de defeitos em uma rodovia para determinação das condições de conservação do revestimento. Neste caso, a rodovia considerada foi a MG-190, em um trecho de aproximadamente 10 km. O número de estações inventariadas por estes autores foi de 12, com igual distanciamento entre uma estação e a outra.

Destaca-se também o estudo conduzido por Silva *et al.* (2020) na sequência norte da rodovia SC-163, em um trecho já federalizado e denominado BR-163. O trecho em questão está localizado entre os municípios de Toledo/PR e Marechal Cândido Rondon/PR. Nesta análise, buscou-se igualmente determinar o IGG para um trecho de 40 km. Segundo os autores, o trecho estudado da rodovia não apresenta defeitos de forma homogênea, sendo escolhido um local determinado como crítico e que corresponderia teoricamente a uma região onde há maior incidência de defeitos.

## 2.2. FADIGA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

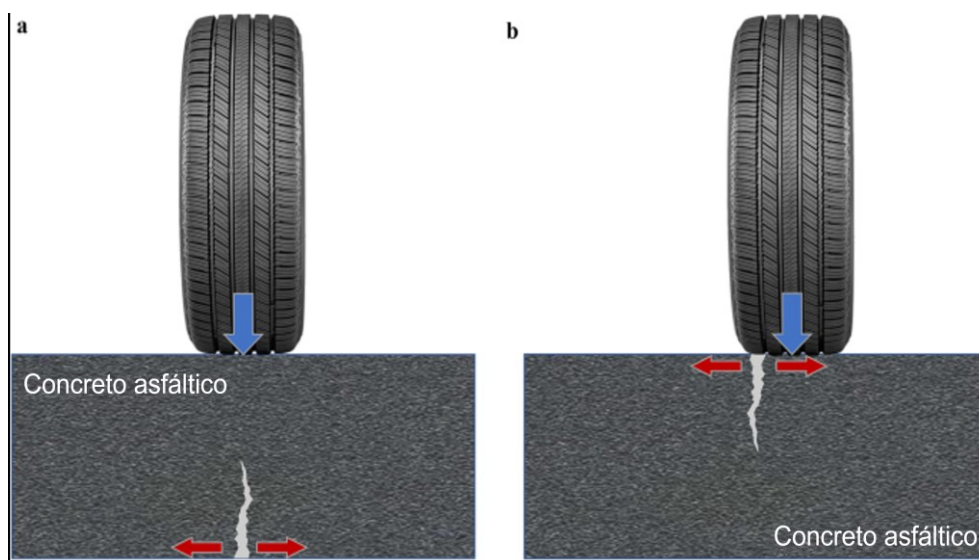
Um dos mecanismos de ruptura mais comuns em revestimentos asfálticos é o trincamento por fadiga. Em conjunto com a deformação permanente, este fenômeno é responsável por danos prematuros em diversos pavimentos brasileiros, tendo um impacto direto na redução da vida de serviço das rodovias. A fadiga é um processo normal de deterioração sofrido por um material quando são impostos a ele estados de tensão – aplicações de carga – e de deformação, de forma repetida. Muito embora estas tensões sejam inferiores ao limite último do material, fissurações podem ser notadas após um determinado número de ciclos. Em situações extremas, há ruptura completa (PREUSSLER, 1983; PINTO, 1991; RODRIGUES, 1991).

O dano por fadiga é explicado pelo acúmulo de microfissuras em função do carregamento repetido do tráfego. A junção destas microfissuras evolui para fissuras visíveis e maiores na superfície do revestimento, tanto em quantidade quanto em gravidade (COLPO, 2014). O surgimento destas fissuras ocorre pela distribuição de esforços no revestimento após a passagem das cargas dos veículos. A aplicação de uma carga na superfície do revestimento gera esforços de flexão, que resultam em tração na fibra inferior da mistura asfáltica. Estes esforços acarretam o surgimento de microfissuras na base da camada e, posteriormente, ocorre sua propagação até a superfície. A literatura designa este mecanismo de propagação das trincas como *bottom-up cracking*, ver Figura 5(a) (MATTOS, 2014).



Além das trincas que se propagam de baixo para cima, há também aquelas que se propagam na direção oposta – ou seja, de cima para baixo (*top-down cracking*), vide Figura 5(b). Estas são provenientes das tensões de cisalhamento do pavimento e geralmente ocorrem na direção longitudinal e ao longo das trilhas de roda. Também são observadas em camadas mais espessas de revestimento asfáltico (MATTOS, 2014). Alae *et al.* (2021) destacaram que as pesquisas conduzidas até o momento não permitem compreender com detalhes como as trincas *top-down* surgem e ocorrem no pavimento. Acredita-se que uma combinação de fatores como tensão de contato pneu-pavimento, propriedades viscoelásticas do CAP e influência da temperatura podem contribuir para o surgimento deste tipo de trincamento.

**Figura 5 – Exemplificação de trincas *bottom-up* (a) e *top-down* (b) em revestimentos asfálticos**



Fonte: Adaptado de Bessa *et al.* (2022).

Conforme explica Rossato (2015), pode-se fazer uma associação entre o fenômeno de fadiga e a capacidade resiliente das misturas asfálticas. A resiliência pode ser entendida como a deformação recuperável dos materiais após a remoção da carga aplicada. Em termos de um pavimento flexível adequadamente dimensionado, cabe ao revestimento a resistência às tensões aplicadas pelo fluxo de veículos, bem como apresentar esse comportamento resiliente. Com o passar do tempo, danos por fadiga tornam-se visíveis no revestimento asfáltico. Isto pode ser traduzido em uma perda da capacidade de deformação resiliente da mistura asfáltica.

Cavaleiro e Oliveira (2018) analisaram a redução da vida útil de pavimentos asfálticos em função da variação do módulo de resiliência ( $M_R$ ) na camada de

revestimento. Muito embora esta redução já seja esperada ao longo da vida de serviço do pavimento, os autores observaram que um decréscimo de 64,7% no valor do  $M_R$  poderia causar uma perda de até 78% na vida útil do revestimento, tendo em vista a propagação de trincas oriundas do dano por fadiga.

Quanto aos outros fatores que influenciam o desempenho das misturas asfálticas à fadiga, podem-se citar os seguintes: teor de CAP na mistura asfáltica, composição granulométrica, origem dos agregados, fatores climáticos, frequência das solicitações de tráfego e nível de envelhecimento do CAP (OTTO *et al.*, 2018; OLIVEIRA, BABADOPULOS e SOARES, 2020; GUO, NIAN e ZHOU, 2020; BUSANG e MAINA, 2021; HASSAN *et al.*, 2021).

Oliveira, Babadopulos e Soares (2020) avaliaram as alterações no ângulo de fase e no módulo complexo de três amostras diferentes de CAP convencional 50/70. Para fins de avaliação dos danos por fadiga em função da perda de capacidade da recuperação viscoelástica do CAP, estas propriedades reológicas foram determinadas em um reômetro de cisalhamento dinâmico. À medida que o número de ciclos de carregamento aumentava, o ângulo de fase também aumentava – o que se traduz em uma perda da resposta elástica do CAP.

Em se tratando de agregados, a literatura indica que não apenas a sua origem é relevante para o desempenho da mistura asfáltica à fadiga, mas também a angularidade das partículas (HASSAN *et al.*, 2021). Para um mesmo tipo de CAP e uma mesma origem dos agregados, o desempenho da mistura asfáltica pode ser afetado pela dosagem e seleção granulométrica (GUO, NIAN e ZHOU, 2020). Quanto às variações de temperatura e às propriedades reológicas do CAP, amplitudes térmicas expressivas e a perda de rigidez do material também podem exercer influência no desempenho da mistura asfáltica à fadiga (OTTO *et al.*, 2018; OLIVEIRA, BABADOPULOS e SOARES, 2020).

Muito embora exista uma série de procedimentos para determinação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas como o ensaio de viga de quatro pontos e o ensaio de tração na flexão, a norma de referência do DNIT para ensaio de fadiga (DNIT, 2018f) consiste na aplicação de carregamentos cíclicos em um corpo de prova cilíndrico e de modo diametral, sob tensão controlada. Esta tensão varia entre 5 e 40% da resistência à tração do material. O procedimento é conduzido até a ruptura completa da amostra ou a aplicação de 1.000.000 ciclos. Após a conclusão do ensaio, pode-se obter uma curva de fadiga para o material, em que a deformação recuperável

ou a tensão aplicada são correlacionadas com o número de ciclos. Conforme De Cezaro Júnior (2008), o ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada é de fácil execução, especialmente com relação ao sistema de moldagem dos corpos de prova e ao carregamento durante o ensaio. Além de corpos de prova moldados em laboratório, o procedimento também permite a obtenção de curvas de fadiga em corpos de prova extraídos de pavimentos de campo.

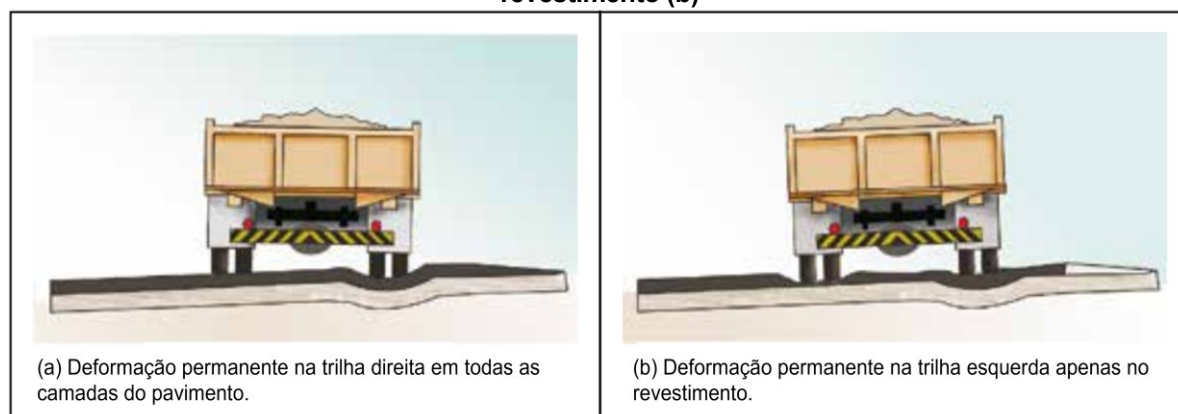
### 2.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

A deformação permanente (ou ATR) pode ser entendida como o resultado do acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis após a passagem de cada carregamento dos veículos. Em termos práticos, pode ser descrita como depressões longitudinais nos locais onde geralmente passam os pneumáticos, ainda que possa também ser visível em pontos isolados do pavimento. Esse tipo de defeito reduz o conforto e a segurança dos usuários da rodovia, sendo ainda pior em dias chuvosos devido ao acúmulo de água nas depressões e ao risco de aquaplanagem (MOURA, 2010; BARROS, 2017).

A deformação permanente pode ser ocasionada por deficiências em qualquer uma das camadas do pavimento. A formação do ATR pode ser proveniente tanto de recalques de subleito quanto de densificação das camadas intermediárias, além de poder estar associada a rupturas por cisalhamento ou escoamento do revestimento asfáltico. A Figura 6 exemplifica o fenômeno de deformação permanente em um pavimento asfáltico qualquer, considerando a estrutura como um todo (Figura 6 (a)) ou apenas o revestimento asfáltico (Figura 6(b)).

Nas misturas asfálticas, a deformação permanente costuma ocorrer devido a pelo menos um dos seguintes fatores: redução dos vazios do material (densificação), insuficiência de rigidez do CAP, ruptura por cisalhamento e distribuição granulométrica inadequada do agregado mineral (MOURA, 2010; BARROS, 2017). O método de dosagem da mistura também exerce influência no nível de deformação permanente do material no campo, conforme verificado nos estudos de Asi (2006) e Borges (2019). Em síntese, a deformação permanente é ocasionada por contribuições provenientes do comportamento viscoelástico do CAP e do esqueleto mineral da mistura asfáltica (JOLIET e MALOT, 2000; BAHIA *et al.*, 2001).

**Figura 6 – Deformação permanente em toda a estrutura do pavimento (a) ou somente no revestimento (b)**



**Fonte: Adaptado de Bernucci et al. (2022).**

O CAP é responsável por conferir à mistura asfáltica um comportamento viscoelástico. Isto significa que o material se comporta mais como um sólido quando é submetido a carregamentos rápidos. Todavia, quando há um carregamento aplicado por um longo período de tempo, o material tende a acumular uma deformação permanente maior porque seu comportamento tende a ser mais próximo ao de um fluido viscoso. Justamente por conta destas características, a temperatura e a frequência de carregamento são variáveis que influenciam o comportamento do CAP e, conseqüentemente, a rigidez da mistura asfáltica (BOEIRA, 2018).

Estudos têm sido conduzidos por diversos autores no intuito de verificar a influência de um ou mais fatores na resistência à deformação permanente. A título de exemplo, Busang e Maina (2021) investigaram o efeito das propriedades físicas e químicas dos agregados nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica. Para tal, os autores utilizaram um CAP convencional (60/80) e variaram os agregados quanto à sua origem, mais especificamente as origens granítica (com alto teor de sílica, cálcio e alumínio) e calcária (predominância de cálcio e sílica). As misturas produzidas com agregados de origem granítica proporcionaram resultados superiores de estabilidade Marshall (8,4 kN) em relação ao agregado calcário (7,1 kN), e isto sinaliza que o agregado granítico apresenta maior resistência à deformação permanente devido à maior rigidez da mistura final.

Zhang, Xie e Zhao (2021) submeteram corpos de prova de misturas asfálticas às temperaturas de 50 e 60°C, para fins de avaliação do desempenho à deformação permanente. A partir da taxa de deformação obtida em um simulador de tráfego acelerado, os autores não visualizaram diferenças significativas na deformação

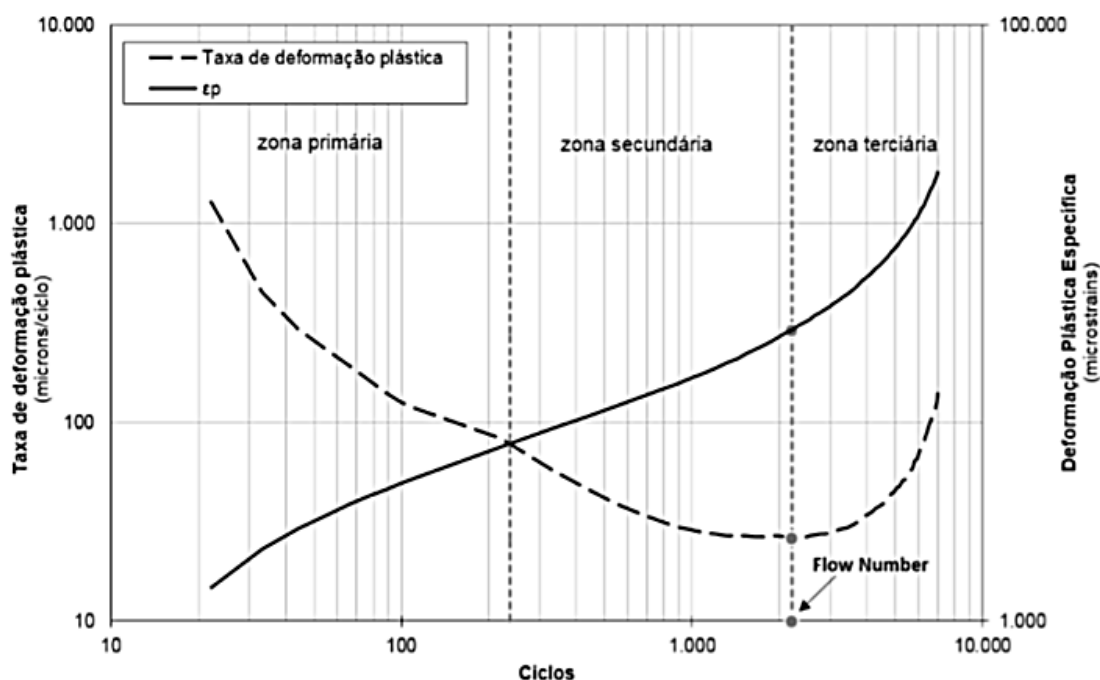
permanente dentro do gradiente térmico de 10°C e na condição seca de ensaio. Todavia, a taxa de deformação aumentou 2,8 vezes após a imersão dos corpos de prova em água e à temperatura de 50°C. Isto pode ser explicado pela redução da adesão entre o CAP e o agregado devido à presença da água, além da pressão exercida pelo carregamento na mistura asfáltica. Desta forma, constatou-se que a exposição à água contribui para uma maior suscetibilidade da mistura asfáltica à deformação permanente.

Nota-se, portanto, que fatores como a composição dos agregados (tanto no que concerne à origem quanto à granulometria), a temperatura e a presença de água no pavimento exercem influência no nível de deformação permanente da mistura asfáltica. Além destes, a escolha do método de dosagem (ASI, 2006; JITSANGIAM e NIKRAZ, 2013) e a definição do tipo de CAP (KÖK e ÇOLAK, 2011; MARCON, 2016; NUNES, 2019; OLIVEIRA *et al.*, 2020) também apresentam papel fundamental no desempenho das misturas asfálticas à deformação permanente.

Uma das formas de simular a aplicação das cargas do tráfego no pavimento asfáltico e monitorar o desempenho da mistura asfáltica à deformação consiste no ensaio uniaxial de carga repetida, com ou sem a aplicação de tensões de confinamento (WITCZAK *et al.*, 2002). Conforme pode ser observado na Figura 7, este ensaio fornece um gráfico dado pelo número de ciclos no eixo das abscissas e a taxa de deformação permanente (*microstrains/ciclo*) ou a deformação permanente específica (*microstrains*) no eixo das ordenadas – ou mesmo ambas as variáveis. Na zona primária, as deformações crescem e a taxa de deformação decresce com o aumento do número de ciclos. Isto representa a densificação da mistura asfáltica e tipicamente ocorre nos primeiros anos de serviço do pavimento (BARROS, 2017).

Já na zona secundária, a taxa de deformação diminui e a deformação acumulada cresce a um ritmo mais lento. Espera-se que as deformações permanentes não ultrapassem esta zona durante a vida útil da rodovia. Finalmente, a zona terciária é caracterizada por acréscimos expressivos na taxa de deformação e na deformação acumulada, descrevendo assim o rompimento da mistura por cisalhamento. Na literatura, costuma-se designar por *flow number* ( $F_N$ ) o número de ciclos em que a taxa de deformação é mínima, ou seja, a transição entre as zonas secundária e terciária. A partir deste momento, o revestimento não possui somente acomodação das partículas, mas também passa a romper por cisalhamento (BARROS, 2017).

Figura 7 – Relação entre deformação específica e taxa de deformação em função do número de ciclos de carregamento (ensaio de *flow number*)



Fonte: DNIT (2018g)

Além do ensaio uniaxial de carga repetida, outros protocolos utilizados na avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas são os ensaios de *creep*. Muito embora sejam de fácil execução, este tipo de ensaio apresenta variabilidade e dificuldade de repetição na obtenção dos resultados (MOURA, 2010). O *creep* dinâmico e outros ensaios vêm sendo escolhidos com menos frequência em comparação ao uniaxial de carga repetida, pois este geralmente permite a obtenção de melhores correlações entre os comportamentos da mistura asfáltica em laboratório e em campo. Além disso, a variação obtida nos resultados é menor, garantindo dados melhores para fins de análise estatística (BARROS, 2017).

#### 2.4. MÉTODOS DE DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Antes do processo de análise do comportamento mecânico das misturas asfálticas e da avaliação das suas suscetibilidades à deformação permanente e à fadiga, é necessário estabelecer um procedimento de dosagem. Tal procedimento define a faixa granulométrica dos agregados, o teor de CAP e a forma de compactação de corpos de prova, além de outras variáveis de projeto como as

temperaturas de usinagem e compactação. O objetivo principal é a determinação do teor de projeto de CAP, ou seja, a quantidade ideal de CAP para manter o intertravamento adequado das partículas de agregados. Ao mesmo tempo, espera-se não haver deformações excessivas e tampouco insuficiência de CAP (PEREIRA, 2012; BERNUCCI *et al.*, 2022).

O método de dosagem Marshall ainda é amplamente utilizado no Brasil para determinação dos teores de CAP que serão aplicados no preparo e na compactação da mistura asfáltica em campo. Por se tratar de um método empírico, vários estudos apontam deficiências no seu protocolo. Por exemplo, o método Marshall não reproduz de forma satisfatória as variáveis mais influentes no processo de desgaste do pavimento em campo – intempéries, gradientes térmicos elevados e alterações nas condições de carregamento, dentre outras. Ao promover uma compactação da mistura asfáltica por impacto, este método tampouco simula de forma eficiente a densificação que ocorre em um pavimento real e sob o carregamento de tráfego (ASI, 2006; RIBAS e THIVES, 2019).

Tendo reconhecido os problemas da utilização do método de dosagem Marshall, o Programa Estratégico de Pesquisa Rodoviária dos Estados Unidos (SHRP – *Strategic Highway Research Program*) desenvolveu um método que não mais utiliza compactação por impacto, e sim por amassamento. Também foi desenvolvido um dispositivo que permite esta modalidade de compactação, chamado de Compactador Giratório SUPERPAVE (SGC – *Superpave Gyrotory Compactor*). Neste novo método, igualmente designado como SUPERPAVE, são considerados dados de tráfego e gradientes térmicos aos quais o pavimento estará exposto, a fim de aproximar ao máximo o procedimento laboratorial das condições reais de campo (ASI, 2006; RIBAS e THIVES, 2019).

Vários estudos têm sido conduzidos para verificar as diferenças no comportamento mecânico de misturas asfálticas em função do método de dosagem. Por exemplo, Jitsangiam e Nikraz (2013) compararam os desempenhos de misturas asfálticas dosadas segundo os métodos SUPERPAVE e Marshall, considerando um CAP 60/70 e um número  $N = 3,0 \times 10^7$ . O teor ótimo de CAP no método SUPERPAVE foi de 5,0%, enquanto que pelo método Marshall foi de 5,2%. Em termos dos ensaios mecânicos, as misturas produzidas pelo método Marshall apresentaram resistência à tração 16% menores em relação às dosadas pelo método SUPERPAVE. Também se verificaram resultados menores para o  $M_R$  das

amostras dosadas segundo o método Marshall (310 MPa) em relação às dosadas segundo o SUPERPAVE (680 MPa).

Asi (2006) também comparou o desempenho de misturas asfálticas moldadas segundo os métodos Marshall e SUPERPAVE, além de manter a classificação 60/70 para o CAP convencional e o valor  $N = 3,0 \times 10^7$  para o nível de tráfego. Novamente, o teor ótimo de CAP foi maior no método de dosagem Marshall (5,2%) em relação ao SUPERPAVE (4,6%). No que tange à resistência, foram encontrados valores 32% maiores para a estabilidade Marshall no caso dos corpos de prova produzidos pelo método SUPERPAVE. Esta diferença aumentou para 66% após 24 h de imersão dos corpos de prova em água. No ensaio de dano por umidade induzida, as misturas asfálticas dosadas segundo o método Marshall perderam 31,5% da resistência à tração indireta, em comparação a um percentual de redução de somente 19% naquelas moldadas pelo método SUPERPAVE. Para se atingir um nível de deformação permanente igual a 3,5 mm, a dosagem segundo o método SUPERPAVE fez com que as misturas asfálticas necessitassem de um número de ciclos de carregamento 10 vezes maior que as dosadas segundo o método Marshall.

Os resultados publicados por Ribas e Thives (2019) igualmente destacaram a superioridade do método SUPERPAVE em relação ao método Marshall. Ao moldar corpos de prova com um CAP 50/70 e agregados distribuídos na faixa “B” do DNIT, observou-se que as amostras preparadas segundo o método SUPERPAVE resultaram em um volume de vazios menor (4,53%) que as dosadas segundo o método Marshall (5,17%). Em termos dos pontos de contato entre as partículas de agregados, responsáveis pelo esqueleto pétreo da mistura asfáltica, verificou-se que as amostras moldadas pelo método Marshall apresentaram de 140 a 300 zonas de contato por  $\text{dm}^2$ . Este valor tende a ser menor que no caso das moldadas pelo método SUPERPAVE (200 a 230 zonas de contato por  $\text{dm}^2$ ). Além disso, as amostras compactadas pelo método SUPERPAVE também apresentavam agregados em conformação horizontal, enquanto que as moldadas pelo método Marshall não apresentaram um comportamento padrão – ou seja, sem possibilidade de definição de um padrão de angularidade do agregado na amostra.

Em linhas gerais, Jitsangiam e Nikraz (2013) e Asi (2006) mostraram que a utilização do método SUPERPAVE para dosagem de misturas asfálticas apresenta menor consumo de CAP e melhores desempenhos mecânicos em laboratório. Além disso, o  $M_R$  da mistura asfáltica dosada segundo o método SUPERPAVE também



apresenta valores maiores em relação ao método Marshall, o que comprova a observação de níveis menores de deformação após as passagens das cargas dos veículos. Isso pode ser atribuído a um menor volume de vazios, um maior número de contatos entre as partículas e uma melhor conformação dos agregados nas misturas dosadas pelo método SUPERPAVE. Em termos laboratoriais, o SGC simula melhor a densificação e as tensões aplicadas na mistura asfáltica em campo que a compactação por impacto. Além disso, parte da perda de resistência nos corpos de prova dosados pelo método Marshall são explicadas por fraturas nos agregados durante o processo de compactação por impacto.

## 2.5. MODIFICAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS

O CAP utilizado em obras de pavimentação é quase sempre proveniente da destilação fracionada do petróleo cru. No Brasil, o CAP integra a grande maioria dos pavimentos nacionais. É descrito como uma solução coloidal composta de hidrocarbonetos (> 90%) e heteroátomos como enxofre, oxigênio e nitrogênio. Seu envelhecimento é causado por alterações químicas e perda das frações voláteis, sendo explicado pela exposição ao oxigênio, à radiação solar e às variações de temperatura. Estes fatores podem causar danos precoces em pavimentos porque o envelhecimento do CAP representa, em linhas gerais, um aumento da rigidez da mistura asfáltica (MARCON, 2016; BERNUCCI *et al.*, 2022).

Tendo conhecimento da importância das propriedades reológicas do CAP na resistência das misturas asfálticas à fadiga e à deformação permanente, muitos estudos têm sido conduzidos para viabilizar uma maior contribuição do CAP na resistência total da mistura. Uma das maneiras de se alcançar propriedades melhores no CAP é a modificação com um ou mais tipos de aditivos, os quais são incorporados ao material puro para aumentar a adesividade, reduzir a suscetibilidade às variações térmicas e aumentar as resistências ao envelhecimento, à rigidez, à elasticidade e à oxidação (MARINHO FILHO, 2017).

A modificação do CAP é recomendada particularmente nos casos em que o tráfego de veículos pesados é intenso ou existem grandes variações térmicas durante o ano. Em geral, são utilizados como aditivos a borracha moída de pneus inservíveis, os polímeros e os modificadores químicos. No caso dos polímeros, cabem destacar alguns

materiais sintéticos na literatura tais como o copolímero SBS, a borracha de estireno-butadieno (SBR) e o copolímero etileno acetato de vinila (EVA) (BERNUCCI *et al.*, 2022). Os teores dependem de estudos que avaliam a melhor aplicação para cada situação, levando-se em consideração as propriedades reológicas do CAP e o desempenho mecânico correspondente nas misturas asfálticas. A Tabela 2 mostra aspectos gerais da ação de cada modificador nos mecanismos de ruptura do pavimento, no combate ao envelhecimento e na redução do dano por umidade.

**Tabela 2 – Benefícios gerais de alguns tipos de modificadores do CAP**

<b>modificador</b>	<b>deformação permanente</b>	<b>trincas térmicas</b>	<b>trincas por fadiga</b>	<b>dano por umidade</b>	<b>envelhecimento</b>
elastômeros	X	X	X		X
plastômeros	X				
borracha moída de pneus	X	X	X		X
cal				X	X
enxofre	X				
modificadores químicos	X				
antioxidante					X
melhorador de adesividade				X	X
cal hidratada				X	X

(X) Símbolo significa que há benefício

**Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2022)**

Em linhas gerais, é possível observar na Tabela 2 que a utilização de borracha moída de pneus e polímeros elastoméricos (SBS e SBR, por exemplo) tende a melhorar as resistências do CAP à deformação permanente, ao trincamento por fadiga e às trincas de origem térmica, além de reduzir os efeitos danosos do envelhecimento. Especificamente no caso do copolímero SBS, um elastômero termoplástico, há também um aumento da resposta elástica do CAP na mistura asfáltica (MARCON, 2016; OLIVEIRA *et al.*, 2020).

O copolímero SBS é composto por uma longa cadeia molecular de polibutadieno, que confere propriedades elásticas ao modificador. Esta cadeia se encontra interligada a cadeias de poliestireno – responsáveis pela rigidez – em suas extremidades. Muito embora estejam agrupados, os blocos de poliestireno e de polibutadieno são incompatíveis e a conformação das moléculas depende da temperatura. Sob temperaturas amenas, os blocos de poliestireno se aglomeram. Porém, quando há um aumento da temperatura, esta aglomeração se desfaz e

permite que as moléculas de polibutadieno realizem uma conformação do material, tornando-o assim termoplástico (READ e WHITEOAK, 2003; CARLESSO, 2017).

Quando adicionado ao CAP, o copolímero SBS atua por meio do aumento da resposta elástica e aumento da viscosidade do material. Desta forma, seu emprego em revestimentos asfálticos tem por objetivos principais a redução de danos por fadiga e deformação permanente – benefícios estes que também costumam ocorrer com outros polímeros elastoméricos (READ e WHITEOAK, 2003). No Brasil, a norma que especifica os parâmetros mínimos para utilização de ligante asfáltico modificado por copolímero SBS é a norma DNIT 129/2011 – EM (DNIT, 2011).

Além do SBS, outro modificador muito comum na indústria de pavimentação é a borracha moída de pneus inservíveis, também chamada de *crumb rubber* ou *recycled tire rubber* em inglês. Além da questão ambiental, a incorporação deste modificador promove melhoria das propriedades reológicas e do desempenho do CAP em campo. Isso ocorre principalmente pela alta presença de negro-de-fumo e enxofre nas partículas de borracha (WANG *et al.*, 2022). Quando misturada ao CAP, ocorre a digestão parcial do modificador e a absorção das frações leves do CAP pelas cadeias moleculares da borracha. Esse processo ocorre em temperaturas elevadas e causa um aumento da viscosidade da formulação (NUNES, 2019), bem como uma redução da suscetibilidade ao envelhecimento e às variações térmicas. Read e Whiteoak (2003) também citam melhorias na resistência do CAP à fadiga neste tipo de modificação.

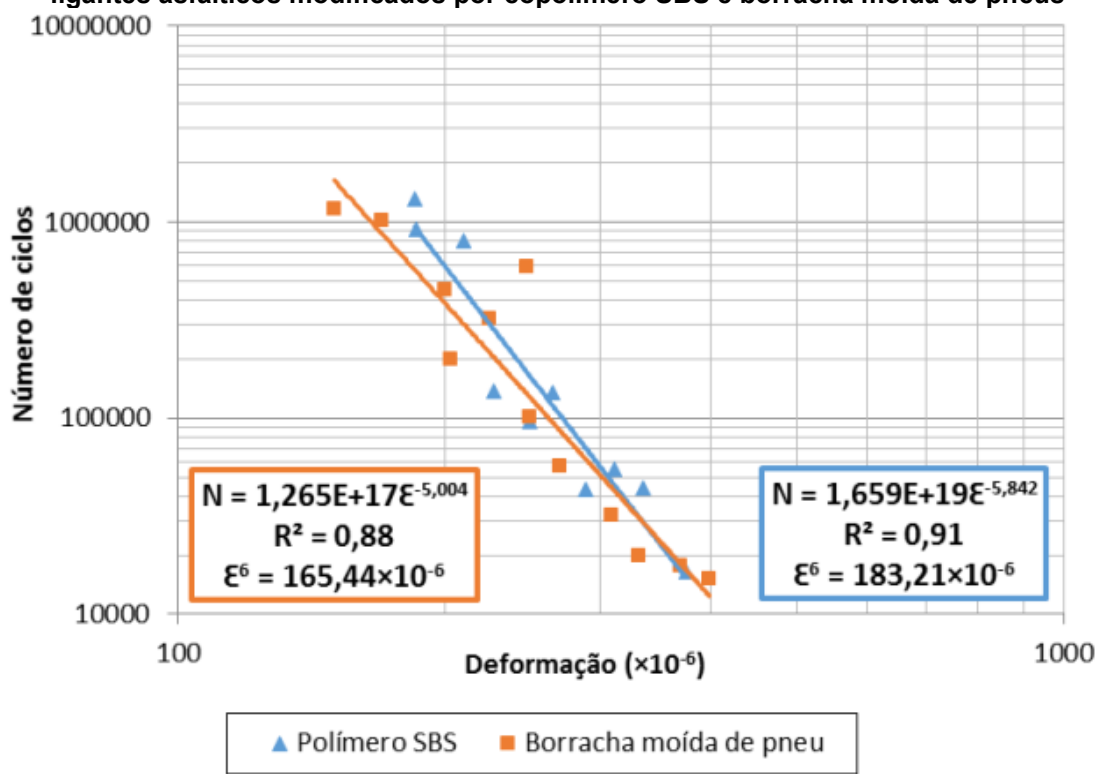
Há dois processos de incorporação de borracha moída de pneus no CAP, sendo eles o processo úmido e o processo seco. O processo seco caracteriza-se pela utilização do pó de pneu reciclado como agregado na mistura asfáltica, em percentuais de até 5%. Já no processo úmido, há uma absorção dos óleos aromáticos do CAP pelas partículas de borracha, conferindo assim maior ductilidade, maior viscosidade e menor suscetibilidade térmica ao material modificado. Ao mesmo tempo, a transferência das propriedades químicas da borracha ao CAP causa uma redução dos danos por raios ultravioletas e antioxidantes, aumentando a resistência do material à exposição natural da rodovia ao sol e à oxidação (SPECHT, 2004).

Segundo as especificações brasileiras para o assim chamado “asfalto-borracha” (DNIT, 2009), 100% das partículas de borracha devem passar na peneira #40 (0,425 mm). Entretanto, trabalhos como os de Oda e Fernandes Júnior (2001), Pinheiro (2004) e Specht *et al.* (2007) consideraram diâmetros de partículas entre 0,15

e 0,80 mm nos processos de modificação. É importante destacar que partículas com tamanhos menores facilitam a digestão da borracha pelo CAP, economizando energia durante o preparo da formulação.

Marcon (2016) conduziu uma investigação para verificar quais os possíveis ganhos obtidos em um CAP 50/70 após as modificações por SBS (teor de 3%) e borracha moída de pneus (teor de 15%). Foram feitos ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego *Orniéreur* e para um total de 30.000 ciclos. Ao final destes ensaios, foram constatadas deformações permanentes de 9,5% no CAP 50/70, 6,2% no CAP modificado por SBS e 5,8% no CAP modificado por borracha. Já em relação ao ensaio de fadiga (Figura 8), o material modificado por SBS apresentou melhor desempenho em um contexto geral.

**Figura 8 – Curvas de fadiga provenientes de ensaios de tração por compressão diametral em ligantes asfálticos modificados por copolímero SBS e borracha moída de pneus**



Nunes (2019) comparou o desempenho de um CAP 50/70 com um material modificado por borracha moída de pneus, considerando teores de 10, 15 e 20%. À medida que o teor de borracha moída aumenta, há reduções na penetração do CAP (de 69,7 dmm no CAP 50/70 para 30,1 dmm no CAP modificado com 20% de borracha). Também houve aumentos de até 13°C no ponto de amolecimento. Na

escala da mistura asfáltica, as misturas com CAP 50/70 e 10% de borracha moída tiveram resultados semelhantes nos ensaios de resistência à tração (0,65 e 0,66 MPa, respectivamente), seguidas da formulação com 15% de borracha (0,52 MPa) e da formulação com 20% de borracha (0,46 MPa). Quando submetidas ao ensaio uniaxial de carga repetida ou *flow number*, a formulação com 10% de borracha moída apresentou o melhor resultado (303 ciclos), seguida do CAP 50/70 (95 ciclos) e do CAP com 15% de borracha (56 ciclos).

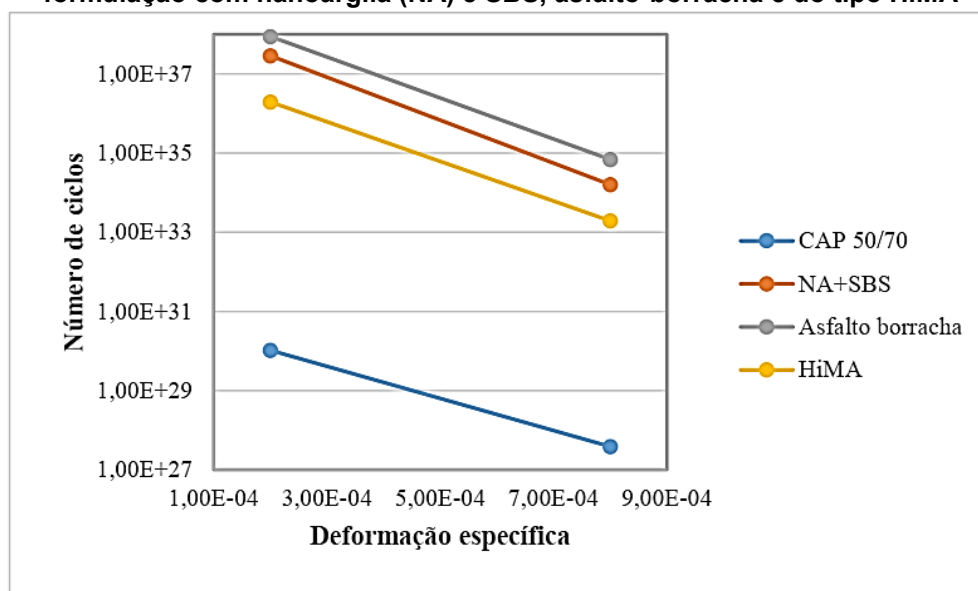
Nejad *et al.* (2011) consideraram teores de 6 a 26% de borracha moída de pneus em um CAP convencional 60/70. As formulações foram envelhecidas na estufa de filme fino rotativo (RTFOT – *Rolling Thin-Film Oven Test*) e, após este procedimento, verificou-se que os materiais com maior percentual de borracha moída apresentaram menor suscetibilidade térmica. Quando submetidas a ensaios no reômetro de cisalhamento dinâmico, as formulações com borracha moída apresentaram um aumento no valor do módulo complexo ( $G^*$ ). Para as formulações com os maiores teores de borracha, também houve variações menores no ângulo de fase ( $\delta$ ) em função da temperatura. Isto pode ser entendido como menores alterações na resposta elástica do material sob variações térmicas. A combinação destes resultados sinaliza uma maior resistência das formulações com borracha moída à deformação permanente.

Oliveira *et al.* (2020) conduziram análises de desempenho à fadiga e à deformação permanente em misturas asfálticas produzidas com um CAP 50/70, um CAP modificado com 15% de borracha moída de pneus, um CAP modificado com nanoargila (3%) e SBS (2%) e um CAP altamente modificado por polímero, ou *highly-modified asphalt* (HiMA). Os modelos de fadiga obtidos para as misturas asfálticas encontram-se resumidos na Figura 9. Nota-se que a formulação com borracha moída apresentou um melhor desempenho, seguida pela formulação com nanoargila e SBS. O CAP 50/70 apresentou resultados muito inferiores aos dos materiais modificados. Em termos do ensaio no simulador de tráfego para avaliação da resistência à deformação permanente após 30.000 ciclos, foram observadas deformações iguais a 3,4% no CAP modificado por borracha, 4% no CAP modificado por nanoargila e SBS, 5,2% na formulação com SBS e 10,37% no CAP puro 50/70.

Kök e Çolak (2011) estudaram os desempenhos de ligantes asfálticos convencionais e formulações preparadas com SBS (teores de 2%, 3%, 4% e 5%) e borracha moída de pneus (teores de 4%, 6%, 8% e 10%). Após ensaios no reômetro

de cisalhamento dinâmico, observou-se que  $G^*$  aumentou à medida que se aumentava o teor de borracha moída (valores iguais ou superiores a 9%) ou de SBS (valores de pelo menos 4%) na formulação. Quando submetidas aos ensaios de *flow number*, as misturas asfálticas com os melhores desempenhos à deformação permanente aos 3.000 ciclos continham 5% de SBS e 10% de borracha moída de pneus. No caso dos ensaios de fadiga, o critério de ruptura foi atingido após 2.200 ciclos no CAP modificado com 10% de borracha moída e após 2.500 ciclos no CAP modificado com 5% de SBS.

**Figura 9 – Ensaio de fadiga em misturas asfálticas produzidas com um CAP 50/70, uma formulação com nanoargila (NA) e SBS, asfalto-borracha e do tipo HiMA**



Fonte: Oliveira et al. (2020)

Badri, Alkaissi e Sutanto (2021) estudaram os efeitos da modificação de um CAP convencional (penetração 47 dmm) e após modificação com borracha moída de pneus nos teores de 5%, 7%, 10%, 12% e 15%. Os autores observaram uma diminuição progressiva na penetração com o aumento do teor de borracha, até o valor mínimo de 32 dmm para um teor de 15%. O grau contínuo na especificação SUPERPAVE – ou *continuous grade* em inglês – também aumentou em relação ao CAP puro (68,5°C), até atingir um valor máximo de 78,2°C para o percentual de 10% de borracha. Por outro lado, houve um decréscimo deste grau contínuo para 72,2°C e 70,4°C para os teores de 12 e 15% de borracha, respectivamente. Aumentos no grau contínuo indicam um aumento da rigidez do CAP, o que contribui diretamente para um aumento da resistência à deformação permanente.

Em um contexto geral, observa-se que a incorporação de borracha moída de pneus ao CAP causa um aumento da sua viscosidade e melhores resultados em ensaios de deformação permanente nas misturas asfálticas correspondentes (KÖK e ÇOLAK, 2011; MARCON, 2016; NUNES, 2019; NEJAD *et al.*, 2011; OLIVEIRA *et al.*, 2020). Estes resultados mais promissores na escala da mistura asfáltica podem ser explicados pela maior rigidez do CAP modificado com borracha moída de pneus, a qual pode ser traduzida em maiores valores do grau PG contínuo e menores valores de penetração (BADRI, ALKAISSI e SUTANTO, 2021). Assim, é possível sugerir a hipótese de que misturas asfálticas produzidas com este tipo de CAP modificado tendem a possuir menores níveis de deformação permanente em campo.

Em termos da modificação do CAP com SBS, as pesquisas de Marcon (2016), Oliveira *et al.* (2020) e Kök e Çolak (2011) indicaram que a incorporação deste copolímero melhora significativamente o desempenho das misturas asfálticas à fadiga. Isto pode ser atribuído a uma maior resposta elástica da formulação nos ensaios de cisalhamento em regime oscilatório, mesmo sob gradientes térmicos elevados. Além destas maiores respostas elásticas, o CAP modificado com SBS também tende a possuir maiores valores de  $G^*$  e menores penetrações – o que, em tese, pode ser traduzido como maiores níveis de rigidez na formulação.

Onofre *et al.* (2013) avaliaram as suscetibilidades de 13 tipos de ligantes asfálticos modificados por polímero e por borracha moída de pneus à deformação permanente, segundo dados coletados nos ensaios de *flow number* a 60°C. Pode-se evidenciar que o CAP convencional 50/70 atingiu o valor de 1.977 ciclos para o parâmetro  $F_N$ . No que tange aos ligantes asfálticos modificados com copolímero SBS e borracha moída de pneus, notou-se que o ensaio não foi interrompido até a aplicação do valor máximo de 10.000 ciclos, sendo que o CAP modificado com SBS apresentou um nível de deformação ligeiramente superior ao do CAP modificado por borracha. Isto indica boa resistência de ambas as formulações à deformação permanente e na escala da mistura asfáltica.

Barros, Brito e Ceratti (2015) submeteram misturas asfálticas ao ensaio uniaxial de carga repetida a 60°C para determinação do parâmetro  $F_N$ . Foram consideradas misturas com a mesma curva granulométrica, porém variando o tipo de CAP – ligante asfáltico convencional (CAP 50/70), modificado por polímero (AMP 60/85-E) e modificado por borracha moída (AB 8). Após a realização dos ensaios até o limite de 10.000 ciclos, verificou-se que a mistura com AMP 60/85-E não atingiu o critério de  $F_N$ ,

tendo, portanto, o melhor desempenho à deformação permanente dentre as misturas estudadas na pesquisa. Por outro lado, as misturas com AB 8 e o CAP 50/70 atingiram o critério de ruptura ( $F_N$ ) após 177 e 124 ciclos, respectivamente.

Além de Barros, Brito e Ceratti (2015), Boeira (2018) também constatou um desempenho superior da formulação AMP 60/85-E em relação ao CAP convencional. Enquanto o material puro obteve um valor médio de 549 ciclos para  $F_N$ , o CAP com polímero atingiu 5.165 ciclos. Esta pesquisa de Boeira (2018) considerou ainda um CAP altamente modificado por polímero (HiMA), o qual não rompeu após 10.000 ciclos de carregamento no ensaio uniaxial de carga repetida.

Em uma análise geral dos resultados de  $F_N$ , é possível verificar que este parâmetro confere uma boa relação com os desempenhos de ligantes asfálticos modificados à deformação permanente. A incorporação do copolímero SBS promove maiores respostas elásticas e maiores níveis de rigidez à mistura, sendo traduzido em resultados melhores nos ensaios de laboratório. Bons desempenhos também costumam ser observados para as formulações preparadas com borracha moída de pneus. Além disso, o *flow number* é incluído no método MEDINA como um critério de avaliação do desempenho de misturas asfálticas a este mecanismo de ruptura, em função do nível de tráfego.

De uma forma geral, a modificação do CAP com SBS ou borracha moída de pneus inservíveis tipicamente acarreta melhores desempenhos à fadiga e à deformação permanente na escala da mistura asfáltica. Também é possível concluir que resultados mais satisfatórios para ambos os mecanismos de ruptura tendem a ser observados para teores próximos a 10% de borracha moída e 5% de SBS nas formulações. Tais resultados foram identificados após a incorporação de borracha moída de pneus e copolímero SBS em teores próximos a 10% e 5%, respectivamente. Cabe destacar que a norma brasileira (DNIT, 2009) estabelece um teor mínimo de 15% de borracha moída de pneus no CAP para uso em misturas asfálticas.

## 2.6. ENSAIOS E PARÂMETROS REOLÓGICOS PARA AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO CAP À FADIGA E À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

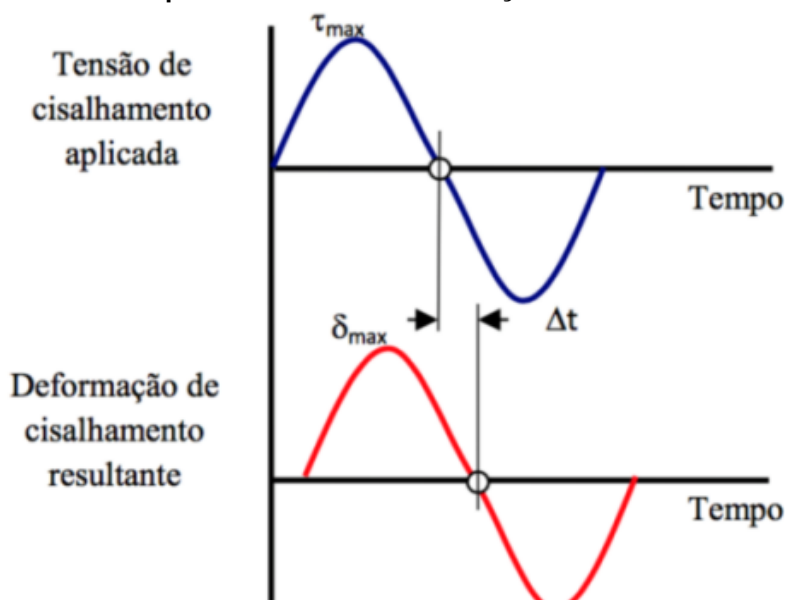
A realização de ensaios reológicos no CAP tem como um de seus objetivos a obtenção de parâmetros que se correlacionam com os desempenhos das misturas



asfálticas. Em termos dos mecanismos de ruptura por fadiga e deformação permanente, estes ensaios são feitos no reômetro de cisalhamento dinâmico, ou *dynamic shear rheometer* (DSR) em inglês. A amostra de CAP é condicionada entre as duas placas paralelas do DSR, sendo que uma delas permanece fixa e a outra aplica tensões ou deformações na amostra. Os parâmetros ou propriedades reológicas são determinados em programas computacionais (FONTES, 2009; OLIVEIRA, 2022).

Nos anos 1990, o SHRP sugeriu o uso do ensaio de cisalhamento em regime oscilatório para obtenção de  $G^*$  e  $\delta$  do CAP em determinadas temperaturas e condições de carregamento. Sendo o CAP um material viscoelástico, sua resposta não acontece imediatamente à aplicação da carga cisalhante. Em outras palavras, existe um lapso temporal entre as curvas de tensão e de deformação da amostra, o qual está correlacionado ao ângulo de fase  $\delta$  (ver Figura 10). Quanto maior o intervalo de tempo entre a aplicação desta carga e a deformação do material, maior será o valor de  $\delta$ . Ângulos mais próximos de  $90^\circ$  indicam uma maior resposta viscosa, enquanto ângulos mais próximos de  $0^\circ$  sinalizam uma maior resposta elástica. No caso de  $G^*$ , seu valor está correlacionado à rigidez do CAP, sendo tanto mais rígido o material quanto maior o valor de  $G^*$  (BAHIA e ANDERSON, 1995; OLIVEIRA, 2022).

Figura 10 – Curvas típicas de tensão e deformação em um material viscoelástico



Fonte: Fontes (2009).

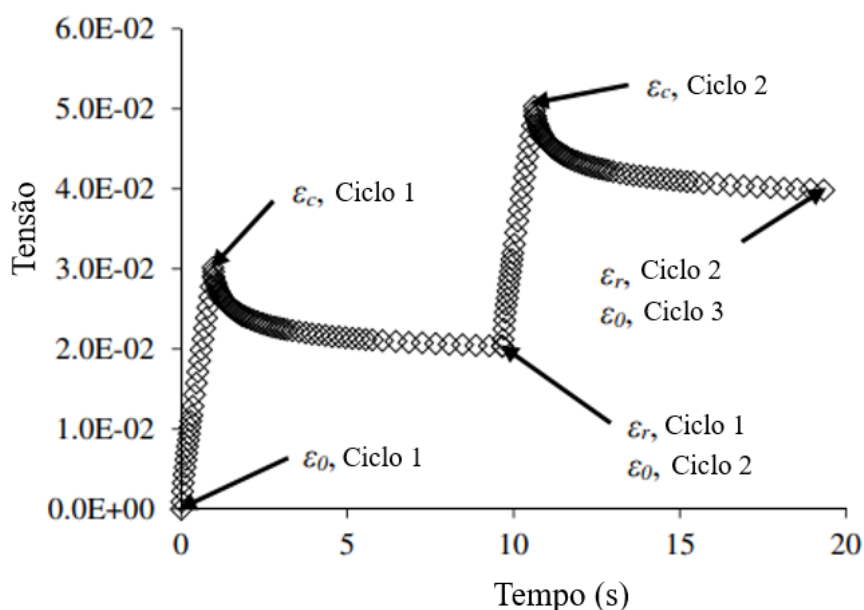
Para fins de especificação do CAP no SUPERPAVE e garantia de uma resistência mínima do material à deformação permanente, foram sugeridos valores

mínimos de 1,0 e 2,2 kPa para o parâmetro  $G^*/\sin\delta$  e nas condições virgem e envelhecida no RTFOT, respectivamente. No caso da resistência mínima à fadiga, o SUPERPAVE recomendou inicialmente um valor máximo de 5.000 kPa para o parâmetro  $G^*/\sin\delta$  e a condição envelhecida a longo prazo do CAP (BAHIA e ANDERSON, 1995). Com o avanço das pesquisas, verificou-se que nenhum destes parâmetros tem boas correlações com os desempenhos das misturas asfálticas à fadiga e à deformação permanente (BAHIA *et al.*, 2001). Conseqüentemente, novos ensaios e protocolos de carregamento do CAP no DSR foram desenvolvidos e publicados na literatura.

Em termos da deformação permanente, o ensaio em regime oscilatório foi substituído por um protocolo de ensaio composto por 11 níveis de tensão – desde 25 até 25.600 Pa – e a aplicação de 10 ciclos sucessivos de carregamento e repouso (fluência repetida) em cada um destes níveis. Tal protocolo foi designado como ensaio de fluência e recuperação sob tensões múltiplas, ou *multiple stress creep and recovery* (MSCR) em inglês (D'ANGELO *et al.*, 2007). No caso da fadiga, um protocolo de carregamento acelerado do CAP no DSR – desenvolvido por Johnson (2010) e posteriormente refinado por Hintz (2012) – foi sugerido para substituir os ensaios em regime oscilatório e de varredura de tempo (*time sweep*). Este procedimento foi designado como varredura de amplitude linear, ou *linear amplitude sweep* (LAS) em inglês.

A Figura 11 a seguir apresenta uma curva típica de resposta de deformação do CAP quando submetido aos ciclos de fluência e recuperação no MSCR. O ensaio tem início na menor tensão e, após a aplicação de todos os ciclos de fluência repetida nesta mesma tensão, tem-se início um novo conjunto de ciclos de carregamento e descarregamento na tensão subsequente. Foram escolhidos os tempos de 1,0 s para o carregamento e de 9,0 s para o repouso, totalizando assim 10 s por ciclo. Discussões na literatura indicam que ambos os tempos foram selecionados para não tornar o MSCR um ensaio extremamente demorado para fins de uso em especificações de compra e venda de ligantes asfálticos (D'ANGELO *et al.*, 2007). Os desenvolvedores do MSCR tinham por propósito inicial a limitação dos valores das compliâncias não-recuperáveis entre 0,1 e 5,0 kPa<sup>-1</sup>. Neste sentido, compliâncias situadas fora do intervalo em questão poderiam sugerir resultados não confiáveis para a análise dos resultados do CAP (WHITE, 2017).

Figura 11 – Resposta típica de deformação do CAP durante um ensaio MSCR



Fonte: Adaptado de Domingos (2017).

Para cada ciclo de fluência repetida no MSCR e uma determinada tensão  $\sigma_m$ , são coletadas as deformações no início deste ciclo ( $\varepsilon_0$ ), no final deste ciclo ( $\varepsilon_r$ ) e no final do tempo de fluência ( $\varepsilon_c$ ). Tais deformações possibilitam a obtenção dos percentuais de recuperação do CAP ( $R$ ) conforme Equação (1), bem como a compliância não-recuperável ( $J_{nr}$ ) segundo a Equação (2). Tanto a norma ASTM D7405 quanto a norma definitiva AASHTO T 350 padronizaram as tensões em dois valores, sendo eles 100 Pa e 3.200 Pa.

$$R(\%) = \left[ \frac{(\varepsilon_c - \varepsilon_0) - (\varepsilon_r - \varepsilon_0)}{(\varepsilon_c - \varepsilon_0)} \right] \times 100 \quad (1)$$

$$J_{nr} = \frac{\varepsilon_r - \varepsilon_0}{\sigma_m} \quad (2)$$

Além do uso do parâmetro  $J_{nr}$  como um critério de classificação do CAP e estimativa da sua resistência à deformação permanente, o SUPERPAVE também instituiu um parâmetro para avaliação da sensibilidade do CAP ao aumento do nível de tensão de 100 Pa para 3.200 Pa. Este parâmetro, designado como  $J_{nr,diff}$  e dado pela diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis a 100 Pa e a 3.200 Pa, estava inicialmente limitado a 75% para todos os tipos de ligantes asfálticos. Por meio desta limitação de  $J_{nr,diff}$ , tinha-se por objetivo o controle do aumento repentino de  $J_{nr}$

quando a tensão aplicada no pavimento aumentasse a um valor não estimado em projeto, evitando assim um aumento excessivo da deformação permanente.

Estudos posteriores constataram que determinadas formulações – sobretudo as modificadas com polímeros – são incapazes de atender a este requisito de  $J_{nr,diff}$  devido aos valores extremamente baixos de  $J_{nr}$ , mesmo a 3.200 Pa (WHITE, 2017). Além disso, o parâmetro  $J_{nr,diff}$  não demonstrou qualquer correlação com o desempenho das misturas asfálticas à deformação permanente (STEMPIHAR, GUNDLA e UNDERWOOD, 2018). Finalmente, a aplicação de somente 10 ciclos de fluência e recuperação faz com que nem toda a deformação ao final de um ciclo de fluência qualquer ( $\epsilon_r$ ) seja constituída apenas de deformação permanente. Segundo esta lógica, parte do valor de  $\epsilon_r$  seria constituído de deformação recuperável com o tempo, e não permanente. A fim de evitar este problema, foram sugeridos números maiores de ciclos no MSCR – ao menos 30 – para permitir a máxima recuperação possível à formulação no ensaio (GOLALIPOUR, BAHIA e TABATABAEE, 2017).

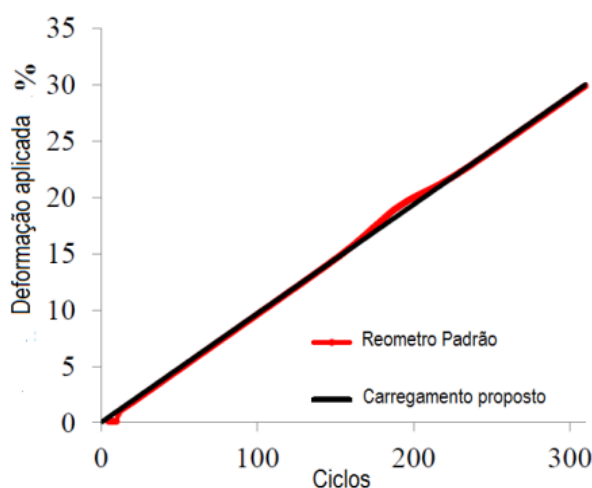
Considerando todas estas críticas da literatura científica, tanto a norma ASTM D7405 quanto a norma AASHTO T 350 – além da AASHTO M 332, referente ao SUPERPAVE e ao MSCR – foram atualizadas para incorporar o máximo possível de alterações nas especificações do CAP. Por exemplo, o número de ciclos do MSCR a 100 Pa aumentou de 10 para 20. Além disso, o parâmetro  $J_{nr,diff}$  passou a ser dispensável quando o valor de  $J_{nr}$  a 3.200 Pa é inferior a  $0,5 \text{ kPa}^{-1}$ . Por outro lado, foram mantidos o número de ciclos a 3.200 Pa (10 ciclos) e os tempos de fluência e recuperação (1 e 9 s), bem como a obrigatoriedade do cálculo de  $J_{nr,diff}$ .

Já no caso do ensaio LAS, este tem o mesmo princípio fundamental do ensaio de *time sweep* – a saber, a imposição de danos a uma amostra de CAP pela aplicação sucessiva de carregamentos em regime oscilatório. Todavia, o LAS acelera este processo de dano na amostra por meio de incrementos progressivos no nível de deformação aplicado pelo DSR. Inicialmente, tais incrementos ocorriam no formato de degraus (JOHNSON, 2010). Porém, isto não era tecnicamente viável e refinamentos posteriores o substituíram por incrementos lineares constantes (HINTZ, 2012), mais próximos do que realmente ocorre em um DSR (vide Figura 12).

Inicialmente estabelecido como uma norma temporária (AASHTO TP 101) em 2012, o LAS recebeu a designação definitiva AASHTO T 391 apenas em 2020 (AASHTO, 2020b). O procedimento tem início com uma varredura de frequência entre 0,2 e 30 Hz, mantendo-se uma amplitude baixa de deformação (0,1%) para

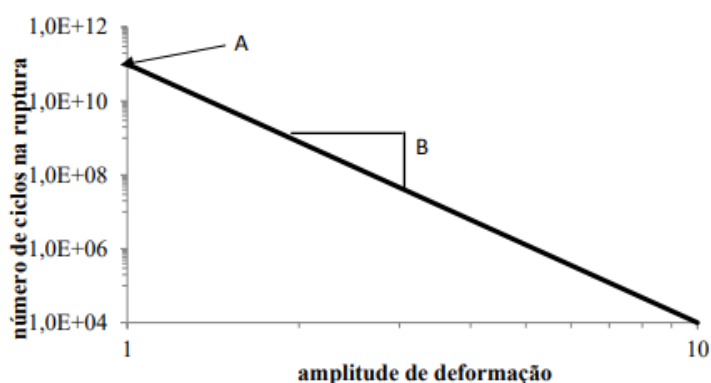
garantir que o material esteja na faixa de viscoelasticidade linear. A avaliação do dano por fadiga no CAP ocorre segundo a teoria do dano contínuo viscoelástico (VECD – *Viscoelastic Continuum Damage*), o qual também permite a elaboração de um modelo de fadiga. Este modelo estima a vida de fadiga no ligante asfáltico ( $N_f$ ) em função da máxima deformação esperada no pavimento ( $\gamma_{max}$ ), ajustando-o a uma equação de potência com dois parâmetros  $A$  e  $B$  (PAMPLONA, 2013), conforme Equação (3) e exemplo na Figura 13. Em tais casos, o acúmulo de dano por fadiga no CAP é caracterizado pelo desvio do comportamento linear e pela redução na rigidez da amostra (PAMPLONA, NUÑEZ e FAXINA, 2014).

**Figura 12 – Carregamento de um DSR real e comparação com o proposto no LAS**



Fonte: Nuñez (2013)

**Figura 13 – Curva típica de vida de fadiga no ligante asfáltico após o ensaio LAS**



Fonte: Pamplona (2013).

$$N_f = A \times (\gamma_{max})^B \quad (3)$$

Martins (2014) destacou em sua pesquisa que, para um conjunto de seis ligantes asfálticos puros e um modificado com ácido polifosfórico (PPA), os resultados do LAS mostraram boas correlações –  $R^2$  de aproximadamente 0,85 – com as vidas de fadiga de misturas asfálticas. As modificações com polímeros de diversos tipos e PPA tendem a aumentar expressivamente as vidas de fadiga do CAP, conforme relatado nos trabalhos de Pamplona (2013), Nuñez (2013) e Pamplona, Nuñez e Faxina (2014). Além disso, o petróleo de origem do CAP também pode influenciar seu desempenho à fadiga no LAS, de modo que os teores necessários de modificadores podem ser maiores em alguns tipos de CAP e menores em outros (PAMPLONA, 2013).

Trabalhos mais recentes têm relatado que o MSCR fornece boas correlações com o desempenho da mistura asfáltica à deformação permanente (DUBOIS, MEHTA e NOLAN, 2014; SABOO e KUMAR, 2016; SALIM *et al.*, 2019b; KLINSKY, BARDINI e FARIA, 2020; POSSEBON, 2021). No Brasil, o MSCR ainda parece estar restrito às universidades (DOMINGOS, 2017; PIRES *et al.*, 2022). Da mesma forma, o LAS tem demonstrado boas correlações com os desempenhos das misturas asfálticas à fadiga (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018; SHAFABAKHSH, RAJABI e SAHAF, 2019; ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021). Cabe enfatizar que, diferentemente do ensaio de varredura de tempo – designado como verdadeiro ensaio de fadiga – o LAS pode ser definido como um ensaio de tolerância à fadiga (HINTZ e BAHIA, 2013). Apesar destas diferenças conceituais, o LAS e o ensaio de varredura de tempo podem apresentar ordenamentos similares para os ligantes asfálticos modificados, conforme verificado nos estudos de Hintz (2012) e Camargo, Vasconcelos e Bernucci (2019).

Oliveira (2022) realizou ensaios MSCR e LAS em um CAP puro 50/70 e em formulações com borracha moída de pneus (AB 8), copolímero SBS e terpolímero reativo (RET). Em termos do MSCR, o percentual de recuperação do CAP 50/70 se mostrou praticamente nula. No caso da formulação AB 8, esta recuperação foi superior a 40% na temperatura de 58°C e se aproximou de 90% para as formulações com SBS e RET. No caso do LAS, o material AB 8 mostrou resultados promissores e um número de ciclos 4,6 vezes maior que o material com SBS para atingir a ruptura a uma deformação de 1,25%. Em comparação ao CAP 50/70, este número de ciclos é 25 vezes maior para o AB 8 e o mesmo nível de deformação.

Nasr, Babagoli e Mazrouei (2022) observaram que, após a incorporação de 15% de borracha moída de pneus ao CAP, a formulação registrou um aumento de 2,8

vezes no número de ciclos necessários para ruptura no LAS em relação ao CAP puro, considerando uma deformação de 2,5%. A formulação com borracha moída também apresentou valores menores de  $\delta$  no ensaio em regime oscilatório, o que indica uma resposta elástica maior e a tendência de maiores resistências à fadiga quando aplicada nas misturas asfálticas.

Diab *et al.* (2020) investigaram os desempenhos de ligantes asfálticos modificados com 10% de borracha moída e 3% de SBS no LAS e no MSCR, em comparação aos respectivos desempenhos do material puro e classificado como PG 58-28 no SUPERPAVE. O percentual de recuperação na formulação com SBS foi de 7%, enquanto que este percentual atingiu os 22% na formulação com borracha moída de pneus e foi nulo no material puro. No caso do LAS, verificou-se que ambas as formulações alcançaram números de ciclos superiores aos do CAP puro até a ruptura na deformação de 2,5%: estes números foram de 3,8 e 1,9 vezes maior para o CAP com borracha e o CAP com SBS, respectivamente, em comparação ao CAP puro.

Em uma avaliação geral, os trabalhos de Diab *et al.* (2020), Nasr, Babagoli e Mazrouei (2022) e Oliveira (2022) sinalizam que o uso de SBS e borracha moída de pneus promove benefícios ao CAP. No caso do MSCR, tais modificações tipicamente aumentam o percentual de recuperação e diminuem a compliância não-recuperável das formulações, promovendo assim uma maior resistência à deformação permanente. Em termos do ensaio LAS, ambos os tipos de formulação têm maior tolerância à ruptura por fadiga porque os números de ciclos necessários para ruptura são maiores que os observados nos materiais puros de origem.

## 2.7. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS NO BRASIL

No Brasil, o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006b) é uma referência normatizada para fins de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Este documento reedita o método DNER (1981), cujo dimensionamento é pautado no Índice de Suporte Califórnia – ou *California Bearing Ratio* (CBR) – e na solicitação do tráfego. Esta solicitação é dada pela contagem normatizada de veículos que origina o número *N*. O método foi estabelecido a partir de estudos norte-americanos provenientes da 2ª Guerra Mundial, sendo implantado no Brasil pelo Engenheiro Murillo Lopes de Souza. Por outro lado, vem sendo contestado quanto à sua eficácia devido a fatores como a

não consideração do comportamento elástico de cada camada do pavimento (SILVA, GODOI e HOLZ, 2019).

Recentemente, o protocolo de dimensionamento de pavimentos do DNIT (2006b) vem sendo substituído por um método mecanístico-empírico designado como Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos Asfálticos, ou simplesmente MEDINA. O termo “mecanístico-empírico” refere-se à aplicação de princípios mecânicos que consideram o pavimento como uma estrutura de múltiplas camadas, composta de materiais diferentes e que apresentam comportamentos igualmente diferentes quando submetidos às tensões das cargas dos veículos. Neste método, é possível estabelecer uma previsão de desempenho do pavimento quanto à fadiga e à deformação permanente. Esta previsão torna-se possível porque o método engloba ensaios de desempenho dos materiais aplicados no pavimento, sendo muito mais amplo que o método empírico (COUTINHO, 2011; SILVA e SANTOS, 2021).

Em substituição ao processo de dimensionamento do DNER (1981), existe um *software* que utiliza o método MEDINA para fins de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Dentre as informações necessárias ao projeto, são requeridos dados de ensaios em solos e materiais constituintes da base, sub-base e revestimento. Desta forma, é possível avaliar as espessuras necessárias para cada camada e a previsão de danos por fadiga e deformação permanente ao fim da vida útil de projeto. Outra vantagem da utilização do *software* MEDINA está na dispensa do cálculo do número  $N$ . Isto ocorre porque, ao se conhecer o volume médio diário (VMD) e o fator de veículo ( $F_v$ ), o *software* calcula este número de forma automática (ALMEIDA, RODRIGUES e LIMA, 2021).

Um dos grandes diferenciais do MEDINA reside na utilização do  $M_R$  para fins de caracterização do comportamento mecânico do solo. Tendo em vista que as cargas aplicadas no revestimento são cíclicas, o  $M_R$  reproduz melhor as tensões no solo em relação à resistência à penetração medida pelo CBR, até então adotada no método do DNER (1981). Sabe-se também que o solo recebe tensões verticais e confinantes em função do tipo, da velocidade e da carga do veículo que trafega na via. Portanto, pode-se dizer que o  $M_R$  é capaz de reproduzir mais fielmente o comportamento de deformação e recuperação do solo e das camadas granulares (FRANCO, 2007; COUTINHO, 2011; VENDRUSCULO *et al.*, 2018).

Silva e Santos (2021) realizaram dimensionamentos de pavimentos flexíveis e em conformidade com os protocolos estabelecidos pelos métodos CBR e



MEDINA, considerando um volume de tráfego  $N = 10^7$ . Para a rodovia projetada, a área trincada máxima e a deformação permanente máxima ao fim da vida útil de projeto deveriam ser 30% e 10 mm, respectivamente. Para ambos os métodos, foram obtidas camadas de sub-base e base com 15 cm de espessura cada uma. A diferença foi observada no revestimento asfáltico (produzido com CAP convencional), que foi de 7,5 cm segundo o método CBR e aproximadamente 10 cm segundo o método MEDINA.

Coutinho (2011) também analisou as espessuras de um pavimento asfáltico dimensionado segundo os métodos CBR e MEDINA, considerando um tráfego total de  $N = 5,8 \times 10^7$ . Foram monitoradas a área trincada e a deformação permanente ao fim da vida de projeto do pavimento. Obteve-se uma espessura de 6,0 cm para o revestimento com CBUQ segundo o método CBR, além de uma espessura de 15 cm de brita graduada para a base e espessura de 15 cm de cascalho quartzo modificado com 3% de cal para a sub-base. Já com relação ao método MEDINA, este revestimento mostrou uma espessura quase três vezes maior (15 cm), bem como espessuras sugeridas de 10 cm cada para a base e a sub-base.

Em outra investigação, Vendrusculo *et al.* (2018) compararam as áreas trincadas e as deformações permanentes de um pavimento dimensionado pelos métodos CBR e MEDINA. Foram escolhidos dois solos do município de Santa Maria/RS e um volume de tráfego  $N = 2,5 \times 10^7$ . Estes solos foram classificados segundo a metodologia do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), sendo o primeiro (S1) classificado como areia argilosa e o segundo (S2) como argila inorgânica de baixa e média plasticidade. Segundo o método CBR, foram determinadas uma camada de 17 cm para a base de brita graduada simples e um revestimento de 10 cm de CBUQ para o solo S1. Já para o solo S2, o mesmo método resultou em uma espessura de 15 cm para a base e um revestimento de 10 cm de CBUQ. Por outro lado, nenhum destes pavimentos atendeu às especificações de desempenho quanto aos danos por fadiga e à deformação permanente, segundo os critérios estabelecidos pelo MEDINA.

Ainda segundo Vendrusculo *et al.* (2018), o pavimento referente ao solo S1 deveria conter camadas de sub-base de 20 cm e base de 17 cm, ambas constituídas de brita graduada simples. O revestimento para este mesmo solo deveria ter uma espessura de 14,5 cm. Já para o solo S2, as camadas de sub-base e base teriam 20 cm cada, com revestimento em espessura de 15 cm. Em ambos os casos, nenhuma

das estruturas apresentaria área trincada total e deformação permanente acumulada acima dos valores máximos estabelecidos pelo método MEDINA.

Chiarello *et al.* (2019) efetuaram comparativos entre as espessuras de camadas dimensionadas pelos métodos DNER (1981) e MEDINA, porém com um foco especial nos custos. Para tal, os autores utilizaram um nível de tráfego  $N = 6,11 \times 10^7$  e um tempo de projeto de 10 anos, bem como um solo de subleito com CBR = 11%, brita graduada para as camadas de sub-base e base e revestimento com mistura asfáltica de CAP 50/70. Segundo o método do DNER (1981), o pavimento resultou em sub-base de 16 cm, base de 15 cm e revestimento de 10 cm. Segundo o método MEDINA, as camadas de sub-base e base teriam 16 e 15 cm, respectivamente, com revestimento duplo de 27 cm (uma camada de 15 cm e outra sobreposta e com 12 cm). Ao final da vida de projeto, esta segunda estrutura teria áreas trincadas totais e deformações permanentes dentro dos critérios estabelecidos pelo MEDINA.

Com base na tabela SICRO de 2019, Chiarello *et al.* (2019) observaram que o pavimento dimensionado via método CBR custaria R\$ 1.583.748,74/km. Já o pavimento dimensionado pelo método MEDINA custaria R\$ 3.023.363,97/km, ou seja, 90,8% mais caro. Por outro lado, a estrutura dimensionada segundo o método CBR atingiria o limite de deformação permanente já no primeiro mês de uso do pavimento, fazendo com que o custo por quilômetro em função do número de solicitações de tráfego ( $N$ ) seria de R\$ 3,146. Nesta mesma lógica, a área trincada deste pavimento segundo o método CBR atingiria os critérios de ruptura já no 9º mês de utilização, acarretando um custo por solicitação de tráfego igual a R\$ 0,312.

No caso do método MEDINA, Chiarello *et al.* (2019) constataram que tanto a deformação permanente máxima quanto a área trincada máxima seriam atingidas somente ao final da vida útil de projeto. Por conseguinte, o valor do quilômetro do pavimento em função do número de solicitações suportadas seria de apenas R\$ 0,044. Ainda neste sentido, o pavimento dimensionado via método MEDINA é de 7 a 71,5 vezes mais barato que o pavimento dimensionado segundo o método CBR, dependendo do critério de ruptura considerado.

De posse das informações resumidas na Tabela 3, é possível observar uma diferença substancial entre as espessuras totais das camadas dos pavimentos dimensionados pelos métodos CBR e MEDINA. As espessuras menores obtidas pelo método CBR são explicadas, de modo particular, pelo uso do CBR como um parâmetro

de resistência do subleito e das camadas intermediárias de base e sub-base. Todavia, o CBR considera somente as tensões cisalhantes dos materiais, ao passo que o método MEDINA utiliza valores de MR e deformação permanente, ambos provenientes de carregamentos cíclicos. Este tipo de carregamento reflete melhor a passagem dos veículos na superfície da rodovia, demandando assim espessuras maiores nas camadas do pavimento para suportar tais condições de tráfego antes da ruptura.

**Tabela 3 – Resumo de alguns estudos comparativos de dimensionamento de pavimentos e segundo os métodos CBR e MEDINA**

estudo	método CBR			método MEDINA		
	espessura total (cm)	área trincada (%)	trilha de roda (mm)	espessura total (cm)	área trincada (%)	trilha de roda (mm)
Silva e Santos (2021)	37,5			39,4		
Coutinho (2011)	36,0			35,0		
Vendrusculo <i>et al.</i> (2018)	27,0	79,00	10,40	51,5	29,70	5,50
	20,0	89,80	4,80	55,0	29,80	3,20
Chiarello <i>et al.</i> (2019)	41,0	40,10	11,30	58,0	29,71	4,30

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

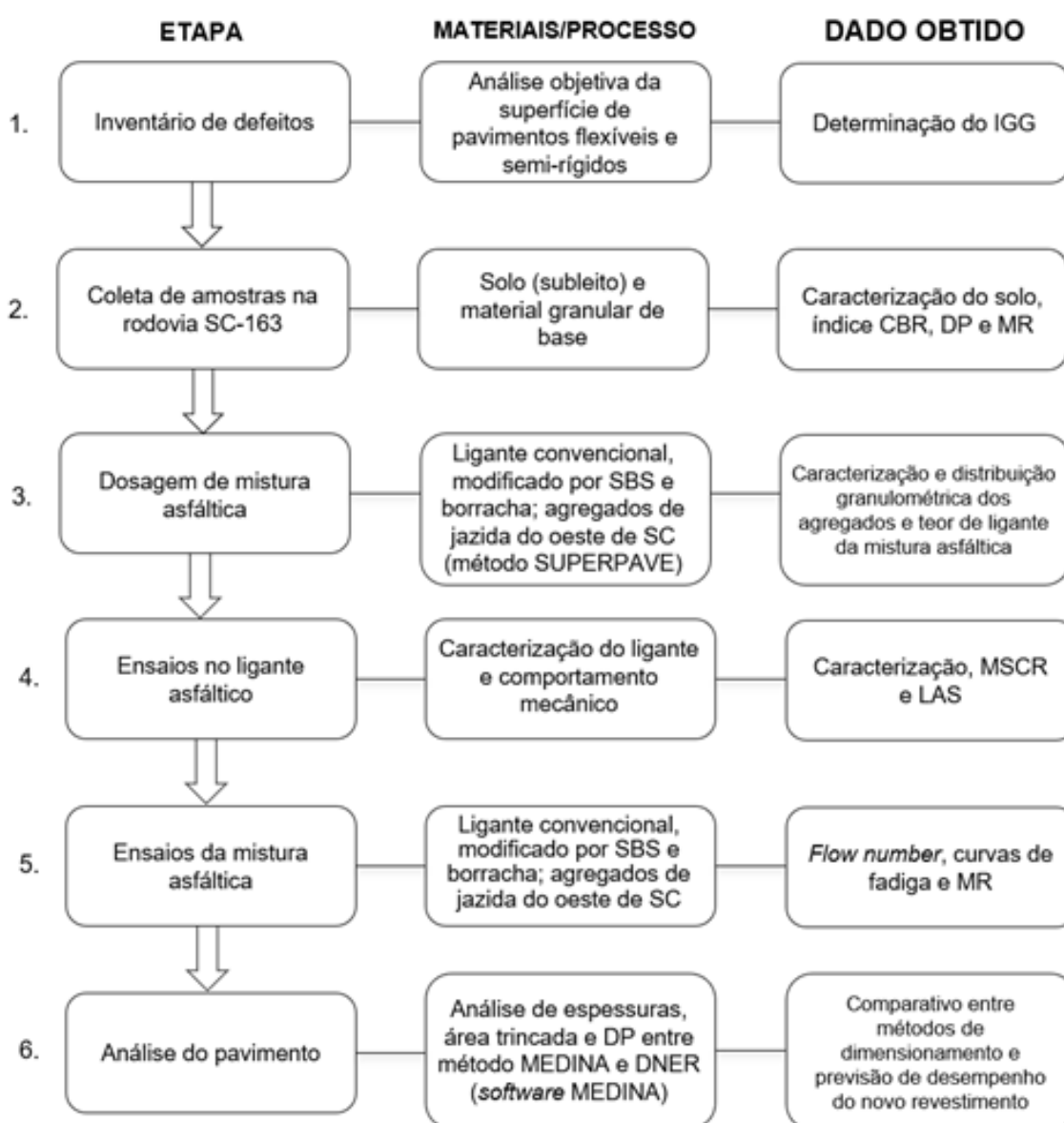
Além da questão das espessuras das camadas, também se pode observar na Tabela 3 as diferenças nos desempenhos dos pavimentos, sobretudo quanto aos danos por fadiga e deformação permanente no revestimento. Devido ao número de ensaios relacionados à mistura asfáltica e que compreendem o método MEDINA, torna-se possível uma previsão de danos por fadiga e deformação permanente. Observa-se que o aumento da espessura das camadas do pavimento representa, ao longo da vida útil do pavimento, ganhos na redução de defeitos no revestimento.

A melhoria apresentada no desempenho de pavimentos após a utilização do método MEDINA é corroborada também pela análise de custo promovida por Chiarello *et al.* (2019). É possível extrair dos autores que, muito embora o valor inicial necessário para a construção de um pavimento dimensionado via método MEDINA possa ser mais elevado que outro dimensionado via método CBR, a maior vida útil obtida em função dos menores danos de área trincada e afundamento de trilha de roda promoverão uma redução de custos com manutenções corretivas ao longo do período de projeto.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

O fluxograma mostrado na Figura 14 a seguir resume as etapas, os materiais utilizados, os processos laboratoriais e os respectivos resultados de campo ou de laboratório. Os itens subsequentes buscam elucidar a origem dos materiais, os protocolos de ensaio e as ferramentas aplicadas nas análises dos dados, bem como as correlações buscadas entre os resultados do CAP e das misturas asfálticas correspondentes.

Figura 14 – Fluxograma da pesquisa



Fonte: Autoria Própria (2023).

### 3.1. INVENTÁRIO DE DEFEITOS E ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG)

O primeiro procedimento consiste no levantamento de defeitos da rodovia SC-163, ao longo de um trecho de 30,6 km e que interliga os municípios de Iporã do Oeste/SC e Itapiranga/SC. O processo de levantamento dos defeitos ocorreu através do preenchimento da planilha de inventário de defeitos, em conformidade com a norma DNIT 006/2003 – PRO (DNIT, 2003b).

Com base em publicações anteriores da literatura, observou-se a ausência de uma metodologia específica para determinação do IGG em rodovias. Também não é possível afirmar se foi utilizada alguma técnica estatística para averiguação da representatividade destes trechos escolhidos, considerando toda a extensão das rodovias estudadas em cada trabalho. Os estudos de Ribeiro, Bezerra e Pinheiro Neto (2017), Espíndola *et al.* (2018) e Marconatto e Oliveira (2021) mostram que as escolhas do distanciamento e do número de estações foram feitas para selecionar locais que representem a homogeneidade do estado de conservação da via. No caso de Silva *et al.* (2020), notou-se uma busca pelos trechos de pior condição, a fim de que o IGG retrate a severidade e número de defeitos destes mesmos trechos.

Considerando o exposto acima, a demarcação de estações estabelecida pelo DNIT (2003b) – de forma alternada nos sentidos de tráfego e com distância de 20 m entre elas – tem difícil execução. Também não foi possível verificar o estabelecimento de uma metodologia única entre as diversas pesquisas da literatura (RODRIGUES e VAZ, 2016; RIBEIRO, BEZERRA e PINHEIRO NETO, 2017; ESPÍNDOLA *et al.*, 2018; SILVA *et al.*; 2020; MARCONATTO e OLIVEIRA; 2021). A Tabela 4 sintetiza uma relação entre o número de estações inventariadas e o trecho total, por publicação. O trabalho de Rodrigues e Vaz (2016) não foi considerado porque se trata de rodovia urbana de pequena extensão (100 m). Já o estudo de Silva *et al.* (2020) considerou somente um trecho crítico não especificado para determinação do IGG, também não servindo de parâmetro para comparações.

Conclui-se da Tabela 4 que, em média, foram inventariadas 4,37 estações/km. É possível verificar também que, quanto maior a extensão da rodovia, menor foi o número de estações inventariadas por quilômetro. A título de exemplo, foi identificada uma relação de 1,91 estações/km na pesquisa de Espíndola *et al.* (2018), que considera uma via de extensão muito próxima à selecionada no estudo (32,4 Km).

**Tabela 4 – Relações entre extensões de trechos e número de estações inventariadas na literatura**

referência bibliográfica	extensão da rodovia (m)	número de estações	razão estações / extensão (km)
Ribeiro, Bezerra e Pinheiro Neto (2017)	2.500	25	10,00
Espíndola <i>et al.</i> (2018)	32.470	62	1,91
Marconatto e Oliveira (2021)	10.000	12	1,20

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Tendo em vista as metodologias adotadas em trabalhos anteriores, a dificuldade na exequibilidade do procedimento do DNIT (2003b) para grandes trechos, a utilização de uma razão média de 4 estações/km em trechos curtos e menos de 2 estações/km em trechos maiores, esta pesquisa adotou uma metodologia própria. Para cada marco quilométrico identificado na rodovia (exemplo na Figura 15), foram demarcadas três estações de inventário. Todas elas foram distribuídas da seguinte forma: uma exatamente no marco quilométrico, uma 20 m antes e uma 20 m depois deste marco. Assim, considerando que o trecho estudado tem extensão de 30,6 km, a razão numérica foi igual a 3,0 estações/km.

**Figura 15 – Identificação do marco quilométrico 103 da rodovia SC-163**

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

À exceção do número de estações inventariadas, todos os demais procedimentos relacionados ao levantamento dos defeitos foram realizados segundo o

DNIT (2003b), considerando a alternância do sentido de fluxo da pista. Ao final da contagem e da categorização dos defeitos, da medição das flechas de trilha de roda e do cálculo do IGG, obteve-se um panorama geral do estado de conservação do trecho da SC-163. Também foi possível conduzir uma análise dos tipos de defeitos mais comuns neste trecho, bem como um diagnóstico dos mecanismos de ruptura (fadiga e/ou deformação permanente) mais visíveis na rodovia.

### 3.2. ANÁLISE DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DO PAVIMENTO NO TRECHO EM ESTUDO DA RODOVIA SC-163

O trecho em estudo da SC-163, situado entre os municípios de Iporã do Oeste/SC e Itapiranga/SC, foi projetado no ano de 1976 e teve sua execução concluída em 1981 (DER/SC, 1976). Para fins de realização de correlações entre os métodos de dimensionamento do DNIT (2006b) e MEDINA a partir das espessuras das camadas deste pavimento, primeiramente é necessário verificar os valores de CBR que serviram de base para o projeto original da via.

Após uma análise do projeto original de pavimentação do trecho, foram coletadas amostras deformadas de solo de subleito e material constituinte da camada de base às margens da SC-163, marco quilométrico km 102. A coleta foi feita nas coordenadas geográficas 27°03'04"S e 53°36'39"W e nas datas de 28/07/2021 e 18/07/2022, a uma profundidade aproximada de 1,0 m. Tanto o solo quanto o material granular de base foram transportados até a Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR), campus Curitiba, sede Ecoville, Laboratório de Geotecnia.

Inicialmente, todo o solo coletado foi devidamente seco em estufa, à temperatura de 60°C e por um período mínimo de 48 h. Em seguida, foram realizados ensaios de caracterização e de propriedades mecânicas e resilientes do material.

#### 3.2.1. Caracterização do solo de subleito

A curva de distribuição granulométrica do solo foi determinada segundo a norma NBR 7181 (ABNT, 2016c). Almeida (2022) pontua que solos siltosos e argilosos devem passar pelo processo de peneiramento de maneira lavada, a fim de

se obter resultados mais assertivos a respeito desta distribuição e evitar que partículas finas fiquem aderidas às maiores durante o peneiramento convencional. O mesmo procedimento foi adotado nesta pesquisa.

Na sequência, foram determinados os limites de Atterberg segundo os protocolos estabelecidos pelas normas NBR 6459 (ABNT, 2016a) e NBR 7180 (ABNT, 2016b). Ambos os protocolos permitem a determinação dos valores de Limite de Liquidez (*LL*), Limite de Plasticidade (*LP*) e Índice de Plasticidade (*IP*). De posse destes parâmetros e da distribuição granulométrica do material, foram obtidas as classificações segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos – SUCS (ASTM, 1980) e o Sistema Rodoviário – HRB (ASTM, 1993).

No caso dos ensaios de compactação Proctor, verificou-se que o projeto original do pavimento da SC-163 (DER/SC, 1976) não cita claramente a energia considerada no processo de dimensionamento. Desta forma, foram feitos ensaios de compactação com as amostras de solo e nas energias normal (EN) e intermediária (EI). Estas energias foram escolhidas para estimar os níveis de compactação que resultam em um valor de CBR mais próximo do adotado no projeto, a saber, 7%. Todos os ensaios foram conduzidos segundo a norma NBR 7182 (ABNT, 2016d) e, ao final, foram determinados os valores de umidade ótima ( $\omega_{ot}$ ) e de massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_{d,máx}$ ).

### 3.2.2. Ensaios de CBR no subleito e na camada granular

Ainda com relação ao projeto original de pavimentação do trecho estudado da SC-163, constatou-se que a terraplenagem foi feita visando um índice de suporte igual a 7% (DER/SC, 1976). Deste modo, um dos procedimentos adotados na pesquisa consiste na obtenção de um valor de CBR comparável ao do projeto original, permitindo assim a realização de correlações futuras.

Considerando as questões acima, o solo foi inicialmente compactado na energia normal e submetido ao ensaio de CBR. O material foi previamente seco em estufa a 60°C por 72 h e, posteriormente, foram selecionadas amostras com 100% das partículas passantes na peneira #4 (4,8 mm). Estas amostras foram então umedecidas até o teor ótimo ( $\omega_{ot}$ ) e compactadas nas condições previamente selecionadas no processo de compactação Proctor. Após estas moldagens, os



corpos de prova (CPs) foram imersos em água por quatro dias para análise da expansão e ensaiados na prensa de CBR. Todos os procedimentos de ensaio ocorreram em conformidade com a norma NBR 9895 (ABNT, 2016e), e as etapas foram repetidas para a energia intermediária de compactação.

Para as camadas intermediárias do pavimento, o projeto original do trecho estudado (DER/SC, 1976) prevê a execução de uma única camada de base com espessura de 45 cm, sendo duas camadas sobrepostas e com espessuras de 23 e 22 cm. O material é uma brita graduada com diâmetro máximo nominal de 2" (50,8 mm). Não há informações sobre o CBR mínimo deste material constituinte da camada de base. Pode-se apenas supor que, como o projeto foi elaborado segundo os requisitos do método do CBR (DNER, 1981; DNIT, 2006b), sabe-se que o material da base deve apresentar CBR mínimo de 80% e expansão máxima de 0,5%.

A compactação do material constituinte da base foi feita segundo a norma DNIT 164/2013 – ME (DNIT, 2013). Foram selecionadas as energias normal e intermediária, considerando o disposto na norma estadual DER/PR ES-P 07 (DER/PR, 2005). Os CPs foram então moldados para condução dos ensaios de CBR segundo os critérios da norma DNIT 172/2016 – ME (DNIT, 2016). A energia de compactação utilizada na moldagem foi suficiente para atendimento ao requisito mínimo de valor de CBR para camadas de base (80%).

Todos os ensaios CBR foram conduzidos na UTFPR campus Curitiba, sede Ecoville, Laboratório de Prensas. O equipamento é da marca EmiC, modelo DL30000N. O diâmetro do pistão de penetração é igual a 49,6 mm e a velocidade de penetração foi fixada em 1,27 mm/min, conforme definido em normas técnicas (ABNT, 2016e; DNIT, 2016).

### 3.2.3. Módulos de resiliência do solo e da camada granular

Para fins de determinação do módulo de resiliência do solo ( $M_R$ ), foram preparados três CPs. Estes CPs foram moldados em cilindro tripartido com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm, nas condições previamente determinadas no ensaio de compactação para  $\omega_{ot}$  e  $\gamma_{d,máx}$  (DNIT, 2018a). Foi escolhida a energia normal de compactação Proctor porque, nesta energia, o resultado do ensaio CBR esteve mais próximo de 7%, conforme resultados e discussões apresentados no Capítulo 4.

No caso do material constituinte da camada da base, o procedimento de compactação foi feito de maneira similar. A norma DNIT 134/2018 – ME (DNIT, 2018a) prevê que agregados com diâmetros de até 1” (25,4 mm) sejam compactados no cilindro tripartido com dimensões 10 x 20 cm (diâmetro x altura). Visto que o material da base não possui agregados retidos na peneira 1”, estes foram moldados nas condições de  $\omega_{ot}$  e  $\gamma_{d,máx}$  previamente determinadas nos ensaios de compactação e na energia modificada (EM). A escolha por esta energia justifica-se pelo resultado obtido no ensaio CBR e pelos requisitos estabelecidos em norma (DNER, 1981; DNIT, 2006b).

Os CPs de solo foram rompidos em uma prensa pneumática da marca Geocomp, modelo RM6, e situada na UTFPR campus Curitiba, sede Ecoville, Laboratório de Geotecnia. Por sua vez, os CPs com o material da base foram rompidos em uma prensa pneumática da marca Owntec, modelo MS 151, e situada no Laboratório Central da empresa E-VIAS Tecnologia em Infraestrutura Viária Ltda. (Curitiba/PR). Em ambos os casos, foram aplicadas tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) e de desvio ( $\sigma_d$ ) padronizadas pelo DNIT (2018a) e resumidas na Tabela 5. A frequência de carregamento adotada nos ensaios foi 1,0 Hz e cada pulso de carga apresentou um tempo de carregamento de 0,1 s e um tempo de repouso de 0,9 s.

**Tabela 5 – Tensões nos ensaios de módulo de resiliência do solo e da camada granular**

tensão confinante $\sigma_3$ (MPa)	tensão de desvio $\sigma_d$ (MPa)	razão $\sigma_d/\sigma_3$
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

Fonte: DNIT (2018a).

Os tratamentos dos dados coletados nos ensaios de  $M_R$  foram feitos em planilhas *Excel*, para fins de obtenção dos coeficientes de regressão  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$

definidos pelo DNIT (2018a). Desta forma, foi possível extrair os modelos de  $M_R$  em cada caso para posterior inserção no *software* MEDINA.

### 3.2.4. Ensaios de deformação permanente no solo

Os CPs para ensaio de deformação permanente no solo de subleito foram preparados em um total de seis réplicas, considerando a mesma energia de compactação selecionada para os ensaios de MR. Também foram mantidas as condições ótimas de compactação ( $\omega_{ot}$  e  $\gamma_{d,máx}$ ) obtidas dos ensaios Proctor. Para a obtenção destes CPs, foi escolhido um cilindro tripartido com diâmetro de 10 cm e altura de 20 cm. A frequência de carregamento foi de 5,0 Hz, que é o valor máximo permitido pela norma DNIT 179/2018 – IE (DNIT, 2018e). Cada pulso de carga é composto por 0,1 s de carregamento e 0,2 s de repouso.

Inicialmente, os CPs foram submetidos a uma etapa de condicionamento, composta pela aplicação de 50 ciclos a uma tensão confinante ( $\sigma_3$ ) de 30 kPa e uma tensão desvio ( $\sigma_d$ ) com a mesma magnitude de 30 kPa. Após este condicionamento, os CPs foram submetidos a 150.000 ciclos de carregamento para cada um dos pares de tensão apresentados na Tabela 6. Na sequência, foram realizados ajustes na equação de regressão sugerida pelo DNIT (2018e) para fins de inserção dos parâmetros no MEDINA e posterior dimensionamento do pavimento.

**Tabela 6 – Estados de tensões considerados nos ensaios de deformação permanente**

tensão confinante $\sigma_3$ (MPa)	tensão de desvio $\sigma_d$ (MPa)	$\sigma_1/\sigma_3$
40	40	2
	120	4
80	80	2
	240	4
120	120	2
	360	4

Fonte: DNIT (2018e)

### 3.3. DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS PELO MÉTODO SUPERPAVE

Embora a metodologia SUPERPAVE contemple uma série de procedimentos para avaliação do desempenho da mistura asfáltica em função do tráfego (MARQUES,

2004; BORGES, 2019), este método foi utilizado na pesquisa apenas para fins de dosagem das misturas asfálticas. Protocolos parecidos foram considerados em outros trabalhos como Onofre *et al.* (2013), Leandro (2016) e Domingos (2017). Além disso, o método SUPERPAVE confere melhores propriedades mecânicas às misturas asfálticas em relação ao método Marshall, conforme observado na literatura.

### 3.3.1 Seleção dos ligantes asfálticos e ensaios laboratoriais

Conforme indicado pelo valor do IGG do trecho estudado e por visitas *in loco*, o principal mecanismo de ruptura do pavimento é o trincamento por fadiga. Estudos anteriores como Kök e Çolak (2011), Nejad *et al.* (2011), Marcon (2016) e Nunes (2019) mostraram os benefícios da modificação do CAP por borracha moída de pneus e SBS quanto à resistência à fadiga e à deformação permanente. Desta forma, ambos os modificadores foram selecionados para modificação do CAP de base e preparação das misturas asfálticas correspondentes. Cabe destacar também que o SBS e a borracha moída de pneus são os aditivos mais utilizados em processos de modificação do CAP (BECKER, MÉNDEZ e RODRÍGUEZ, 2001).

O CAP puro 50/70 utilizado neste trabalho é proveniente da Refinaria Presidente Getúlio Vargas (REPAR), situada em Araucária/PR. A formulação com SBS é classificada como 60/85-E na norma DNIT 129/2011 – EM (DNIT, 2011), sendo designada como CAP+SBS e contendo um teor de 5% de modificador. A formulação com 15% de borracha moída de pneus é classificada como AB 8 na norma DNIT 111/2009 – EM (DNIT, 2009) e designada como CAP+borracha. Cabe ressaltar que, apesar de trabalhos anteriores sugerirem o teor de 10% de borracha moída para obtenção das melhores propriedades (NEJAD *et al.*, 2011; MARCON, 2016; NUNES, 2019), as especificações brasileiras (DNIT, 2009) estabelecem um teor mínimo de 15%. Tanto o CAP+SBS quanto o CAP+borracha foram preparados e fornecidos pela empresa CBB Asfaltos, sediada em Curitiba/PR.

A Tabela 7 lista os ensaios de caracterização inicial dos materiais, juntamente com as respectivas normas técnicas. Além dos experimentos convencionais, também foram feitos ensaios reológicos em um equipamento DSR da marca Anton Paar, modelo SmartPave MCR 102. Tais ensaios foram conduzidos para obtenção de parâmetros de resistência dos ligantes asfálticos quanto à deformação

permanente e às trincas por fadiga, além das classificações destes materiais na metodologia SUPERPAVE.

**Tabela 7 – Ensaio para caracterização inicial dos ligantes asfálticos**

ensaio	materiais ensaiados	norma técnica
penetração	todos	ME 155 (DNIT, 2010b)
ponto de amolecimento	todos	ME 131 (DNIT, 2010a)
ponto de fulgor	todos	ME 148 (DNER, 1994b)
viscosidade Brookfield, 135°C	todos	
viscosidade Brookfield, 155°C	todos	NBR 15184 (ABNT, 2021)
viscosidade Brookfield, 170°C	todos	
ductilidade	CAP 50/70	NBR 6293 (ABNT, 2015)
recuperação elástica	CAP+SBS e CAP+borracha	NBR 15086 (ABNT, 2022)

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Os ensaios em regime oscilatório de cisalhamento (AASHTO, 2019a) foram conduzidos nas amostras virgens e após envelhecimento no RTFOT (ASTM, 2012), para fins de obtenção do parâmetro  $G^*/sen\delta$  em temperaturas altas do pavimento. Os experimentos foram iniciados à temperatura de 58°C e, para cada incremento de 6°C nesta temperatura, os valores de  $G^*/sen\delta$  foram novamente calculados, até um valor limite de 76°C. Os ensaios foram interrompidos quando  $G^*/sen\delta < 1,0$  kPa na condição virgem ou  $G^*/sen\delta < 2,2$  kPa na condição envelhecida a curto prazo.

Além destes ensaios oscilatórios, também foram feitos ensaios MSCR segundo a norma AASHTO T 350 (AASHTO, 2019b) e ensaios LAS segundo a norma AASHTO T 391 (AASHTO, 2020b) em materiais envelhecidos a curto prazo. O MSCR foi conduzido nas temperaturas de 58 e 64°C para todos os ligantes asfálticos, ao passo que o LAS foi feito somente a 19°C conforme DNIT (2022) e trabalhos de Martins (2014) e Possebon (2021). Do protocolo do MSCR, foram extraídos os resultados a seguir:

- Percentuais de recuperação a 100 Pa ( $R100$ ) e a 3.200 Pa ( $R3200$ );
- Compliâncias não-recuperáveis a 100 Pa ( $J_{nr100}$ ) e a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ );
- Diferença percentual entre as compliâncias não-recuperáveis ( $J_{nr,diff}$ ), Equação (4);
- Declividade percentual entre as compliâncias não-recuperáveis ( $J_{nr,slope}$ ), sugerida por Stempihar, Gundla e Underwood (2018) como uma alternativa tecnicamente viável ao parâmetro  $J_{nr,diff}$  e mais correlacionada com o desempenho do pavimento em campo – ver Equação (5); e
- O parâmetro  $CEP_{3,2}$ , proposto por Roy-Chowdury, Saleh e Moyers-Gonzalez (2021) e dado pela razão entre  $G^*/sen\delta$  e  $J_{nr3200}$  a uma mesma temperatura.

$$J_{nr,diff}(\%) = \frac{Jnr3200 - Jnr100}{Jnr100} \times 100 \quad (4)$$

$$J_{nr,slope}(\%) = \frac{Jnr3200 - Jnr100}{3,1} \times 100 \quad (5)$$

Já no caso do ensaio LAS, foi inicialmente aplicada uma varredura de frequência para obtenção dos parâmetros reológicos do CAP na condição sem dano, incluindo o parâmetro  $\alpha$ . Posteriormente, foram aplicados ciclos de 10 s em cada um dos níveis de deformação variando entre 0,1 e 30%, de modo que tais deformações aumentaram a uma taxa constante. Ao final de cada ensaio, foram calculadas as constantes  $A$  e  $B$  por tipo de CAP, bem como as vidas de fadiga do material ( $N_f$ ) por nível de deformação  $\gamma_{max}$  (2,5%, 5% e 15%) – ver Equação (3). Também foram obtidas as constantes  $C_0$ ,  $C_1$  e  $C_2$  da curva característica de dano dos ligantes asfálticos ( $D$ ) segundo a Equação (6), também chamada de “curva C versus S”. Cabe lembrar que o valor de  $\alpha$  está relacionado à constante  $B$  conforme Equação (7).

$$G^* \sin \delta = C_0 - C_1 \times (D)^{C_2} \quad (6)$$

$$B = (-2) \times \alpha \quad (7)$$

### 3.3.2. Seleção dos agregados e respectivos ensaios

A fim de permitir que os dados laboratoriais sejam os mais fidedignos possíveis ao pavimento em questão (trecho da rodovia SC-163), os agregados minerais utilizados nas misturas asfálticas foram extraídos de uma jazida localizada no extremo oeste catarinense, mais especificamente na comunidade Linha Primavera (Maravilha/SC). Estes agregados foram transportados até o Laboratório de Pavimentação Professor Armando Martins Pereira (LAMP) – situado no campus Centro Politécnico da Universidade Federal do Paraná (UFPR), em Curitiba/PR – para fins de condução dos ensaios com as misturas asfálticas.

É importante enfatizar que, segundo a norma DNIT 031/2006 – ES (DNIT, 2006c), agregados utilizados em pavimentação não devem possuir uma abrasão “Los Angeles” superior a 50%. Para tal verificação, o ensaio de abrasão “Los Angeles” (DNER, 1998) foi realizado com agregados oriundos desta jazida de Maravilha/SC,

sendo a granulometria categorizada na faixa “C” do DNIT (2006c). Foi coletada uma amostra de 5,0 kg e, deste total, metade (2,5 kg) corresponde a partículas passantes na peneira #3/8” (9,5 mm) e retidas na peneira #1/4”(6,3 mm). Os outros 2,5 kg correspondem a partículas passantes na #1/4”(6,3 mm) e retidas na malha No. 4 (4,76 mm). Esta amostra total de 5,0 kg foi então inserida no equipamento de ensaio com 8 esferas, sendo submetida a 500 giros em velocidade de 30 rpm.

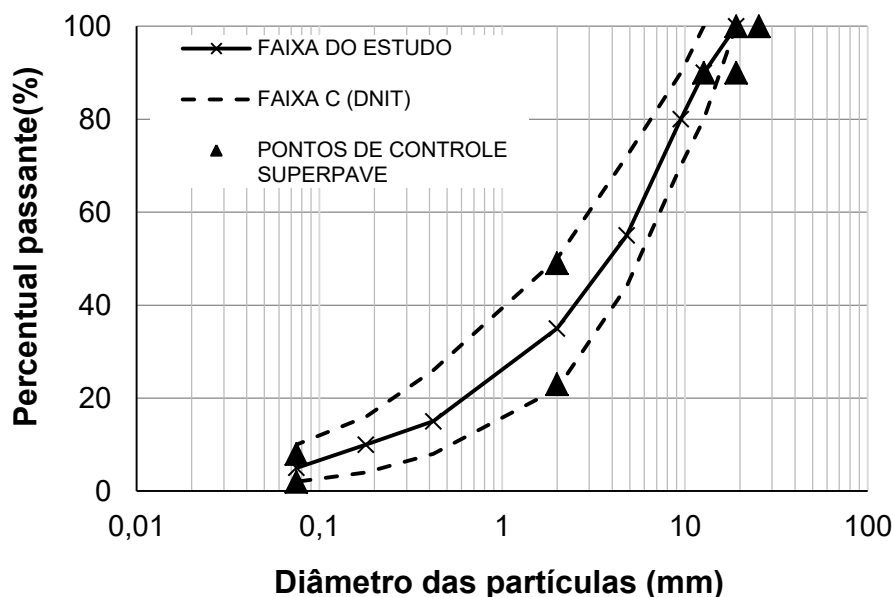
Além do ensaio de resistência à abrasão, foram também feitos ensaios para determinação do índice de forma. Segundo o DNIT 424/2020 – ME (DNIT, 2020b), este índice deve ser no mínimo 0,5. O processo de determinação do índice de forma foi conduzido pelo método do paquímetro, conforme disposto na norma NBR 7809 (ABNT, 2019). Além deste ensaio, também foram avaliados a sanidade dos agregados conforme DNER-ME 089 (DNER, 1994a) e o índice de equivalência de areia da fração miúda segundo o DNER-ME 054/97 (DNER, 1997). Cabe destacar que o material deve ter uma perda de durabilidade de até 12% após mergulho em solução química, além de uma equivalência de areia de no mínimo 55% (DNIT, 2006c).

A densidade relativa aparente dos agregados ( $G_{sb}$ ) e o respectivo valor da absorção foram coletados segundo os protocolos estabelecidos pelo DNIT (2021). Este valor de  $G_{sb}$  foi posteriormente utilizado para o cálculo dos parâmetros volumétricos essenciais à determinação dos teores ótimos de CAP nas misturas asfálticas.

### 3.3.3. Dosagem das misturas asfálticas

A primeira etapa da dosagem de misturas asfálticas consiste na seleção de uma curva granulométrica para os agregados minerais. O método SUPERPAVE prevê o uso de pontos de controle, e a curva da distribuição granulométrica deve preferencialmente estar situada entre eles (FHWA, 2002). Em termos do presente estudo, foi escolhida a chamada “Faixa C” do DNIT (2006c) devido ao seu uso comum em obras de pavimentação, além dos pontos de controle estabelecidos pelo SUPERPAVE. O volume de vazios ( $V_v$ ) de todos os CPs foi fixado em 4%, tal como adotado por Leandro (2016). A Figura 16 apresenta a curva granulométrica final e os limites inferior e superior desta “Faixa C” do DNIT (2006c), além dos pontos de controle do SUPERPAVE. Ressalta-se que os pontos escolhidos em cada diâmetro de partícula correspondem aproximadamente à média de ambos os limites superior e inferior.

Figura 16 – “Faixa C” do DNIT, pontos de controle SUPERPAVE e curva granulométrica das misturas asfálticas



Fonte: Autoria Própria (2023).

Segundo DNIT (2006c) e Ferreira (2017) dentre outros, a escolha da faixa granulométrica depende da espessura do revestimento do pavimento. O agregado deve possuir um diâmetro máximo nominal inferior a  $2/3$  da espessura do revestimento. Uma vez que o revestimento atual possui espessura de 7,5 cm, verifica-se que a adoção da faixa granulométrica apresentada na Figura 16 atende aos critérios do diâmetro máximo nominal em relação à espessura do revestimento asfáltico.

A Tabela 8 apresenta uma síntese de alguns estudos que buscaram determinar o teor de CAP segundo os métodos SUPERPAVE e Marshall. Em linhas gerais, uma média de 5% de teor de CAP foi considerada como ótima para as misturas asfálticas preparadas pelos autores. Neste sentido, foi escolhido como teor referencial de CAP o valor de 5% para as misturas asfálticas com CAP 50/70, CAP+SBS e CAP+borracha.

Tabela 8 – Teores ótimos de CAP em função do método de dosagem e da publicação

referência bibliográfica	teor de CAP por método	
	dosagem Marshall	dosagem SUPERPAVE
Jitsangiam e Nikraz (2013)	5,20%	5,00%
Asi (2006)	5,20%	4,60%
Ribas e Thives (2019)	5,17%	4,53%
Oliveira <i>et al.</i> (2020)	-	5,88%
MÉDIA	5,19%	5,00%

Fonte: Autoria Própria (2023)



Os CPs foram moldados no LAMP e em um Compactador Giratório SUPERPAVE da marca IPC, modelo Servopac. O número de giros escolhido no processo de compactação depende do nível de tráfego na rodovia, ou seja, o número  $N$ . A Tabela 9 destaca estes níveis de tráfego e os respectivos números de giros no SGC. Existem três etapas do processo de compactação, sendo elas caracterizadas como número de giros inicial ( $N_{inicial}$ ), número de giros de projeto ( $N_{projeto}$ ) e número de giros máximo ( $N_{máximo}$ ). O valor de  $N_{projeto}$  representa um esforço de compactação tal que o volume de vazios no CP é igual a 4%. Por sua vez, o valor de  $N_{máximo}$  equivale à condição de compactação da mistura ao fim da sua vida útil de serviço (FHWA, 2002; BERNUCCI *et al.*, 2022).

**Tabela 9 – Números de giros no compactador giratório SUPERPAVE em função do tráfego**

parâmetros de compactação			nível de tráfego
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
-	50	75	muito leve (local)
7	75	115	médio (rodovia coletora)
8	100	160	médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	225	alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

**Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2022).**

Conforme Asphalt Institute (2001), rodovias com número  $N$  entre  $3 \times 10^6$  e  $3 \times 10^7$  são consideradas como vias de tráfego médio a alto. Uma vez que o estudo de tráfego da rodovia SC-163 identificou um número  $N = 2,49 \times 10^7$  ao fim da vida de projeto de 10 anos, todos os CPs foram compactados com  $N_{projeto} = 100$  giros. O processo de compactação utilizou moldes com 100 mm de diâmetro, ângulo de rotação de  $1,25^\circ$ , velocidade de rotação igual a 30 rpm e tensão vertical de 600 kPa. A preparação das amostras atendeu aos requisitos da norma DNIT 178/2018 - PRO (DNIT, 2018d).

Os teores de CAP nas misturas asfálticas variaram no máximo  $\pm 1,0\%$  em relação ao teor ótimo escolhido de 5%. Ao menos dois CPs foram moldados para cada teor de CAP e formulação. Posteriormente, foi determinada a massa específica aparente do CP ( $G_{mb}$ ). Além disso, amostras de 2,50 kg por mistura preparada foram secas ao ar e submetidas ao ensaio para determinação da densidade relativa máxima medida ( $G_{mm}$ ), conforme preconizado pelo DNIT 427/2020 - ME (DNIT, 2020c).

Além do parâmetro  $V_v$ , os CPs também foram avaliados quanto ao volume de vazios no agregado mineral ( $VAM$ ) e à relação betume-vazios ( $RBV$ ). Segundo o DNIT (2006c), o teor de CAP na chamada “Faixa C” deverá ser tal que o valor de  $V_v$

esteja entre 3 e 5% e o parâmetro  $RBV$  esteja entre 75 e 82%. Considerando estes requisitos, foi possível determinar os teores de CAP nos CPs para posterior realização dos ensaios mecânicos.

### 3.4. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA MECÂNICA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

#### 3.4.1. Resistência à tração por compressão diametral

Para fins de condução deste ensaio, padronizado no Brasil segundo o DNIT (2018c), foram moldados quatro CPs com 100 mm de diâmetro e altura aproximada de 60 mm, por tipo de CAP. Estes CPs foram condicionados em uma câmara climática à temperatura de 25°C, por um período mínimo de quatro horas antes do início do ensaio. Após o condicionamento, os CPs foram inseridos na prensa mecânica para determinação da resistência à tração marca Solotest, disponível no LAMP. Foi então aplicada uma carga vertical de compressão no centro de cada corpo de prova, mantendo-se um deslocamento constante de 0,8 mm/s. O ensaio foi interrompido no momento da ruptura do CP.

Além da carga vertical de ruptura ( $F$ , em N), também são colhidos os parâmetros geométricos do CP – altura  $H$  (em mm) e diâmetro  $D_c$  (em mm). De posse destas informações, foi possível calcular as resistências à tração por compressão diametral  $R_T$  (em MPa), conforme detalhado na Equação (8) a seguir.

$$R_T = \frac{2 \times F}{\pi \times D_c \times H} \quad (8)$$

#### 3.4.2. Módulo de resiliência das misturas asfálticas

Os ensaios de  $M_R$  foram conduzidos em atendimento aos requisitos da norma DNIT 135/2018 – ME (DNIT, 2018b). Foi selecionada uma prensa marca IPC Global, modelo UTM-14, e situada no LAMP. Para estes ensaios, foi moldada uma quantidade mínima de quatro CPs por tipo de CAP e com diâmetro de 100 mm e altura aproximada de 60 mm cada um. Após a moldagem, os CPs foram armazenados por pelo menos 24 h em uma câmara climática a 25°C, para fins de uniformização da temperatura.

Os experimentos foram feitos a uma carga igual a 10% do valor médio obtido nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. A frequência dos ensaios foi igual a 1,0 Hz e, para cada pulso de carga de 1 s, havia um tempo de carregamento igual a 0,1 s e um tempo de repouso igual a 0,9 s. Destes experimentos, foi possível obter não apenas o módulo de resiliência da mistura asfáltica ( $M_{RA}$ ), mas também o respectivo coeficiente de Poisson ( $\mu$ ).

### 3.4.3. Fadiga por compressão diametral

Em ensaios de fadiga à tensão controlada, as misturas asfálticas são submetidas a carregamentos repetidos e as deformações aumentam progressivamente, até que ocorre a ruptura do corpo de prova. Neste aspecto, a vida de fadiga da mistura asfáltica ( $N_{fm}$ ) pode ser entendida como o número de ciclos de carregamento a uma determinada tensão constante e que levam ao colapso do material (PINTO, 1991).

Para avaliação da vida de fadiga das misturas asfálticas, foram moldados 12 CPs para cada um dos ligantes asfálticos CAP 50/70, CAP+borracha e CAP+SBS. Embora a norma DNIT 183/2018 – ME (DNIT, 2018f) especifique a moldagem da quantidade mínima de 15 CPs, três deles são destinados ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. Uma vez que a determinação deste ensaio já foi feita com antecedência, foi possível dispensar a produção dos três CPs adicionais.

Os CPs possuíam 100 mm de diâmetro e aproximadamente 60 mm de altura, tendo sido mantidos à temperatura ambiente por um período mínimo de sete dias. Na sequência, foram levados a uma câmara à temperatura de 25°C por pelo menos quatro horas. Os ensaios foram feitos em uma prensa marca IPC Global, modelo UTM-14, e disponível no LAMP. Foram selecionados os percentuais de 20, 30, 35 e 40% do valor de  $R_T$  e, para cada um destes percentuais, foram ensaiadas três réplicas. As cargas foram aplicadas a uma frequência de 1,0 Hz e, para cada pulso de carga, foram considerados os tempos de 0,1 s de carregamento e 0,9 s de repouso. O deslocamento total foi medido por transdutores lineares variáveis diferenciais (LVDTs – *Linear Variable Differential Transducers*) até os primeiros 60 ciclos. Após esta etapa, os LVDTs foram retirados e o ensaio foi continuado até um limite de 1.000.000 ciclos ( $10^6$ ).

De posse dos quantitativos de ciclos necessários à ruptura do CP até um máximo de 1.000.000 ciclos, foram ajustadas equações de regressão de  $N_{fm}$  conforme modelo da Equação (9), em que  $\sigma_t$  é a tensão aplicada no ensaio e as constantes  $k_t$  e  $n_t$  são determinadas em função do ajuste aos dados do ensaio. Uma planilha *Excel* foi utilizada nestes cálculos e, posteriormente, os valores de  $N_{fm}$  foram correlacionados com as respectivas vidas de fadiga na escala do CAP ( $N_f$ ).

$$N_{fm} = k_t \times (\sigma_t)^{n_t} \quad (9)$$

#### 3.4.4. Ensaio uniaxial de carga repetida ou *flow number*

O ensaio de *flow number* destina-se a estimar a resistência das misturas asfálticas à deformação permanente. Foram moldados cinco CPs para cada uma das formulações CAP 50/70, CAP+SBS e CAP+borracha. O grau de compactação obtido na moldagem atingiu um percentual mínimo de 97% de  $G_{mb}$ . Cada CP possuía 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura. Após a moldagem, os CPs foram acondicionados em uma câmara climática por pelo menos 16 h e sob uma temperatura máxima de 25°C, conforme especificado pelo DNIT (2018g).

Para fins de condução dos experimentos, os CPs foram acondicionados em outra câmara climática à temperatura de 60°C e durante um período mínimo de três horas, antes do início efetivo dos ensaios. Foi escolhida uma prensa marca IPC Global, modelo UTM 25 kN, e situada no Centro de Pesquisas Rodoviárias da concessionária CCR NovaDutra (Santa Isabel/SP). Foram instalados LVDTs em cada CP para fins de medição dos deslocamentos horizontais. Na sequência, teve início a etapa de condicionamento através da aplicação de uma tensão constante e igual a 10,2 kPa por 60 s. Após esta etapa, foram aplicadas cargas cíclicas com 0,1 s de carregamento e 0,9 s de repouso (frequência de 1,0 Hz). Estes ciclos de carregamento foram repetidos até um valor máximo de 7.200 aplicações de carga ou a ruptura completa do CP, o que ocorresse por primeiro (DNIT, 2018g).

Em caso de interrupção do ensaio antes dos 7.200 ciclos, foi anotado o número do ciclo em que o material apresentou ruptura e que corresponde ao parâmetro  $F_N$  (valor do *flow number*). Caso não tenha sido constatada a ruptura do CP após 7.200 ciclos, anotou-se a deformação permanente acumulada no material ( $\gamma_{acc}$ ) para fins de comparação com os resultados do MSCR na escala do CAP.

Outros autores como Onofre *et al.* (2013) e Domingos (2017) adotaram este mesmo raciocínio, uma vez que, sem  $F_N$ , o valor de  $\gamma_{acc}$  pode permitir uma análise da resistência da mistura asfáltica à deformação permanente.

### 3.5. COMPARAÇÕES ENTRE OS DESEMPENHOS DOS LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS À DEFORMAÇÃO PERMANENTE E À FADIGA

Discussões acerca das correlações entre os desempenhos dos ligantes e misturas asfálticas à deformação permanente e à fadiga têm sido uma constante na literatura científica. Em termos da deformação permanente, vários autores como D'Angelo *et al.* (2007), Dreessen, Plance e Gardel (2009), Saboo e Kumar (2016), Domingos, Faxina e Bernucci (2017) e Golalipour, Bahia e Tabatabaee (2017) mostraram correlações de razoáveis a boas entre os parâmetros do MSCR e os resultados dos ensaios com as misturas asfálticas. Em comparação a outros experimentos como o simulador de tráfego, revisões bibliográficas (WALUBITA *et al.*, 2013) têm recomendado o FN durante a etapa de coleta de dados de entrada para elaboração do projeto do pavimento asfáltico.

Considerando os resultados promissores do FN em vários trabalhos (DuBOIS, MEHTA e NOLAN, 2014; DOMINGOS, FAXINA e BERNUCCI, 2017; KLINSKY, BARDINI e FARIA, 2020; ROY-CHOWDHURY, SALEH e MOYERS-GONZALEZ, 2021; PIRES *et al.*, 2022), sua grande aplicabilidade em pesquisas nacionais (BASTOS, BABADOPULOS e SOARES, 2017), seu uso como um critério de adequação das misturas asfálticas ao nível de tráfego no método MEDINA (FRANCO e MOTTA, 2020) e vantagens como rápida execução e protocolo experimental simples, os valores de FN foram correlacionados com os seguintes parâmetros de deformação permanente do CAP a 58 e a 64°C:

- O parâmetro original de deformação permanente do SUPERPAVE ( $G^*/sen\delta$ );
- A compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ );
- A declividade percentual entre as compliâncias a 100 e a 3.200 Pa ( $J_{nr,slope}$ ); e
- O parâmetro  $CEP_{3,2}$ .

Já no caso do ensaio LAS, trabalhos como os de Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018) e Shafabakhsh, Rajabi e Sahaf (2019) mostraram que as vidas de fadiga do

CAP e da mistura asfáltica ( $N_f$  e  $N_{fm}$ ) podem ser correlacionadas entre si. Além disso, também foram investigadas possíveis correlações entre os valores do parâmetro  $A$  e os resultados de  $N_{fm}$ . Isto foi feito porque revisões bibliográficas (ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021) e estudos com dados laboratoriais (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018) mostraram que, dependendo das formulações e dos ensaios feitos nas misturas asfálticas, é possível obter ao menos uma correlação razoável entre os resultados. Neste aspecto, as seguintes condições de ensaio no CAP e na mistura asfáltica foram associadas entre si nas correlações:

- Deformação 2,5% no LAS ( $N_f$  ou  $A$ ) e tensão de 30% de  $R_T$  no ensaio de fadiga por compressão diametral ( $N_{fm}$ );
- Deformação 5% no LAS ( $N_f$  ou  $A$ ) e tensão de 35% de  $R_T$  no ensaio de fadiga por compressão diametral ( $N_{fm}$ ); e
- Deformação 15% no LAS ( $N_f$  ou  $A$ ) e tensão de 40% de  $R_T$  no ensaio de fadiga por compressão diametral ( $N_{fm}$ ).

Cabe destacar que, tanto no caso da pesquisa de Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018) quanto no estudo de Shafabakhsh, Rajabi e Sahaf (2019), o experimento laboratorial na escala da mistura asfáltica foi o ensaio da viga de quatro pontos, e não a fadiga por compressão diametral. Apesar das diferenças nos experimentos com os CPs de misturas asfálticas, o estudo em questão segue o mesmo princípio dos trabalhos dos autores ao determinar a vida de fadiga da mistura e correlacioná-la com a vida de fadiga do CAP no LAS.

### 3.6. COMPARATIVOS ENTRE OS MÉTODOS DNIT E MEDINA

#### 3.6.1. Contagem de tráfego em campo

A elaboração de um projeto de pavimentação demanda conhecimentos sobre os volumes de tráfego, e estes volumes permitem não apenas a obtenção do número  $N$ , mas também as cargas que deverão ser suportadas pelo pavimento (PEREIRA, 2014; CUNHA e OLIVEIRA, 2021). Conforme o DNIT (2006a), os pavimentos nacionais são dimensionados segundo este número  $N$  e a carga padronizada de 8,2 tf é representada por um eixo simples de rodas duplas.

Uma consulta feita *in loco* ao posto da Polícia Rodoviária Estadual de Santa Catarina (PRE-SC) no município de Iporã do Oeste/SC constatou a ausência de uma contagem oficial de veículos no trecho de estudo da SC-163. A mesma constatação foi obtida após uma consulta à inspetoria do Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina (DEINFRA), situada em São Miguel do Oeste/SC. Diante da ausência de informações sobre o tráfego no trecho estudado, foi feita uma contagem classificatória de veículos segundo os protocolos do DNIT (2006a), para fins de obtenção do volume diário médio e do respectivo número *N*.

A contagem de tráfego ocorreu de forma manual e através do preenchimento de uma ficha classificatória de veículos (DNIT, 2006a). O ponto de contagem estava situado no marco quilométrico km 102 da rodovia. A escolha deste ponto se justifica pelo recebimento dos fluxos de veículos provenientes tanto de Itapiranga/SC quanto de São João do Oeste/SC, além de possibilitar maior segurança e visibilidade ao operador em função da ausência de curvas horizontais nas proximidades.

O DNIT (2006a) fornece uma série de métodos com tempos e intervalos diferentes para as contagens de tráfego. Cada um destes métodos está correlacionado a um nível de precisão da contagem de campo em relação ao tráfego real existente na rodovia. Quanto maior o período de contagem, mais assertivo será o resultado. Devido a restrições temporais para realização de uma contagem mais precisa, foi escolhido um procedimento de contagem com precisão nível “C”. Neste nível, existe uma probabilidade de 90% de o volume de tráfego referente à contagem não superar 10 a 25% do seu valor real.

A contagem de tráfego foi feita no dia 22/07/2022 e no período das 6 h às 22 h. Na Tabela 10 constam os fatores de equivalência de carga (*F<sub>c</sub>*) segundo o Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE – *United States Army Corps of Engineers*), adotados no cálculo de *V<sub>dm</sub>* e do número *N*.

<b>Tabela 10 – Fatores de equivalência de carga (<i>F<sub>c</sub></i>) para determinação do número <i>N</i></b>			
<b>tipo de eixo</b>	<b>carga máxima permitida (tf), <i>p</i></b>	<b>equação</b>	<b><i>F<sub>c</sub></i> (USACE)</b>
eixo simples roda simples (ESRS)	6,0	$F_c = 2,0782 \times 10^{-4} \times p^{4,0175}$	0,28
eixo simples roda dupla (ESRD)	10,0	$F_c = 1,8320 \times 10^{-6} \times p^{6,2542}$	3,29
eixo tandem duplo (ETD)	17,0	$F_c = 1,5280 \times 10^{-6} \times p^{5,484}$	8,55
eixo tandem triplo (ETT)	25,5	$F_c = 1,3229 \times 10^{-7} \times p^{5,5789}$	9,30

**Fonte: DNIT (2006a)**

De posse das informações referentes ao tráfego atual, foi feita uma previsão de demanda de solicitações de carga no pavimento e ao final da sua vida útil de projeto. Para tal, o DNIT (2006a) recomenda a utilização de um fator de crescimento, que pode ser baseado em expectativa de crescimento populacional, do número de veículos em circulação, da renda da população ou de fatores socioeconômicos locais. Assim, foram calculadas as taxas de crescimento das frotas de veículos no estado de Santa Catarina ao longo dos últimos 10 anos anteriores ao ano da contagem (2011-2021), separados por categoria. Os dados podem ser conferidos na Tabela 11. Por conseguinte, a taxa de crescimento utilizada para determinação do número  $N$  foi diferente para cada categoria de veículo, conforme a coluna respectiva da Tabela 11.

**Tabela 11 – Taxas do crescimento das frotas de veículos no estado de Santa Catarina**

tipo de veículo	frota em 2011 (veículos)	frota em 2021 (veículos)	taxa de crescimento (%)
automóvel	2.127.607	3.227.718	51,71%
camioneta	332.435	699.987	110,56%
caminhão (2C, 3C, 4C, 4CD)	129.152	164.695	27,52%
micro-ônibus (2C)	9.401	13.695	45,68%
ônibus (3C)	16.007	21.824	36,34%
reboque e semirreboque (2S3, 3S2, 3S3, 3D4, *, **, ***, ****)	99.395	229.575	130,97%
motocicleta	701.517	946.446	34,91%

\*ESRS + ETD + ESRD + ETD

\*\* ESRS + ETD + ESRD + ETT

\*\*\* ESRS + ETT + ETT

\*\*\*\* ESRS + ETD + ETT + ETT

**FONTE: Adaptado de IBGE (2022).**

### 3.6.2. Projeto de pavimentação do trecho e segundo o método CBR

O trecho em estudo da SC-163, situado entre os municípios de Iporã do Oeste/SC e Itapiranga/SC, foi elaborado em 1976 e segundo o método do Eng. Murillo Lopes de Souza (ou método CBR). O solo de subleito foi compactado de tal forma que o valor do CBR de projeto fosse igual a 7%. O número  $N$  considerado no trecho foi de  $3,73 \times 10^6$  (DER/SC, 1976). A execução da obra ocorreu em duas etapas, conforme segue:

- Na primeira etapa, foram feitas a terraplenagem, a camada de base e um tratamento superficial, segundo um número  $N = 1,29 \times 10^5$ ; e
- Na segunda etapa, executada cinco anos depois da primeira, foram feitas as camadas de ligação (ou *binder*) e de revestimento asfáltico para construção da pista de rolamento.



Um resumo do dimensionamento de cada camada, conforme apresentado no projeto original (DER/SC, 1976), pode ser visualizado na Tabela 12. No caso desta pesquisa, foi feito um novo dimensionamento para o pavimento no trecho em questão da SC-163, considerando um número  $N$  atualizado e segundo um novo horizonte de projeto de 10 anos. De posse dos resultados de CBR para o solo de subleito e a camada de base, foram aplicadas as equações estabelecidas pelo Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis (DNER, 1981; DNIT, 2006b). A espessura total do pavimento asfáltico ( $H_T$ ) foi calculada conforme Equação (10), em que  $CBR$  corresponde ao valor do Índice de Suporte Califórnia do subleito, em porcentagem.

**Tabela 12 – Etapas de execução e camadas atuais do pavimento no trecho da SC-163**

# etapa	camada	tipo	espessura
1	revestimento	tratamento superficial duplo	2 cm
	base	brita graduada	45 cm
2	ligação	concreto asfáltico sem fíler	4 cm
	rolamento	concreto asfáltico	3,5 cm

Fonte: Adaptado de DER/SC (1976).

$$H_T = 77,67 \times N^{0,0482} \times CBR^{-0,598} \quad (10)$$

De posse do valor de  $H_T$ , foram determinadas as espessuras individuais das camadas. No caso da espessura do revestimento asfáltico ( $E_r$ ), este depende unicamente do volume de tráfego previsto para a rodovia (número  $N$ ), vide Tabela 133. Tendo em vista que o pavimento atual compreende apenas uma camada de base entre o revestimento e o subleito (DER/SC, 1976), o valor da espessura da camada de base ( $E_b$ ) foi obtido a partir da Equação (11), em que  $k_{er}$  é o coeficiente de equivalência estrutural do material do revestimento (valor 2,0) e  $k_{eb}$  é o coeficiente de equivalência estrutural do material da base (valor 1,0).

**Tabela 13 – Espessuras e tipos de revestimento em função do tráfego**

número $N$	espessura mínima do revestimento betuminoso
$N \leq 10^6$	tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: Autoria Própria (2023).

$$E_r \times k_{er} + E_b \times k_{eb} \geq H_T \quad (11)$$

### 3.6.3. Projeto de pavimentação do trecho e segundo o método MEDINA

Para este projeto, foi selecionado o *software* MEDINA versão 1.1.5.0 e foram inseridos os dados referentes aos materiais das camadas do pavimento asfáltico. A operação do *software* ocorreu em conformidade com o respectivo Manual de Utilização (FRANCO e MOTTA, 2020). Em termos do solo de subleito, foram inseridos os resultados dos ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência. No caso da camada de base (material granular), foram inseridos os dados de módulo de resiliência. Já no caso do revestimento asfáltico, foram considerados os ensaios de fadiga por compressão diametral, módulo de resiliência e *flow number*, para cada uma das formulações estudadas na pesquisa (CAP 50/70, CAP+SBS e CAP+borracha).

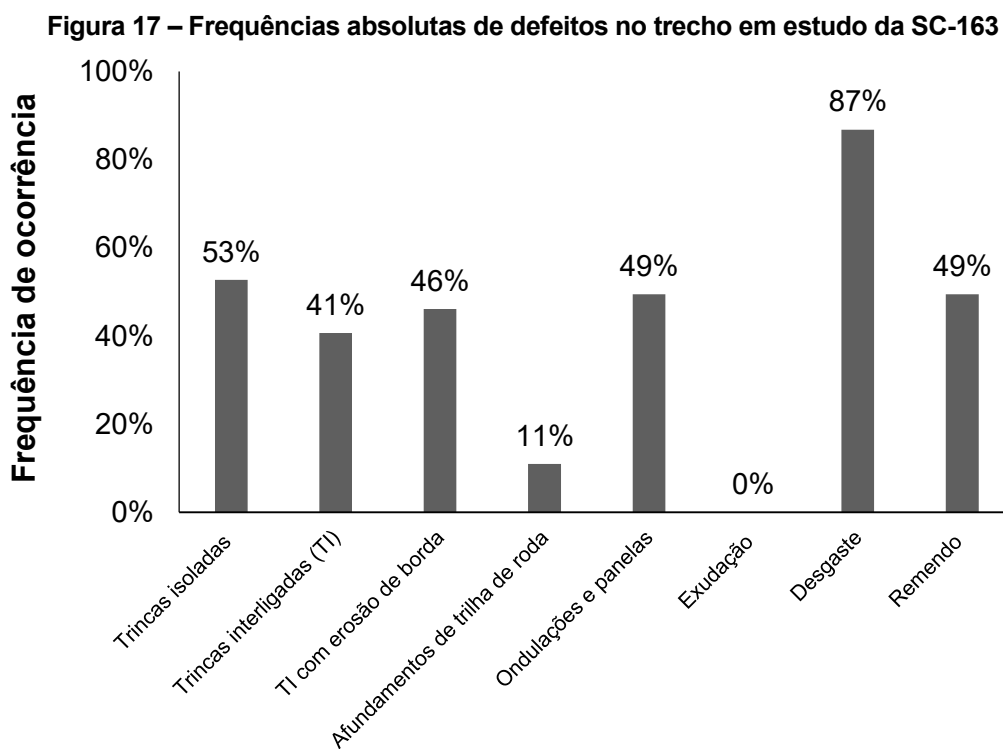
É importante lembrar que, no caso da deformação permanente, o MEDINA considera o valor de  $F_N$  como um critério de seleção da mistura asfáltica mais apropriada ao revestimento asfáltico da rodovia. Isto significa que, dependendo do volume de tráfego previsto para a rodovia, são indicados intervalos aceitáveis de  $F_N$  para as misturas asfálticas. No caso do trecho em estudo da SC-163, o MEDINA estipula valores de  $F_N$  entre 100 e 300 ciclos. Quanto aos valores máximos permitidos de ATR e de área trincada, a classificação da SC-163 como uma via arterial limita tais valores a 10 mm e 30%, respectivamente (FRANCO e MOTTA, 2020).

Ao final do processo de dimensionamento do pavimento, foram determinadas as espessuras das camadas de base e revestimento para o pavimento da SC-163, em conformidade com os requisitos de área trincada e ATR. Uma vez que os quantitativos de camadas e os materiais utilizados foram similares aos do método CBR, foi possível comparar diretamente os desempenhos de ambos os pavimentos e as respectivas espessuras das camadas.

## 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1. DEFEITOS E VALOR DO ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL (IGG)

A análise objetiva da superfície do pavimento ocorreu através do levantamento de defeitos no revestimento asfáltico e medição das flechas nas trilhas de roda, considerando o período de 19/10/2021 a 21/10/2021. Foram inventariadas 91 estações ao todo, sendo que três delas estavam situadas em um trecho de pista dupla no sentido Iporã do Oeste/SC – Itapiranga/SC (kms 119, 120 e 121). Segundo a metodologia aplicada nesta pesquisa, obteve-se o valor IGG = 218 para o trecho estudado (30,6 km de extensão). Tal valor de IGG posiciona o estado de conservação do revestimento na categoria “péssimo”. A Figura 1717 detalha as frequências absolutas encontradas nestas 91 estações inventariadas, ao passo que o Apêndice A mostra o memorial completo do inventário de defeitos que resultaram neste valor do IGG.



Fonte: Autoria Própria (2023).

Em relação aos defeitos visíveis nos 30,6 km estudados da SC-163, pode se verificar a presença elevada de trincas isoladas (53% das estações), trincas interligadas

dos tipos bloco e couro de jacaré (41%) e trincas com erosão acentuada nas bordas (46%). Há também uma ocorrência elevada de panelas e remendos, cada uma com frequência absoluta de 49%. Por outro lado, o defeito com maior incidência no inventário foi o do tipo desgaste, com ocorrência em aproximadamente 87% do total de estações. Não foram registradas exudações durante o levantamento. A Figura 18 apresenta um registro fotográfico de um trecho inventariado, no qual se pode verificar a existência de defeitos tipo couro de jacaré com erosão de borda, panelas e desgaste.

**Figura 18 – Exemplo de defeitos existentes em estação inventariada no trecho de estudo da rodovia SC-163**



**Fonte: Autoria Própria (2023).**

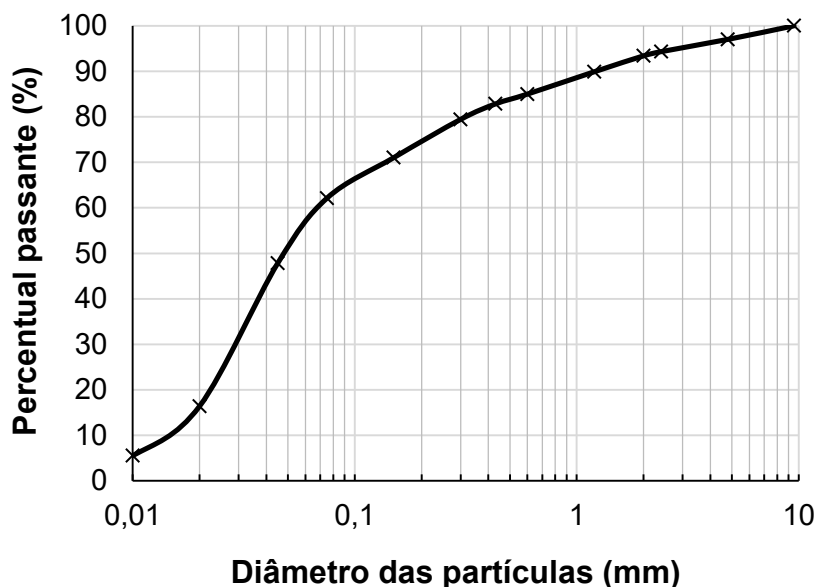
É possível inferir que a deformação permanente teve um impacto pequeno no valor de IGG, ou seja, o mecanismo de ruptura predominante no trecho em estudo da SC-163 é o trincamento por fadiga. Em termos numéricos, as flechas nas trilhas de roda resultaram em valores médios de 3,27 mm para o lado interno e de 5,77 mm para o lado externo. Estes valores corroboram a constatação de que o pavimento da SC-163 não sofreu ruptura por deformação permanente em um contexto geral, e sim por fadiga. A literatura indica que a presença expressiva de trincas – tanto isoladas quanto interligadas – e desgastes sugerem um alto nível de envelhecimento do CAP, além da grande deterioração por fadiga (BERNUCCI *et al.*, 2022).

## 4.2. ANÁLISE DOS MATERIAIS CONSTITUINTES DO PAVIMENTO NO TRECHO EM ESTUDO DA RODOVIA SC-163

### 4.2.1. Caracterização inicial do solo de subleito

A granulometria do solo foi obtida por peneiramento lavado, e a Figura 19 apresenta a curva de distribuição granulométrica deste material. Nota-se que o subleito apresenta granulometria majoritariamente fina e com predominância de argila (51%), areia fina (21%) e silte (12%). Esta mesma curva permite verificar também que o diâmetro efetivo  $D_{10}$  é igual a 0,016 mm. O coeficiente de uniformidade  $C_u$ , dado pela razão entre o diâmetro em que 60% do material passa pelo peneiramento ( $D_{60}$ ) e o diâmetro efetivo ( $D_{10}$ ), é igual a 4,31. Quanto à análise da graduação, o coeficiente de curvatura  $C_c$  é igual a 0,36. Em função destes resultados, é possível concluir que o subleito da rodovia SC-163 é do tipo uniforme e bem graduado (PINTO, 2006).

Figura 19 – Distribuição granulométrica do solo no trecho em estudo da SC-163



Fonte: Autoria Própria (2023).

Quanto aos ensaios para obtenção dos limites de Atterberg do solo, foram determinados os seguintes valores: limite de liquidez  $LL$  igual a 33,30%, limite de plasticidade  $LP$  igual a 27,34% e índice de plasticidade  $IP$  de 5,96%. De posse destes valores e da curva granulométrica do material, foi possível classificá-lo

segundo as metodologias SUCS (ASTM, 1980) e HRB (ASTM, 1993). De acordo com os critérios do sistema unificado, o solo é categorizado como ML ou silte de baixa plasticidade. Já em relação à classificação rodoviária, verificou-se que o subleito é classificado como solo siltoso tipo A-4, cujo comportamento é definido como de fraco a pobre.

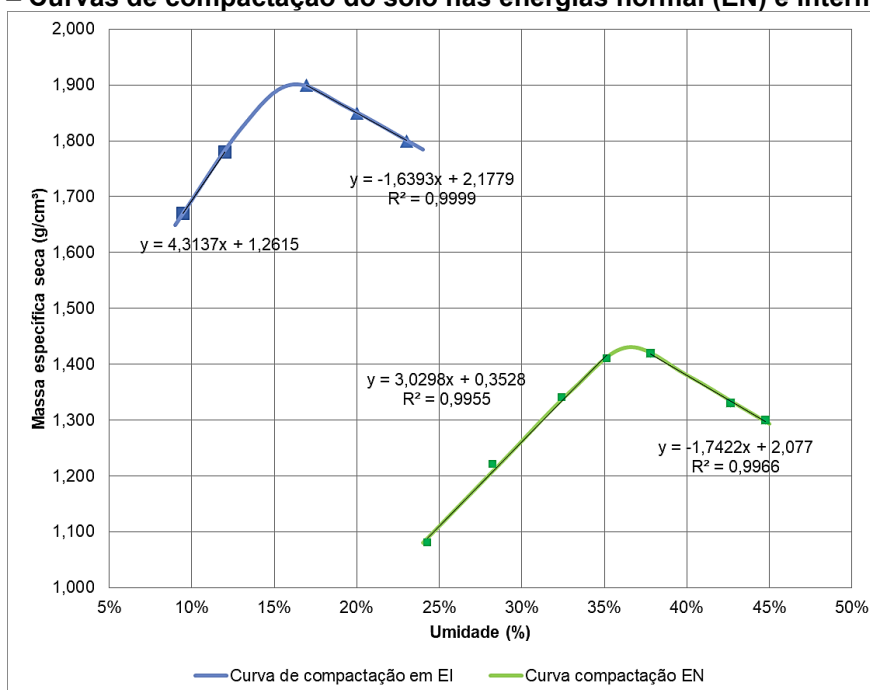
Em relação aos ensaios de compactação do solo, os valores de umidade ótima  $\omega_{ot}$  e de massa específica aparente seca máxima  $\gamma_{d,máx}$  estão resumidos na Tabela 14, por energia de compactação. A Figura 20 apresenta as curvas de compactação nas energias normal e intermediária. Conclui-se que o uso de uma energia de compactação maior acarretou uma redução significativa de  $\omega_{ot}$  e um aumento de  $\gamma_{d,máx}$  em 33%. Tal aumento de massa específica está diretamente vinculado a um maior ganho de resistência à penetração, caso do ensaio CBR. Além disso, uma maior energia de compactação também faz com que as partículas de solo fiquem mais próximas umas das outras, aumentando assim o valor de  $\gamma_{d,máx}$ .

**Tabela 14 – Resultados dos ensaios de compactação do solo de subleito**

parâmetro	resultado na energia normal	resultado na energia intermediária
massa específica aparente seca máxima	1,43 g/cm <sup>3</sup>	1,90 g/cm <sup>3</sup>
umidade ótima	36,4%	16,0%

Fonte: Autoria Própria (2023).

**Figura 20 – Curvas de compactação do solo nas energias normal (EN) e intermediária (EI)**



Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.2.2. Ensaio de CBR no subleito e na camada granular

Conforme prescrito na norma NBR 9895 (ABNT, 2016e), os CPs para ensaio de CBR foram compactados nas energias normal e intermediária e para as condições ótimas de umidade ( $\omega_{ot}$ ), além da maior massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_{d,máx}$ ). A Tabela 15 resume os valores de CBR e expansão do solo após 96 h de imersão em água, para cada uma das energias de compactação.

**Tabela 15 – Valores de CBR e expansão do solo por energia de compactação**

energia de compactação	CBR (%)	expansão (%)
normal	5,40	0,31
intermediária	15,72	1,21

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

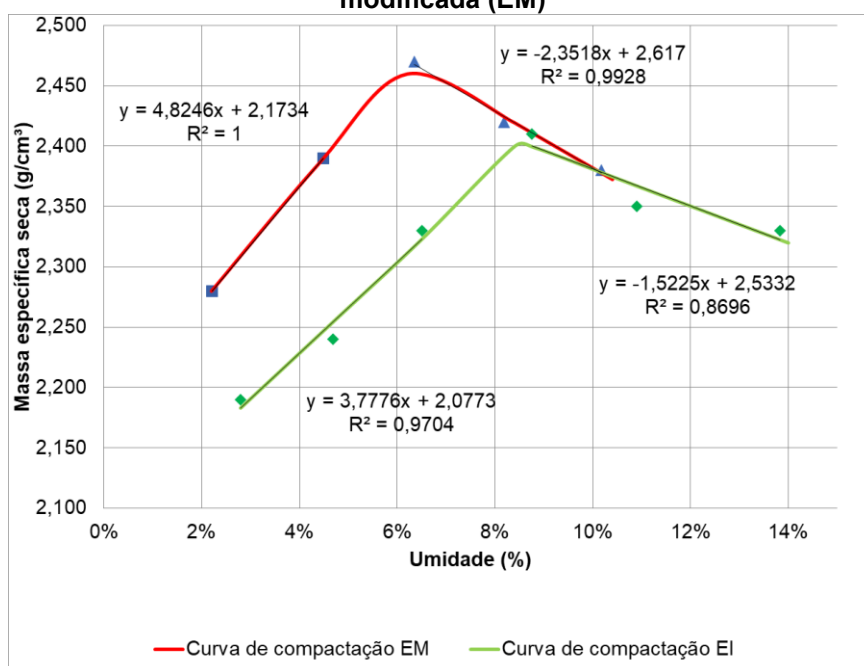
Conforme previamente apresentado, buscou-se uma energia de compactação que fornecesse um valor de CBR o mais próximo possível do valor referenciado no projeto original de pavimentação do trecho da SC-163 – ou seja, 7% (DER/SC, 1976). Com base neste requisito, foi escolhida a energia normal porque o resultado de CBR foi de 5,40%, ao passo que o valor obtido na energia intermediária (15,72%) superou o de projeto em mais de 190%. Desta forma, adotou-se a energia normal de compactação para fins de preparo dos CPs para ensaios de MR e de deformação permanente. Cabe enfatizar também que tanto o CBR quanto a expansão do solo de subleito atendem aos requisitos estabelecidos pelo DNIT (2006b), independentemente da energia de compactação Proctor.

Com relação à diferença numérica de 1,60 ponto percentual entre o valor de CBR em laboratório (Tabela 15) e o valor de projeto, isto pode ser atribuído à ausência de especificação dos pontos de coleta que resultaram no CBR adotado no projeto do pavimento da SC-163 (DER/SC, 1976). Outra justificativa poderia ser a inexistência de detalhamentos laboratoriais desenvolvidos a época de construção do pavimento. Uma terceira explicação pode estar no fato de que o solo ensaiado neste trabalho foi coletado em apenas um marco quilométrico da SC-163, estando assim sujeito a variabilidades naturais em relação ao valor adotado no projeto.

Em termos da camada de base, foram feitos ensaios de compactação nas energias intermediária e modificada, conforme estabelecido na norma estadual do DER/PR (2005). Na Figura 21, é possível ver as curvas de compactação do material e

para ambas as energias. Por sua vez, a Tabela 16 sintetiza os dados obtidos nestes ensaios. É possível observar que, muito embora o aumento da energia de compactação tenha acarretado uma redução no valor de  $\omega_{ot}$ , não houve um aumento expressivo de  $\gamma_{d,máx}$ . Ainda, o resultado de  $\omega_{ot}$  na energia modificada está muito próximo ao sugerido por Pinto (2006) para pedregulhos bem graduados e pouco argilosos (6%).

**Figura 21 – Curvas de compactação do material da base nas energias intermediária (EI) e modificada (EM)**



Fonte: Autoria Própria (2023).

**Tabela 16 – Resultados dos ensaios de compactação do material de base**

parâmetro	resultado na energia intermediária	resultado na energia modificada
massa específica aparente seca máxima	2,40 g/cm <sup>3</sup>	2,46 g/cm <sup>3</sup>
umidade ótima	8,40%	6,20%

Fonte: Autoria Própria (2023).

Considerando os dados de compactação e os respectivos valores de  $\omega_{ot}$  e  $\gamma_{d,máx}$ , foram feitos ensaios para determinação do valor de CBR para a camada de base. Foi possível notar que, após 96 h de imersão em água, a expansão do material foi de apenas 0,06% na energia intermediária. Por sua vez, o valor de CBR foi de 54,45% na mesma energia. Ao se comparar estes resultados com os requisitos estabelecidos no método CBR para pavimentos flexíveis (DNER, 1981), conclui-se que apenas a expansão atende aos critérios técnicos (valor máximo de 0,5%), pois o CBR ficou abaixo do valor mínimo exigido de 80% para camadas de base.



Tendo em vista o não atendimento ao requisito de valor mínimo de CBR na energia intermediária, o ensaio foi repetido na energia modificada. Neste caso, a expansão observada no material foi de apenas 0,02% e o CBR resultou no valor de 88,89%. Desta forma, constata-se que a camada de base do pavimento da rodovia SC-163 foi provavelmente compactada na energia modificada para fins de atendimento aos requisitos do método CBR (DNER, 1981). Outros trabalhos como Fonseca, Reis e Domingos (2021) também procederam de forma parecida em suas pesquisas com britas graduadas para camadas de pavimentos.

#### 4.2.3. Módulos de resiliência do solo e do material granular da base

A Tabela 17 sintetiza os resultados de  $M_R$  – valores individuais e médios – para cada um dos pares de tensão aplicados nos três CPs. Também são fornecidos parâmetros estatísticos como desvio padrão e coeficiente de variação ( $C_V$ ), por pares de tensões confinantes ( $\sigma_3$ ) e de desvio ( $\sigma_d$ ). Observa-se que a média dos resultados de  $C_V$  foi de apenas 13,3% e o valor máximo foi de apenas 21,8%. Isto indica baixa variabilidade nas réplicas ensaiadas, além de estar em consonância com os resultados reportados por outros autores (CALLEGARO *et al.*, 2020).

**Tabela 17 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência ( $M_R$ ) para o solo de subleito**

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	resultados de $M_R$ por CP			$M_R$ médio (MPa)	desvio padrão (MPa)	coeficiente de variação (%)
		CP 1 (MPa)	CP 2 (MPa)	CP 3 (MPa)			
0,020	0,020	161,64	152,90	150,11	154,88	6,02	3,9
0,020	0,040	121,15	112,28	166,38	133,27	29,02	21,8
0,020	0,060	118,63	95,91	130,84	115,13	17,73	15,4
0,035	0,035	129,93	133,01	183,14	148,69	29,87	20,1
0,035	0,070	127,58	98,08	130,86	118,84	18,05	15,2
0,035	0,105	113,46	92,19	113,61	106,42	12,32	11,6
0,050	0,050	137,93	108,89	152,95	133,26	22,40	16,8
0,050	0,100	121,44	97,53	123,49	114,15	14,44	12,6
0,050	0,150	111,76	84,27	96,11	97,38	13,79	14,2
0,070	0,070	151,01	112,10	145,59	136,23	21,08	15,5
0,070	0,140	126,36	94,75	106,21	109,11	16,00	14,7
0,070	0,210	105,72	84,38	84,13	91,41	12,39	13,6
0,105	0,105	142,66	107,16	126,91	125,58	17,79	14,2
0,105	0,210	111,22	89,44	88,97	96,54	12,71	13,2
0,105	0,315	95,24	80,86	78,22	84,77	9,16	10,8
0,140	0,140	129,45	110,48	116,48	118,80	9,70	8,2
0,140	0,280	102,60	87,79	89,18	93,19	8,18	8,8
0,140	0,420	83,17	73,67	70,16	75,67	6,73	8,9

Fonte: Autoria Própria (2023).

No que concerne ao comportamento resiliente do solo, pode-se inferir que este comportamento é mais dependente de  $\sigma_d$  que  $\sigma_3$ , haja vista que o parâmetro  $k_2$  (ver Tabela 18) é mais representativo no modelo dependente de  $\sigma_d$ . Tal comportamento é esperado para solos finos e coesivos como o presente no subleito da rodovia SC-163, além de já ter sido relatado em outras pesquisas como Delgado (2012) e Lima *et al.* (2020).

**Tabela 18 – Coeficientes dos modelos matemáticos de  $M_R$  para o solo de subleito**

módulo de resiliência ( $M_R$ ) médio (MPa)	função da tensão confinante ( $\sigma_3$ )			função da tensão desvio ( $\sigma_d$ )			modelo composto (função de $\sigma_3$ e $\sigma_d$ )			
	$M_R = k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$			$M_R = k_1 \times (\sigma_d)^{k_2}$			$M_R = k_1 \times (\sigma_3)^{k_2} \times (\sigma_d)^{k_3}$			
	$k_1$	$k_2$	$R^2$	$k_1$	$k_2$	$R^2$	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
114,07	67,70	-0,18	0,37	67,28	-0,23	0,89	82,39	0,15	-0,33	0,98

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Por outro lado, uma análise dos parâmetros do modelo composto (função de  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$ ) e os respectivos sinais de  $k_2$  e  $k_3$  sugerem que aumentos da tensão confinante aumentam o valor de  $M_R$  do solo, o contrário ocorrendo com a tensão desvio (CALLEGARO *et al.*,2020). O ajuste global do modelo composto também se mostrou dentro do esperado, pois o coeficiente de determinação  $R^2$  foi superior a 0,90. É importante mencionar que, dependendo do tipo de solo, os ajustes do modelo podem nem sempre ser bons (DALLA ROZA, 2018). Em termos do sinal negativo do parâmetro  $k_3$  e um valor numérico maior para este parâmetro em comparação a  $k_2$ , isto também foi constatado em outros trabalhos que avaliaram o  $M_R$  de solos finos, e. g., Norback (2018) e Callegaro *et al.* (2020).

A Tabela 19 resume os resultados dos ensaios de  $M_R$  feitos no material granular da base do pavimento da rodovia SC-163, juntamente com os respectivos valores de desvio padrão e  $C_V$ . Assim como no caso do solo de subleito, houve pequena variabilidade entre os resultados dos ensaios porque o valor médio de  $C_V$  foi de apenas 8,90% (máximo de 16,3%). O desvio padrão também se mostrou baixo, não superando os 26 MPa em qualquer condição de ensaio.

A Tabela 20 destaca os parâmetros de regressão  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  para os modelos de  $M_R$  e o material constituinte da base. Diferentemente do comportamento de  $M_R$  no solo, a tensão confinante exerce mais influência no comportamento resiliente deste material que a tensão desvio, uma vez que o parâmetro  $k_2$  é mais representativo no modelo dependente apenas de  $\sigma_3$ . Se nos solos finos a coesão promove uma maior

influência da tensão desvio (DELGADO, 2012; LIMA *et al.*, 2022), a tensão confinante passa a representar maior influência no comportamento resiliente de materiais granulares – caso da brita graduada em questão.

**Tabela 19 – Resultados dos ensaios de módulo de resiliência ( $M_R$ ) para o material da base**

$\sigma_3$ (MPa)	$\sigma_d$ (MPa)	resultados de $M_R$ por CP			$M_R$ médio (MPa)	desvio padrão (MPa)	coeficiente de variação (%)
		CP 1 (MPa)	CP 2 (MPa)	CP 3 (MPa)			
0,020	0,020	173,89	145,88	144,99	154,92	16,44	10,6
0,020	0,040	166,08	122,31	133,13	140,51	22,80	16,2
0,020	0,060	171,85	125,17	140,52	145,85	23,79	16,3
0,035	0,035	173,53	134,15	147,98	151,89	19,98	13,2
0,035	0,070	183,49	140,95	158,14	160,86	21,40	13,3
0,035	0,105	196,35	155,19	176,04	175,86	20,58	11,7
0,050	0,050	190,90	156,12	174,94	173,99	17,41	10,0
0,050	0,100	206,79	170,10	190,87	189,25	18,40	9,7
0,050	0,150	229,98	195,41	217,94	214,44	17,55	8,2
0,070	0,070	218,56	189,21	206,46	204,74	14,75	7,2
0,070	0,140	246,10	214,91	234,41	231,81	15,76	6,8
0,070	0,210	283,16	250,69	276,72	270,19	17,20	6,4
0,105	0,105	282,99	258,76	283,48	275,07	14,13	5,1
0,105	0,210	330,10	302,74	331,75	321,53	16,30	5,1
0,105	0,315	382,02	353,98	388,48	374,83	18,34	4,9
0,140	0,140	359,61	336,92	363,62	353,38	14,40	4,1
0,140	0,280	414,19	389,87	432,22	412,10	21,25	5,2
0,140	0,420	468,33	440,52	491,10	466,65	25,33	5,4

Fonte: Autoria Própria (2023).

**Tabela 20 – Coeficientes dos modelos matemáticos de  $M_R$  para o material da base**

módulo de resiliência ( $M_R$ ) médio (MPa)	função da tensão confinante ( $\sigma_3$ )			função da tensão desvio ( $\sigma_d$ )			modelo composto (função de $\sigma_3$ e $\sigma_d$ )			
	$M_R = k_1 \times (\sigma_3)^{k_2}$			$M_R = k_1 \times (\sigma_d)^{k_2}$			$M_R = k_1 \times (\sigma_3)^{k_2} \times (\sigma_d)^{k_3}$			
	$k_1$	$k_2$	$R^2$	$k_1$	$k_2$	$R^2$	$k_1$	$k_2$	$k_3$	$R^2$
245,44	1.060,80	0,54	0,88	587,20	0,42	0,79	958,72	0,37	0,17	0,92

Fonte: Autoria Própria (2023).

A maior influência de  $\sigma_3$  no comportamento do material granular pode ser constatada não apenas no modelo dependente apenas desta tensão, mas também no modelo composto (função de  $\sigma_3$  e  $\sigma_d$ ). O ajuste deste modelo composto aos dados laboratoriais se mostrou excelente, visto que o coeficiente de determinação  $R^2$  foi igual a 0,92. Uma comparação entre estes resultados e a literatura científica (GUIMARÃES, 2009; SAGRILLO, 2020) permite inferir que o parâmetro  $k_1$  está próximo ao intervalo de valores tipicamente encontrados em rochas metamórficas e ígneas plutônicas da

região Sul do Brasil. No caso do parâmetro  $k_2$ , este se encontra dentro do intervalo entre 0,2 e 0,8 reportado na revisão bibliográfica de Sagrilo (2020).

#### 4.2.4. Ensaio de deformação permanente no solo

Os ensaios de deformação permanente foram conduzidos em conformidade com os níveis de tensão já definidos na Tabela 6, sendo possível extrair destes ensaios os parâmetros de regressão  $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ,  $\psi_3$  e  $\psi_4$ . Tais parâmetros foram ajustados à Equação (12) a seguir, em que  $\varepsilon_p$  é o valor da deformação permanente específica no solo,  $\rho_0$  é a tensão referencial (atmosférica),  $N_c$  é o número de ciclos,  $\sigma_3$  é a tensão confinante e  $\sigma_d$  é a tensão desvio. A equação em questão foi desenvolvida por Guimarães (2009) e é sugerida pelo DNIT (2018e) como uma ferramenta matemática que descreve, de maneira satisfatória, os comportamentos dos solos em ensaios triaxiais.

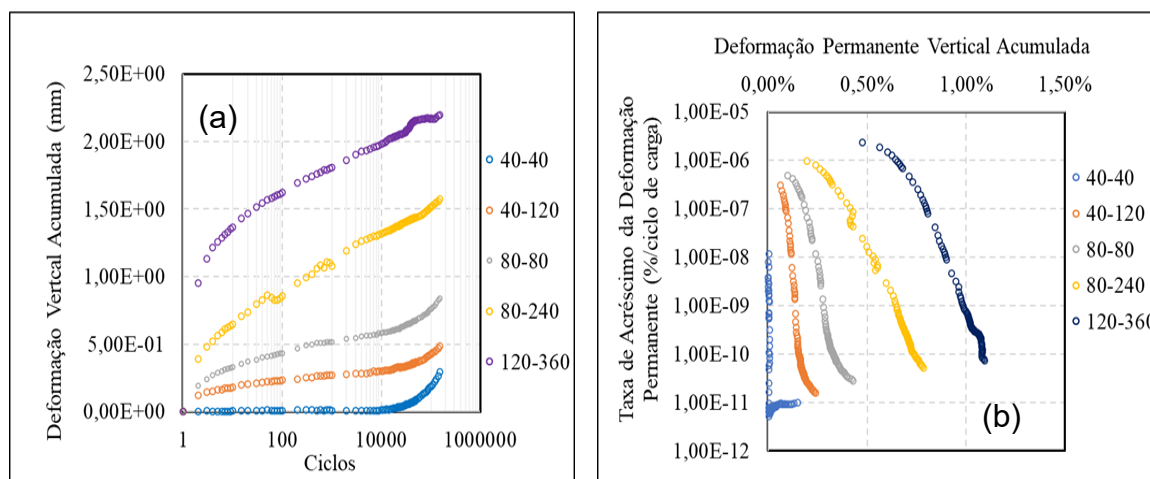
$$\varepsilon_p = \psi_1 \times \left( \frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \times \left( \frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} \times N_c^{\psi_4} \quad (12)$$

O ajuste dos dados brutos ao modelo da Equação (12) resultou nos seguintes valores para cada uma dos parâmetros de regressão:  $\psi_1 = 2,37 \times 10^{-3}$ ,  $\psi_2 = 1,16$ ,  $\psi_3 = 7,00 \times 10^{-1}$  e  $\psi_4 = 8,94 \times 10^{-2}$ . Tais resultados também foram analisados à luz da deformação vertical acumulada no solo em função do número de ciclos, conforme se pode visualizar na Figura 22(a). É possível verificar que a deformação permanente acumulada cresce a uma taxa aproximadamente constante até os 10.000 ciclos. Este crescimento com tendência linear indica contínuo acúmulo de deformações, sem acomodação do material. Notam-se também acréscimos de deformação permanente após 10.000 ciclos, sobretudo em tensões menores.

No caso da taxa de acréscimo da deformação permanente no solo em função do número de ciclos (Figura 22(b)), observa-se que a aplicação de baixas tensões promove uma acomodação do solo no nível “A” (ou *shakedown*). Este nível é representado pelo paralelismo das curvas com o eixo da taxa de acréscimo da deformação. Isto significa que, após um determinado número de ciclos, o solo passa a ter um comportamento elástico. Com o aumento das tensões, é possível notar uma mudança de comportamento do material na forma de deformações iniciais maiores, seguida por um acomodamento plástico relativamente linear. Tal comportamento é

classificado como nível “AB” e não se mostra expressivo, tendo em vista as baixas declividades das curvas. Conclui-se, portanto, que o solo de subleito não apresenta risco de colapso (nível “C”), o que poderia causar danos ao pavimento (GUIMARÃES, 2009; DNIT, 2018e).

**Figura 22 – Deformações verticais acumuladas (a) e taxa de acréscimo de deformação permanente (b) em função do número de ciclos, por condição de confinamento do solo**



Fonte: Autoria Própria (2023).

### 4.3. ENSAIOS COM LIGANTES ASFÁLTICOS

#### 4.3.1. Caracterização inicial e parâmetros correspondentes

A Tabela 21 mostra um resumo dos ensaios destinados à caracterização inicial dos ligantes asfálticos. Nem todos os ensaios e parâmetros foram coletados para todas as formulações devido à não obrigatoriedade nas normas brasileiras, a saber: DNIT 095/2006 – EM (DNIT, 2006d) para o CAP 50/70, DNIT 129/2011 – ME (DNIT, 2011) para o CAP+SBS e DNIT 111/2009 – ME (DNIT, 2009) para o CAP+borracha. Ainda conforme estas mesmas normas, o CAP+SBS é designado como 60/85-E e o CAP+borracha é designado como AB 8.

Sabe-se da literatura científica que tanto a penetração quanto o ponto de amolecimento são parâmetros obtidos segundo protocolos empíricos. Portanto, espera-se que as correlações entre tais parâmetros e as propriedades mecânicas das misturas asfálticas – ou mesmo as propriedades reológicas do CAP – não sejam boas (DREESSEN, PLANCHE e GARDEL, 2009; DREESSEN e GALLET, 2012; LI *et al.*,

2021). De todo modo, o CAP 50/70 seria o material mais resistente ao acúmulo de deformação permanente segundo o critério da penetração após o envelhecimento no RTFOT, ao passo que o CAP+SBS seria a formulação mais resistente à deformação permanente segundo o critério do ponto de amolecimento na condição envelhecida a curto prazo (RTFOT). É importante lembrar que, segundo os critérios do SUPERPAVE, o RTFOT simula o envelhecimento do CAP em condições tipicamente encontradas nas etapas de usinagem e compactação na pista (SHALABY, 2002). Esta também seria a condição crítica para surgimento da deformação permanente no pavimento.

**Tabela 21 – Caracterização inicial dos ligantes asfálticos**

<b>CARACTERIZAÇÃO NA CONDIÇÃO VIRGEM</b>			
<b>ensaio ou parâmetro</b>	<b>CAP 50/70</b>	<b>CAP+borracha</b>	<b>CAP+SBS</b>
penetração ( $\times 10^{-1}$ mm)	62	52	59
ponto de amolecimento ( $^{\circ}$ C)	48,4	60,4	66,2
ponto de fulgor ( $^{\circ}$ C)	288	262	336
viscosidade Brookfield a $135^{\circ}$ C (cP)	312	-	1092
viscosidade Brookfield a $155^{\circ}$ C (cP)	460	-	544
viscosidade Brookfield a $175^{\circ}$ C (cP)	-	1840	-
viscosidade Brookfield a $177^{\circ}$ C (cP)	62	-	206
ductilidade a $25^{\circ}$ C	>100	-	-
<b>APÓS ENVELHECIMENTO RTFOT</b>			
variação de massa (%)	-0,03	-0,4	0,02
variação do ponto de amolecimento ( $^{\circ}$ C)	-5	-2,8	-3,7
ductilidade a $25^{\circ}$ C	>100	-	-
penetração retida (%)	56	69	62
recuperação elástica retida (%)	-	105	97

**Fonte: Empresa CBB Asfaltos.**

Interessante observar ainda que, em termos dos valores dos parâmetros antes e após o envelhecimento no RTFOT, o CAP+borracha mostrou os maiores percentuais retidos para a penetração e a recuperação elástica (69% e 105%, respectivamente). O CAP+SBS também mostrou percentuais elevados para os dois parâmetros, sendo de 62% para a penetração retida e de 97% para a recuperação elástica retida. Por outro lado, as variações nos pontos de amolecimento se mostraram baixas para as duas formulações (inferiores a  $4^{\circ}$ C). De maneira similar às análises feitas por Sobreiro (2014), estes dados sugerem que os processos de modificação tornaram o CAP menos sensível aos efeitos do envelhecimento a curto prazo em comparação ao material puro.

#### 4.3.2. Caracterização reológica em regime oscilatório de cisalhamento

A Tabela 22 mostra os valores das propriedades reológicas dos ligantes asfálticos em regime oscilatório de cisalhamento ( $G^*$  e  $\delta$ ), antes e após o envelhecimento no RTFOT. Os valores correspondentes para o parâmetro  $G^*/sen\delta$  também são fornecidos.

**Tabela 22 – Parâmetros e propriedades reológicas em regime oscilatório de cisalhamento**

ligante asfáltico	condição virgem				condição envelhecida no RTFOT			
	temp. (°C)	módulo $G^*$ (kPa)	ângulo $\delta$ (graus)	$G^*/sen\delta$ (kPa)	temp. (°C)	módulo $G^*$ (kPa)	ângulo $\delta$ (graus)	$G^*/sen\delta$ (kPa)
CAP 50/70	58	2,25	87,56	2,26	58	5,28	5,24	5,26
	Falha	0,98	88,46	0,99	64	2,23	2,22	2,22
	-	-	-	-	Falha	0,99	0,99	0,99
CAP+SBS	58	4,97	69,59	5,30	58	8,14	6,83	7,46
	64	2,68	69,09	2,87	64	4,47	3,71	4,07
	70	1,53	68,48	1,65	70	2,59	2,14	2,35
	Falha	0,92	67,96	0,99	Falha	1,55	1,28	1,41
CAP+borracha	58	6,00	68,99	6,42	58	12,44	10,22	11,27
	64	3,24	72,00	3,41	64	6,68	5,69	6,16
	70	1,82	74,69	1,88	70	3,68	3,24	3,45
	76	1,07	76,92	1,10	Falha	2,07	1,89	1,98

Fonte: Empresa CBB Asfaltos.

Considerando os limites mínimos de  $G^*/sen\delta$  fixados pela especificação SUPERPAVE para fins de classificação PG dos ligantes asfálticos em temperaturas altas (ASTM, 2007), é possível concluir que o CAP 50/70 tem a rigor uma classificação PG 58-XX, com um grau PG contínuo ou *true grade* igual a 63,8°C na condição virgem. Por sua vez, o CAP+SBS tem uma classificação PG 70-XX e *true grade* igual a 71,9°C na condição envelhecida a curto prazo. Finalmente, o CAP+borracha possui uma classificação PG 70-XX e grau PG contínuo igual a 75,4°C após o envelhecimento no RTFOT. Estritamente sob um ponto de vista de rigidez, o CAP+borracha tem um nível maior de rigidez que o CAP+SBS porque o *true grade* da formulação com borracha moída de pneus é maior que o resultado correspondente da formulação com copolímero SBS.

Os dados de *true grade* sinalizam que, à luz do parâmetro  $G^*/sen\delta$ , o CAP+borracha tem uma resistência maior à deformação permanente que o CAP+SBS e na temperatura média máxima de 70°C para o pavimento. Da mesma

forma, o CAP 50/70 tem a menor resistência à deformação permanente dentre todos os materiais considerados no estudo. Interessante observar que, conforme verificado também por Sobreiro (2014) dentre outros autores, a rigidez do CAP pode variar substancialmente dentro de um intervalo de 6°C entre uma classificação PG e outra. Em virtude deste fato, é importante considerar também o grau exato de rigidez do ligante asfáltico (*true grade*) durante o preparo das formulações, tal como feito por Domingos (2017). Ainda, mapas de graus de desempenho elaborados por Faccin *et al.* (2021) sugerem as classificações PG 58-XX, PG 64-XX e PG 70-XX para o Brasil, com predominância da classificação PG 64-XX para a maioria dos locais estudados pelos autores.

Apesar das várias críticas na literatura científica acerca do uso do parâmetro  $G^*/\sin\delta$  como um indicador da resistência do CAP à deformação permanente (BAHIA *et al.*, 2001; D'ANGELO *et al.*, 2007; DOMINGOS, FAXINA e BERNUCCI, 2017; SUBHY, 2017; LI *et al.*, 2021; ROY-CHOWDHURY, SALEH e MOYERS-GONZALEZ, 2021), alguns trabalhos recentes indicam que seu uso não pode ser de todo desconsiderado (BASTOS, BABADOPULOS e SOARES, 2017; SALIM *et al.*, 2019b). Em face das opiniões divergentes entre os pesquisadores, optou-se nesta pesquisa pela manutenção da caracterização da resistência dos ligantes asfálticos à deformação permanente segundo os valores de  $G^*/\sin\delta$ , juntamente com outros parâmetros de ensaios reológicos.

#### 4.3.3. Caracterização reológica segundo os ensaios MSCR e LAS

A Tabela 23 contém um resumo dos resultados dos ensaios MSCR para cada um dos ligantes asfálticos considerados na pesquisa, bem como os níveis de tráfego correspondentes segundo os critérios da AASHTO (2020a). Os ordenamentos dos materiais em função da resistência à deformação permanente também são fornecidos. Em um primeiro momento, nota-se que estes ordenamentos são semelhantes nas temperaturas de 58 e 64°C e para os parâmetros  $J_{nr3200}$  e  $CEP_{3,2}$ . O CAP+SBS mostrou-se como o mais resistente à deformação permanente, seguido pelo CAP+borracha e finalmente pelo CAP 50/70. Tal ordenamento é diferente do obtido segundo o parâmetro  $G^*/\sin\delta$  (Tabela 22), no qual o CAP+borracha passa a ter uma resistência maior à deformação permanente que o CAP+SBS.



Tabela 23 – Resultados dos ensaios MSCR para os ligantes asfálticos

temperatura (°C)	parâmetro e unidade	CAP 50/70	CAP+SBS	CAP+borracha
58	$R_{100}$ (%)	3,6	91,9	69,1
58	$R_{3200}$ (%)	0,4	84,1	36,5
58	$J_{nr,100}$ (kPa <sup>-1</sup> )	1,766	0,059	0,150
58	$J_{nr,3200}$ (kPa <sup>-1</sup> ) <sup>a, b</sup>	1,957 (H) [3]	0,117 (E) [1]	0,348 (E) [2]
58	$J_{nr,diff}$ (%)	10,8	98,3	132,0
58	$J_{nr,slope}$ (%)	6,2	1,9	6,4
58	$CEP_{3,2}$ (kPa <sup>2</sup> ) <sup>b</sup>	2,703 [3]	69,487 [1]	35,747 [2]
64	$R_{100}$ (%)	0,6	91,6	63,1
64	$R_{3200}$ (%)	0,0	83,1	21,2
64	$J_{nr,100}$ (kPa <sup>-1</sup> )	4,410	0,111	0,355
64	$J_{nr,3200}$ (kPa <sup>-1</sup> ) <sup>a, b</sup>	4,835 [3]	0,214 (E) [1]	0,920 (V) [2]
64	$J_{nr,diff}$ (%)	9,6	92,8	159,2
64	$J_{nr,slope}$ (%)	13,7	3,3	18,2
64	$CEP_{3,2}$ (kPa <sup>2</sup> ) <sup>b</sup>	0,459 [3]	20,888 [1]	7,261 [2]

<sup>a</sup> As letras em parênteses indicam o nível de tráfego apropriado para cada um dos ligantes asfálticos, em conformidade com os requisitos da norma AASHTO M 332 (AASHTO, 2020a).

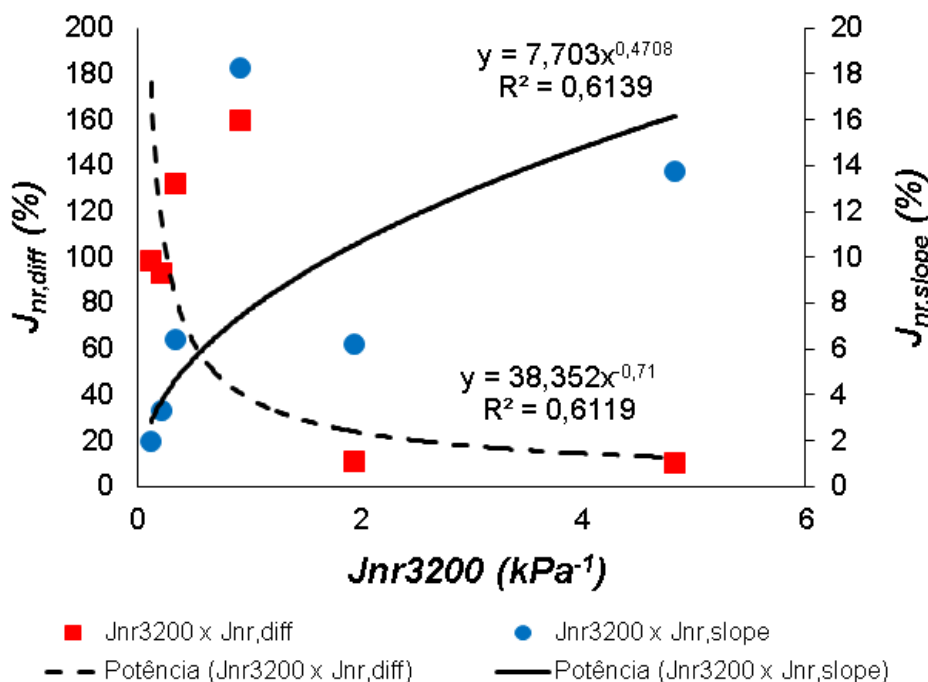
<sup>b</sup> Os números entre colchetes destacam os ordenamentos dos ligantes asfálticos, do menos para o mais suscetível à deformação permanente.

Fonte: Empresa CBB Asfaltos.

Ainda que as correlações entre o parâmetro  $G^*/sen\delta$  e o desempenho de misturas asfálticas à deformação permanente possa ser considerada boa em alguns trabalhos como Saboo e Kumar (2016) e Pires *et al.* (2022), muitas investigações indicam que este tipo de correlação nem sempre acontece (BAHIA *et al.*, 2001; DuBOIS, MEHTA e NOLAN, 2014; DOMINGOS, FAXINA e BERNUCCI, 2017; RADHAKRISHNAN, SRI e REDDY, 2018; ROY-CHOWDHURY, SALEH e MOYERS-GONZALEZ, 2021; LI *et al.*, 2021). Em um contexto mais prático, os ordenamentos diferentes para os ligantes asfálticos estudados apontam opiniões divergentes acerca do desempenho das formulações à deformação permanente em campo.

No caso dos parâmetros de sensibilidade à tensão  $J_{nr,diff}$  e  $J_{nr,slope}$ , as correlações mostradas na Figura 23 indicam tendências opostas. Enquanto  $J_{nr,slope}$  aumenta com o aumento de  $J_{nr,3200}$ , o parâmetro  $J_{nr,diff}$  diminui com este aumento de  $J_{nr,3200}$ . Ainda que as correlações ( $R^2$ ) sejam praticamente as mesmas para ambos os parâmetros, a literatura (STEMPIHAR, GUNDLA e UNDERWOOD, 2018) sugere que um ligante asfáltico com maior valor de  $J_{nr,slope}$  tende a possuir maiores níveis de deformação permanente em campo. O parâmetro  $J_{nr,slope}$  também está melhor correlacionado aos aumentos de  $J_{nr,3200}$  após incrementos de 6°C na temperatura de ensaio. Isto indica que o parâmetro  $J_{nr,slope}$  pode ser considerado como um refinamento na avaliação da sensibilidade dos ligantes asfálticos a incrementos no nível de tensão em campo.

Figura 23 – Correlações entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ) e os parâmetros de sensibilidade à tensão  $J_{nr,diff}$  e  $J_{nr,slope}$



Fonte: Autoria Própria (2023).

No que tange aos parâmetros  $J_{nr3200}$ ,  $G^*/sen\delta$  e  $CEP_{3,2}$ , constata-se das equações de regressão mostradas na Figura 24 que  $G^*/sen\delta$  não tem uma boa correlação com  $J_{nr3200}$ . Em outras palavras, isto pode ser traduzido como uma falta de capacidade do parâmetro  $G^*/sen\delta$  em classificar os ligantes asfálticos segundo as suas resistências à deformação permanente. Por outro lado, a correlação entre  $J_{nr3200}$  e  $CEP_{3,2}$  é excelente e ambos os parâmetros seguem uma tendência lógica de comportamento – ou seja, uma redução de  $J_{nr3200}$  se traduz em um CAP mais rígido e, conseqüentemente, com maiores valores de  $CEP_{3,2}$  (ROY-CHOWDHURY, SALEH e MOYERS-GONZALEZ, 2021). Isto sugere que  $CEP_{3,2}$  pode representar um avanço no tocante à avaliação da suscetibilidade do CAP à deformação permanente.

A Tabela 24 destaca os principais resultados dos ensaios LAS efetuados nas formulações CAP+SBS e CAP+borracha, além do CAP puro 50/70. As vidas de fadiga à deformação de 2,5% oscilam desde aproximadamente 37.000 ciclos para o CAP 50/70 até os 848.000 ciclos para o CAP+borracha. Quando esta deformação é de 5%, os valores de  $N_f$  variam entre 987 ciclos para o CAP 50/70 até os 19.000 ciclos para o CAP+borracha. No caso do maior nível de deformação (15%), nenhum dos ligantes asfálticos estudados supera os 50 ciclos segundo o protocolo de ensaio padronizado para o LAS e adotado na pesquisa.

Figura 24 – Correlações entre a compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ), o parâmetro original do SUPERPAVE  $G^*/sen\delta$  e o parâmetro  $CEP_{3,2}$

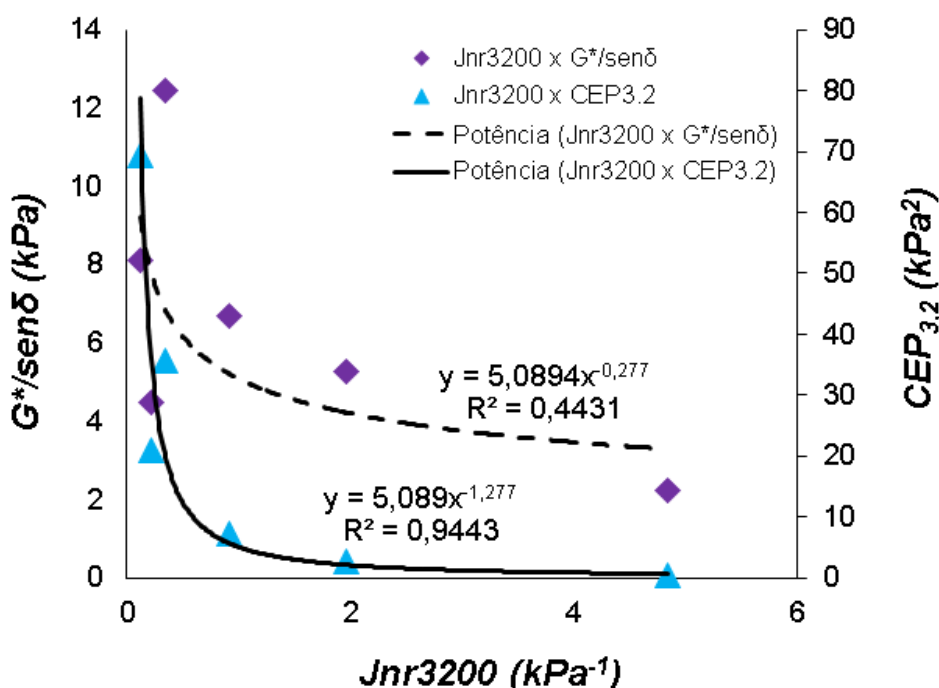


Tabela 24 – Resultados dos ensaios LAS para os ligantes asfálticos

parâmetro ou coeficiente	resultados por formulação		
	CAP 50/70	CAP+SBS	CAP+borracha
vida de fadiga para $\gamma_{max} = 2,5\%$ ( $N_f$ , ciclos) <sup>a</sup>	37.843 (3)	133.752 (2)	847.293 (1)
vida de fadiga para $\gamma_{max} = 5\%$ ( $N_f$ , ciclos) <sup>a</sup>	987 (3)	4.883 (2)	19.602 (1)
vida de fadiga para $\gamma_{max} = 15\%$ ( $N_f$ , ciclos) <sup>a</sup>	3 (3)	26 (2)	50 (1)
parâmetro $\alpha$ (propriedades do material íntegro)	2,630	2,388	2,717
valor inicial de $G^*$ para deformação = 1% ( $I_D$ , MPa)	37,080	22,916	14,324
dano acumulado na ruptura ( $D_f$ )	6,073	4,681	3,290
constante $k$	2,339	2,327	2,712
parâmetro $A$ do modelo de fadiga <sup>a</sup>	$4,7 \times 10^6$ (3)	$1,1 \times 10^7$ (2)	$1,2 \times 10^8$ (1)
parâmetro $B$ do modelo de fadiga	5,260	4,776	5,434
valor médio de $G^*sen\delta$ para deformação = 0,1% ( $C_0$ )	24,653	16,883	9,771
coeficiente de ajuste $C_1$ (curva C versus S)	0,205	0,248	0,331
coeficiente de ajuste $C_2$ (curva C versus S)	0,491	0,444	0,370

<sup>a</sup> Os números em parênteses mostram os ordenamentos dos ligantes asfálticos do menos para o mais suscetível ao trincamento por fadiga, considerando análises já feitas por outros autores e destacadas em artigos de revisão (ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021).

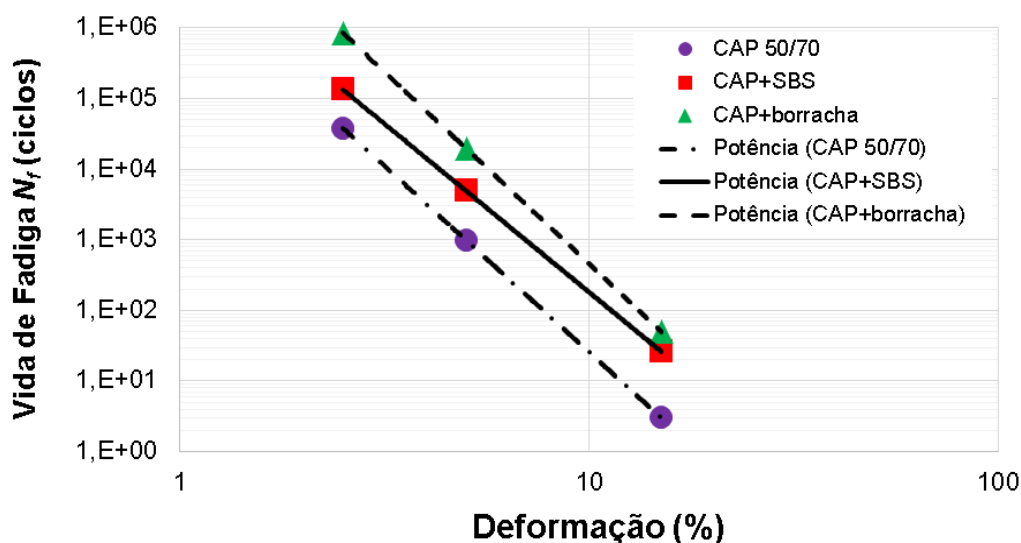
Fonte: Empresa CBB Asfaltos.

Com relação aos parâmetros da vida de fadiga do ligante asfáltico ( $A$  e  $B$ ), nota-se que o CAP+borracha possui o maior valor de  $A$  e o CAP+SBS apresenta o menor valor de  $B$ . Sob um ponto de vista prático, isto significa que o CAP+borracha tem maiores condições de manter sua integridade com o aumento do número de ciclos, ao passo que o CAP+SBS tem as menores reduções da vida de fadiga sob níveis mais elevados de deformação (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018).

Vidas de fadiga maiores para os ligantes asfálticos modificados em comparação ao material puro são esperadas, uma vez que a literatura tem reportado tendências semelhantes para formulações com borracha moída de pneus e o copolímero SBS (WANG, HUANG e LIN, 2022; YAN *et al.*, 2022). Todavia, os mecanismos responsáveis por estes aumentos na resistência do CAP à fadiga não são iguais. Enquanto que a modificação com SBS cria uma estrutura tridimensional na matriz do CAP a partir de entrelaçamentos nas redes poliméricas, as partículas de borracha atuam como esqueletos nesta matriz asfáltica após a degradação pelo envelhecimento, prevenindo assim o aparecimento das trincas por fadiga (WANG, HUANG e LIN, 2022).

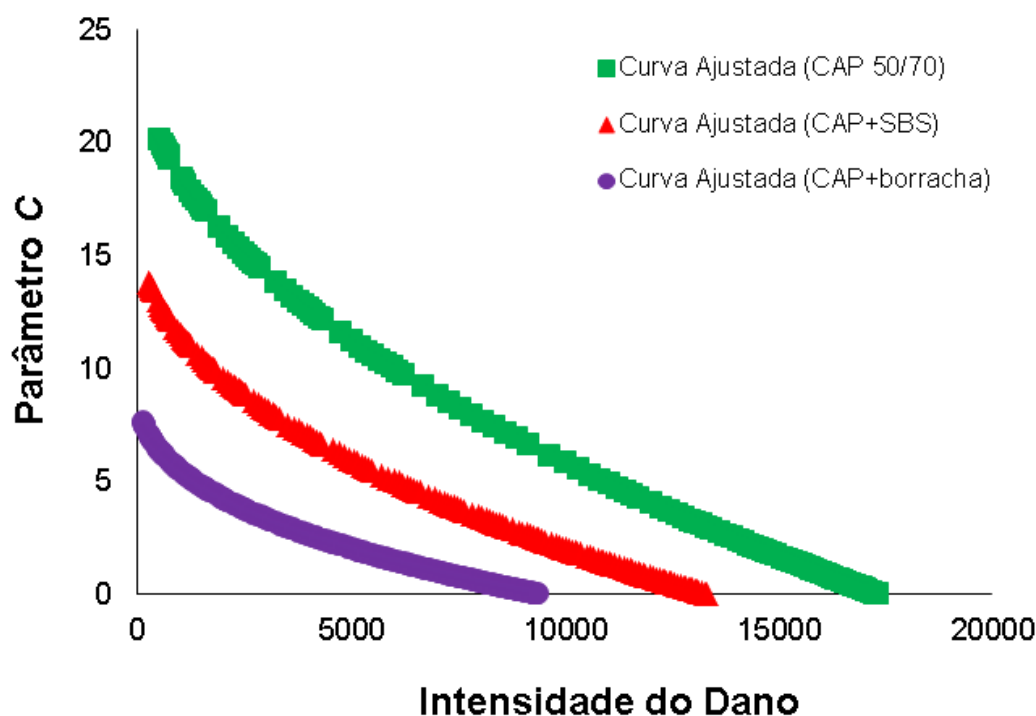
A Figura 25 mostra os modelos de fadiga para cada formulação, ao passo que suas curvas características de dano – ou “curvas *C* versus *S*” – são fornecidas na Figura 26. É possível observar que a declividade da equação de regressão do CAP+SBS é menor que os valores correspondentes para o CAP+borracha e o CAP 50/70. Isto está de acordo com os resultados de *A* e *B* previamente disponibilizados na Tabela 24. Ainda, a taxa de redução do parâmetro de integridade *C* com o aumento da intensidade do dano (*S*) tem seu menor valor no CAP+borracha dentre todos os ligantes asfálticos estudados – vide Figura 26. Tal constatação pode ser atribuída ao menor valor de  $C_2$  para o CAP+borracha em relação ao CAP+SBS e ao CAP 50/70. Sob um ponto de vista de resistência à fadiga, valores menores para  $C_1$  e  $C_2$  indicam que um determinado ligante asfáltico é menos suscetível à ruptura por fadiga que outro, desde que a resistência ao dano seja a mesma para ambos (YUE *et al.*, 2021).

Figura 25 – Curvas representativas das vidas de fadiga dos ligantes asfálticos



Fonte: Autoria Própria (2023).

Figura 26 – Curvas características de dano dos ligantes asfálticos

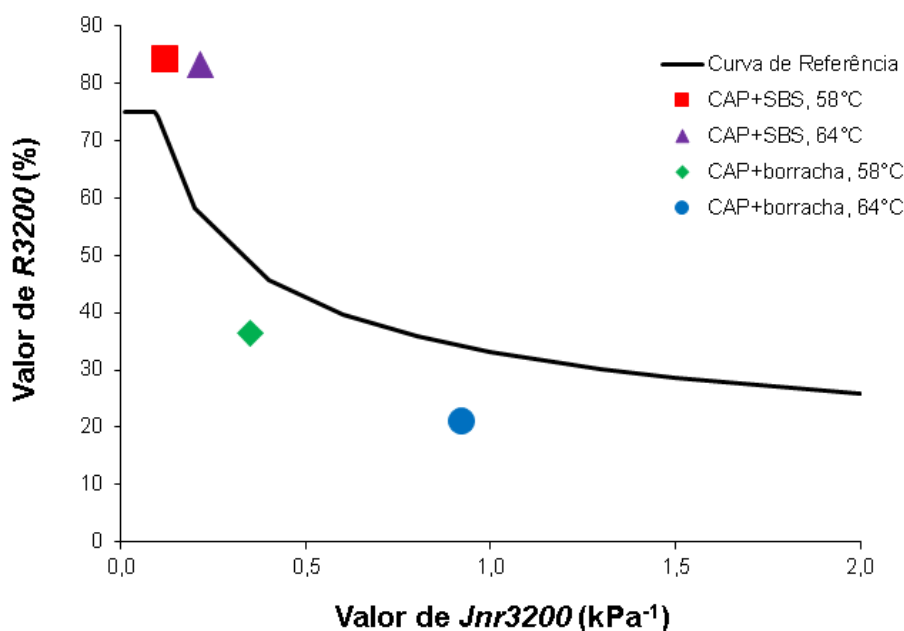


Fonte: Autoria Própria (2023).

Interessante notar que, diferentemente do mecanismo de ruptura por deformação permanente, o CAP+borracha é mais resistente à ruptura por fadiga que o CAP+SBS e segundo os critérios do LAS, para todos os níveis de deformação. Estes resultados mais promissores para o ligante asfáltico modificado por borracha moída de pneus não são restritos ao estudo em questão, uma vez que outros trabalhos como Yue *et al.* (2021) mostraram tendências similares.

A Figura 27 mostra os níveis de elasticidade dos ligantes asfálticos modificados (CAP+SBS e CAP+borracha), dados pela localização dos pares ordenados (*Jnr3200*, *R3200*) em relação a uma curva de referência. Em termos do presente trabalho, foi escolhida a curva sugerida por Salim *et al.* (2019a). Pontos situados acima desta curva sugerem que o CAP tem uma boa resposta elástica, ao passo que pontos situados abaixo desta curva indicam que a modificação do CAP não foi suficiente para aumentar a sua resposta elástica. Constata-se que somente o CAP+SBS possui altos níveis de resposta elástica nas temperaturas de 58 e 64°C, o que é desejável para fins de combate ao mecanismo de ruptura por deformação permanente. Resultados desta natureza para o CAP+SBS indicam a existência de uma rede polimérica extensa e bem estruturada na matriz asfáltica (D'ANGELO e DONGRÉ, 2009).

**Figura 27 – Avaliação dos níveis de elasticidade do CAP+SBS e do CAP+borracha**



Fonte: Autoria Própria (2023).

Em um contexto geral, os resultados dos ensaios MSCR e LAS divergem sobre qual é a formulação mais resistente aos mecanismos de ruptura por fadiga e deformação permanente. Enquanto que o CAP+SBS apresentou a maior resistência à deformação permanente no MSCR, o CAP+borracha forneceu a maior resistência ao trincamento por fadiga no LAS. Apesar destas constatações, tanto o CAP+borracha quanto o CAP+SBS mostraram resultados muito promissores em ambos os ensaios, a saber: capacidade de suporte a níveis de tráfego muito pesados ou extremamente pesados no MSCR e vidas de fadiga de pelo menos 4.800 ciclos no LAS (deformações de até 5%). O CAP puro 50/70 é recomendado para vias com tráfego padrão ou pesado e, em termos da resistência à fadiga, sua capacidade de suporte não chega a 1.000 ciclos quando a deformação é igual a 5%.

#### 4.4. AGREGADOS E ENSAIOS COM MISTURAS ASFÁLTICAS

##### 4.4.1. Seleção do agregado e respectivos ensaios iniciais

Após a coleta, os agregados provenientes da jazida na comunidade Linha Primavera (Maravilha/SC) foram ensaiados para fins de comprovação da viabilidade técnica do seu uso em misturas asfálticas. Os resultados dos principais ensaios

destinados a esta finalidade – abrasão “Los Angeles”, índice de forma e equivalência de areia – são apresentados na Tabela 25. É possível constatar que todos os parâmetros de controle destes ensaios foram satisfatoriamente atendidos pelo material pétreo, o que indica sua possibilidade de uso em dosagens e preparos de misturas asfálticas para fins de pavimentação.

**Tabela 25 – Ensaios para caracterização inicial dos agregados**

ensaio	norma técnica	resultado	requisito
abrasão “Los Angeles”	DNER 035/98 (DNER, 1998)	16%	< 50%
índice de forma	NBR 7809 (ABNT, 2019)	2,16	> 0,5
equivalência de areia	DNER 054/97 (DNER, 1997)	78,2%	> 55%

Fonte: Autoria Própria (2023).

No que tange ao ensaio de solubilidade (DNER, 1994a), os dados reportados na Tabela 26 que a perda de massa dos agregados foi de 5,55% após imersão em solução de sulfato de sódio anidro. Uma vez que o valor máximo permitido para esta perda de massa é 12%, conclui-se que o agregado também atende satisfatoriamente a tal requisito normativo.

**Tabela 26 – Ensaios de solubilidade dos agregados por fração granulométrica**

composição granulométrica da amostra original		percentuais retidos por fração granulométrica (%)	massa das frações das amostras antes do ensaio (g)	massa da fração passante na peneira original (g)	porcentagem da fração após o ensaio e passante na peneira retida (%)	média ponderada (% de perda corrigida)
diâmetro da peneira passante (mm)	diâmetro da peneira retida (mm)					
9,5	4,8	17,5	109,98	22,99	20,90	3,66
4,8	2,4	12,5	110	2,64	2,40	0,30
2,4	1,2	10	110,03	3,17	2,88	0,29
1,2	0,6	5	110,08	3,34	3,03	0,15
0,6	0,3	15	110	8,46	7,69	1,15
<b>TOTAL DAS MÉDIAS PONDERADAS (%)</b>						<b>5,55</b>

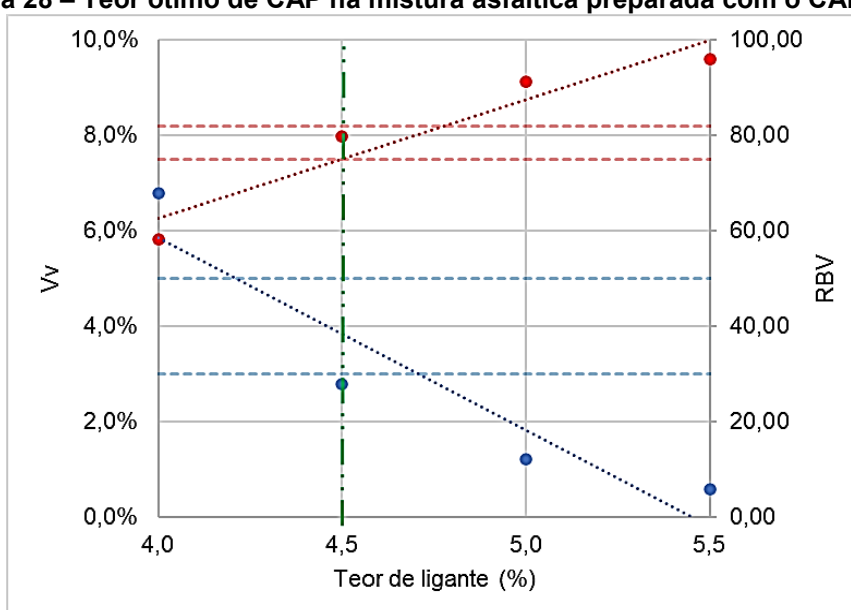
Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.4.2. Dosagem e teor de projeto das misturas asfálticas

Após a seleção e os ensaios de caracterização e desempenho do CAP e do agregado, foi feita a dosagem das misturas asfálticas. Os parâmetros iniciais para determinação do teor ideal de CAP na mistura asfáltica devem atender, simultaneamente, aos critérios de volume de vazios e relação betume-vazios. A

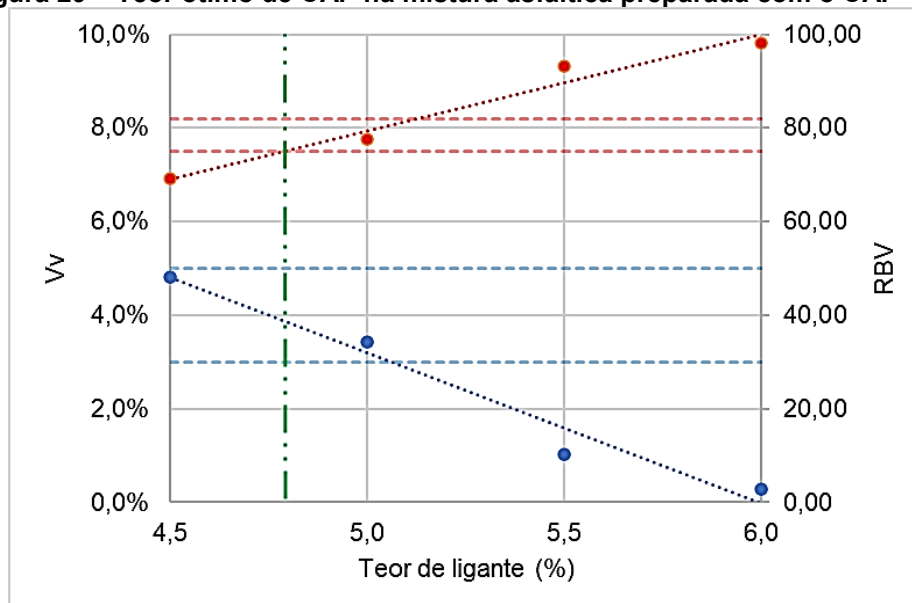
Figura 28 destaca os resultados de dosagem coletados para o CAP 50/70, ao passo que a Figura 29 fornece os resultados para o CAP+SBS e a Figura 30, os resultados para o CAP+borracha. Uma síntese dos dados finais extraídos destas figuras pode ser conferida na Tabela 27. Em comparação com outros trabalhos da literatura como Marcon (2016), notou-se que os percentuais são próximos aos coletados nesta pesquisa. Faixas granulométricas diferentes ou maiores absorções do agregado podem explicar a presença de teores ligeiramente maiores para este trabalho em relação aos dados reportados por Marcon (2016).

**Figura 28 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP 50/70**



Fonte: Autoria Própria (2023).

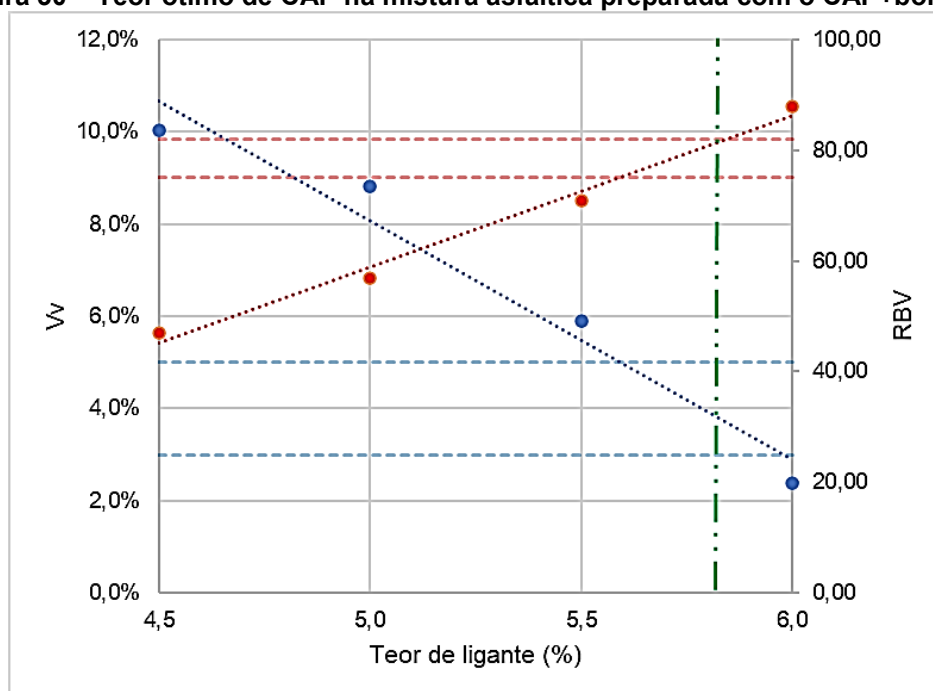
**Figura 29 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP+SBS**



Fonte: Autoria Própria (2023).



**Figura 30 – Teor ótimo de CAP na mistura asfáltica preparada com o CAP+borracha**



Fonte: Autoria Própria (2023).

**Tabela 27 – Síntese dos procedimentos de dosagem das misturas asfálticas**

ligante asfáltico	teor ótimo (%)	volume de vazios (%)	relação betume-vazios (%)	vazios do agregado mineral (%)
CAP 50/70	4,5	3,85	75,07	13,79
CAP+SBS	4,8	3,82	75,32	15,50
CAP+borracha	5,8	3,95	80,74	20,05

Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.4.3. Resistência à tração por compressão diametral

A Tabela 28 mostra-se os resultados dos ensaios de  $R_T$  por formulação, bem como os respectivos valores de desvio padrão. O CAP 50/70 possui o maior valor de  $R_T$ , seguido pelo CAP+SBS e finalmente pelo CAP+borracha. Em uma comparação entre os valores coletados neste estudo e a literatura científica, nota-se que resultados típicos de  $R_T$  para misturas asfálticas preparadas com CAP 50/70 podem variar entre 1,06 MPa (ROSSATO, 2015) e 1,81 MPa (BORGES, 2019). No caso de formulações com o copolímero SBS, autores como Colpo (2014) encontraram  $R_T = 0,83$  MPa para este tipo de formulação. Por sua vez, Barros (2014) obteve  $R_T = 0,92$  MPa para ligantes asfálticos modificados com borracha moída de pneus e granulometria enquadrada na Faixa “C” do DNIT (2006c).

Nota-se que a resistência do CAP 50/70 à tração é maior que os valores obtidos para os ligantes asfálticos modificados. Uma vez que todas as misturas asfálticas foram produzidas com a mesma granulometria e o mesmo tipo de agregado, é descartada a influência de ambas as variáveis na resistência à tração. Uma associação da penetração com a rigidez do CAP é feita por Barros (2017) para justificar valores mais altos de  $R_T$  de misturas produzidas com CAP modificado, em que CAPs mais rígidos contribuem para resultados de  $R_T$  igualmente maiores. Todavia, a resistência à tração não pode ser analisada de forma isolada, mas sim como indicativo do estado limite último da mistura asfáltica.

**Tabela 28 – Resultados dos ensaios de resistência à tração nas misturas asfálticas**

formulação	resistência à tração $R_T$ (MPa)	desvio padrão dos valores de $R_T$ (MPa)
CAP 50/70	1,356	0,0388
CAP+SBS	1,281	0,0608
CAP+borracha	1,063	0,0317

Fonte: Autoria Própria (2023).

Neste sentido, Nunes (2019) e Bernucci *et al.* (2022) pontuam que a relação  $M_R/R_T$  fornece um indicativo mais assertivo da rigidez da mistura asfáltica, de modo que valores maiores desta relação indicam misturas asfálticas mais rígidas e, ao menos teoricamente, mais propensas à ruptura. Valores maiores para esta relação sugerem uma rigidez maior para a mistura e, ao menos em teoria, uma maior propensão à ruptura. Em termos dos materiais estudados na pesquisa, os valores maiores de  $M_R/R_T$  para o CAP 50/70 (vide Tabela 29, subitem 4.4.4) podem justificar esta maior propensão do material sem modificação à ruptura, em relação ao CAP+SBS e ao CAP+borracha.

Quanto ao desvio padrão nos resultados dos ensaios de  $R_T$ , seus valores são extremamente baixos – até 0,07 MPa – e inferiores aos obtidos por outros pesquisadores como Mattos (2014). Isto sinaliza uma boa homogeneidade dos resultados e uma pequena dispersão entre os valores numéricos obtidos em cada CP. O fato de os valores de  $R_T$  serem geralmente maiores para os CPs deste trabalho em relação a outros da literatura (BARROS, 2014; COLPO, 2014; ROSSATO, 2015; BORGES, 2019) pode ser atribuído à escolha por uma curva granulométrica densa, além da grande resistência do agregado mineral conforme constatado no ensaio de abrasão “Los Angeles” (Tabela 25).

#### 4.4.4. Módulo de resiliência

A Tabela 29 apresenta os resultados dos ensaios de  $M_R$  para todas as misturas asfálticas estudadas, considerando os ligantes asfálticos puros e os modificados com o copolímero SBS e a borracha moída de pneus inservíveis. Observa-se que o CAP 50/70 possui valores superiores de  $M_R$  em relação ao CAP+SBS e ao CAP+borracha. Entretanto, esta redução de  $M_R$  após as modificações do CAP foi pontuada na literatura científica e para ambos os tipos de aditivos (BERNUCCI *et al.*, 2022).

**Tabela 29 – Valores de módulo de resiliência ( $M_R$ ) e relação com a resistência à tração ( $R_T$ )**

formulação	$M_R$ (MPa)	desvio padrão (MPa)	coeficiente de variação (%)	razão $M_R/R_T$
CAP 50/70	5.757,4	175,4	3,0	4.245,9
CAP+SBS	4.769,3	451,0	9,5	3.723,1
CAP+borracha	3.834,0	200,6	5,2	3.606,7

Fonte: Autoria Própria (2023).

Especificamente no caso do CAP+borracha, autores como Nunes (2019) citam que ainda não existe um consenso acerca da influência da borracha moída de pneus no valor de  $M_R$  das misturas asfálticas. Faxina (2006) pontua também que é possível observar tanto aumentos quanto reduções de  $M_R$  após a modificação do CAP com borracha moída. Os valores menores de  $M_R$  registrados na pesquisa são corroborados por outros pesquisadores como Specht (2004) e Nunes (2019), que notaram valores mais baixos de  $M_R$  para o CAP+borracha em relação ao CAP puro que lhe deu origem. Em termos do CAP 50/70, seu módulo de resiliência está próximo ao coletado por Hartmann (2019), que também considerou um ligante asfáltico de classificação por penetração 50/70. Já com relação à razão ( $M_R/R_T$ ), é possível visualizar que o CAP+SBS e o CAP+borracha apresentam resultados próximos, o contrário ocorrendo com o CAP 50/70. Segundo esta análise, o CAP 50/70 tem maior propensão à fadiga que o CAP+SBS e o CAP+borracha.

#### 4.4.5. Fadiga por compressão diametral

A Tabela 30 resume as constantes de regressão  $k_t$  e  $n_t$  do modelo de fadiga das misturas asfálticas – Equação (9) – e preparadas com o CAP 50/70, o

CAP+borracha e o CAP+SBS, bem como as respectivas vidas de fadiga destas mesmas misturas ( $N_{fm}$ ). O CAP+borracha é o material mais resistente à fadiga em um contexto geral, seguido pelo CAP+SBS e finalmente pelo CAP 50/70. Segundo estes resultados, as misturas asfálticas preparadas com o CAP+borracha podem suportar um número muito maior de aplicações de carga dos veículos em campo sem sofrer ruptura por fadiga, independentemente da tensão aplicada. Em termos numéricos, a modificação do CAP com SBS aumenta de 142 a 624% a vida de fadiga da mistura asfáltica. Por sua vez, a modificação com borracha moída de pneus inservíveis pode aumentar esta vida de fadiga em percentuais de pelo menos 600%, podendo superar os 1.000% em alguns casos. Nem o CAP+SBS e nem o CAP+borracha rompem por fadiga após 1.000.000 ciclos quanto a tensão aplicada é 20% do valor de  $R_T$ .

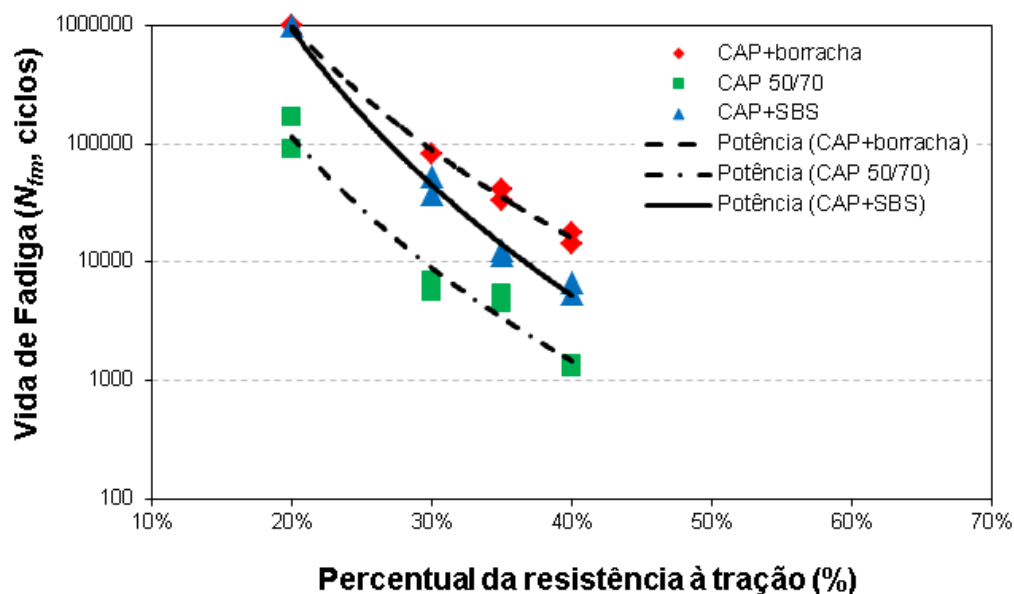
**Tabela 30 – Vidas de fadiga ( $N_{fm}$ ) e constantes  $k_t$  e  $n_t$  do modelo de fadiga das misturas asfálticas**

formulação	percentual da resistência à tração (%)	$N_{fm}$ (ciclos)	constante $k_t$	constante $n_t$	$R^2$
CAP 50/70	40	1.342	31,89	-6,287	0,964
	35	4.940			
	30	6.262			
	20	129.687			
CAP+borracha	40	15.906	99,745	-5,938	0,9948
	35	37.335			
	30	80.970			
	20	> $10^6$			
CAP+SBS	40	6.054	35,174	-7,478	0,9898
	35	11.966			
	30	45.324			
	20	> $10^6$			

Fonte: Autoria Própria (2023).

A aplicação do modelo de fadiga sugerido pelo DNIT (2018f) reportou excelentes correlações ( $R^2 > 0,90$ ) para todas as misturas asfálticas estudadas. Além disso, nota-se que o CAP+borracha tem reduções menores na sua vida de fadiga com o aumento da tensão aplicada, o que é explicado pelo menor módulo do parâmetro  $n_t$ . A Figura 31 ilustra esta discussão através da plotagem simultânea de todas as curvas de regressão das misturas asfálticas. Por outro lado, o CAP+SBS apresenta uma redução maior na sua vida de fadiga que o CAP+borracha e o CAP 50/70 com este aumento da tensão. Disto se conclui que o maior benefício da modificação do CAP com SBS reside no aumento da vida de fadiga para uma determinada tensão, ao passo que o CAP+borracha traz benefícios também na questão de uma maior tolerância à fadiga com o aumento da tensão aplicada no pavimento.

Figura 31 – Curvas de fadiga de todas as misturas asfálticas estudadas no trabalho



Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.4.6. Uniaxial de carga repetida (*flow number*)

A Tabela 31 mostra os valores finais de  $F_N$  por formulação, bem como os resultados correspondentes das principais variáveis estatísticas – a saber, desvio padrão e coeficiente de variação  $C_V$ . Os valores de  $C_V$  oscilam entre 34 e 53% para todos os materiais estudados. Apesar de elevado, este intervalo é similar aos valores típicos mostrados em outras publicações, nas quais o ensaio de FN foi igualmente considerado no delineamento experimental (BONAQUIST, CHRISTENSEN e STUMP, 2003; MOHAMMAD *et al.*, 2006; APEAGYEI, 2014; DOMINGOS, FAXINA e BERNUCCI, 2017). O CAP+SBS é a formulação mais resistente à deformação permanente, seguida pelo CAP+borracha e pelo CAP 50/70. Nenhuma das misturas asfálticas apresentou  $F_N < 1.000$  ciclos, nem mesmo o CAP puro. Neste sentido, tais misturas poderiam ser empregadas em rodovias Classe 4, com número  $N$  entre  $10^7$  e  $10^8$  e para condições severas de uso (FRANCO e MOTTA, 2020).

Tabela 31 – Valores de *flow number* ( $F_N$ ) e variáveis estatísticas correspondentes

formulação	$F_N$ (ciclos)	desvio padrão (ciclos)	coeficiente de variação (%)
CAP 50/70	1.134	595,6	52,5
CAP+borracha	3.610	1.324,6	36,7
CAP+SBS	4.503	1.549,2	34,4

Fonte: Autoria Própria (2023).

Para fins comparativos, foi realizada uma consulta ao banco de dados *online* da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, 2023). Nesta análise, foram consideradas somente as misturas asfálticas que utilizaram agregados enquadrados na Faixa “C” do DNIT. Verificou-se que o parâmetro  $F_N$  também é superior para as misturas asfálticas preparadas com a formulação AMP 60/85-E neste banco de dados, sendo o valor médio igual a 4.186 ciclos. Em uma comparação deste resultado da UFSM (2023) com o obtido na pesquisa, constata-se padrão semelhante de comportamento à deformação permanente.

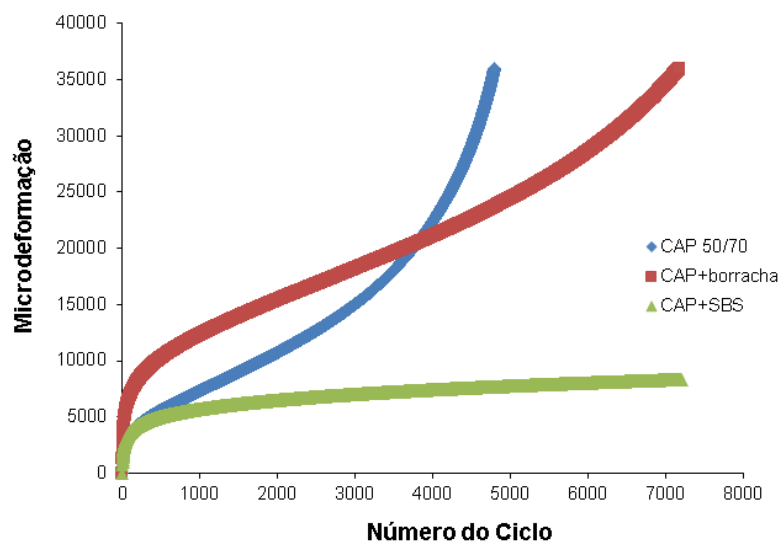
Por outro lado, o banco de dados da UFSM (2023) apresenta uma grande variação de resultados – acima de 80% - para o CAP puro 50/70. Tal variação pode ser atribuída a fatores como a origem do agregado e o teor de CAP. No caso do CAP+borracha, há apenas duas pesquisas com este material, com valor médio de  $F_N$  igual a 213 ciclos – o que destoa do material classificado como AB 8 e utilizado neste trabalho. Apesar destas divergências, o ordenamento dos materiais presentes no banco de dados é similar ao verificado no presente estudo, a saber: maior resistência à deformação permanente para o CAP+SBS, seguido pelo CAP+borracha e finalmente pelo CAP 50/70. O mesmo ordenamento pode ser encontrado na investigação conduzida por Onofre *et al.* (2013).

Em se tratando especificamente dos ensaios realizados nesta pesquisa, a Figura 32 ilustra os comportamentos típicos das misturas asfálticas preparadas com o CAP 50/70, o CAP+borracha e o CAP+SBS no ensaio de *flow number*. É possível constatar que, no caso do CAP+SBS, o maior benefício proporcionado por este tipo de modificação está no menor acúmulo de deformação com o aumento do número de ciclos e na zona secundária da mistura asfáltica. Já no caso do CAP+borracha, esta modificação também proporciona uma menor taxa de acúmulo de deformação permanente com o incremento do número de ciclos, porém com uma maior deformação acumulada na mistura asfáltica na zona primária da curva de *flow number*.

Em um contexto geral, as misturas preparadas com o CAP+SBS podem trazer grandes benefícios quanto à resistência à deformação permanente ao longo da vida útil de serviço do pavimento em campo, pois a taxa de acúmulo de deformação com as passagens das cargas dos veículos é muito baixa. Por sua vez, as misturas com o CAP+borracha também destacam esta menor taxa de acúmulo de deformação permanente em relação ao CAP 50/70, porém as deformações iniciais no pavimento tendem a ser mais altas. Em ambos os casos, as formulações são recomendadas

para vias com número  $N > 10^8$  sob condições severas de uso, ou Classe 5 nas categorias preconizadas pelo MEDINA (FRANCO e MOTTA, 2020).

**Figura 32 – Curvas típicas do ensaio de *flow number* para as misturas asfálticas**



Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.5. CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS COM LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS

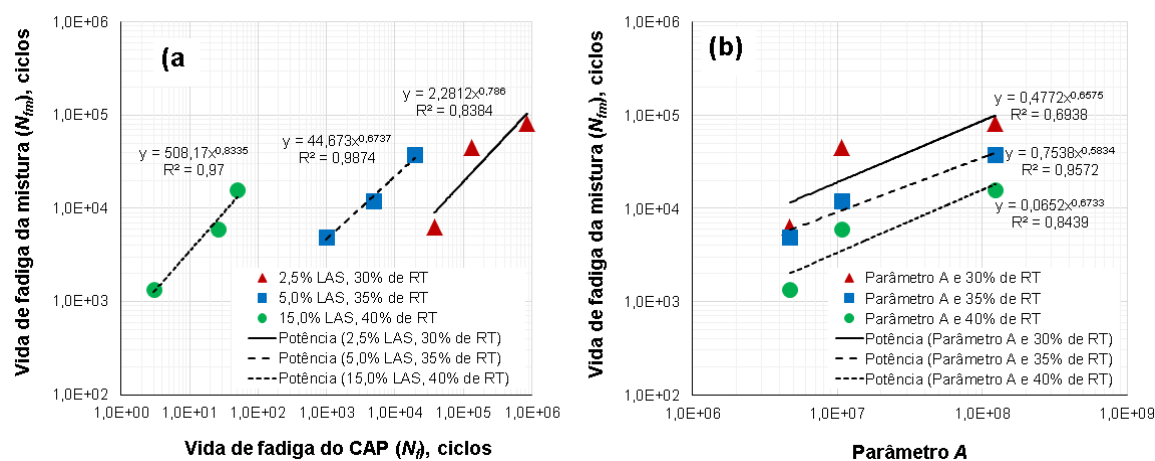
Em um primeiro momento, as correlações entre os ensaios de fadiga realizados nas escalas do ligante asfáltico (LAS) e da mistura asfáltica (fadiga por compressão diametral) foram avaliadas quanto às vidas de fadiga de ambos os materiais. A Figura 33(a) mostra tais correlações entre  $N_f$  e  $N_{fm}$ , não considerando os resultados coletados à tensão de 20% de  $R_T$  porque nem o CAP+borracha e tampouco o CAP+SBS romperam neste nível de tensão.

Com base nos valores de  $R^2$  reportados na Figura 33(a), parece haver uma relação lógica entre as vidas de fadiga da mistura asfáltica e do CAP, e isto também foi constatado em outras investigações da literatura (SABOURI, MIRZAIYAN e MONIRI, 2018; BESSA *et al.*, 2019; SHAFABAKHSH, RAJABI e SAHAF, 2019; ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021). Em conformidade com o protocolo adotado por Bessa *et al.* (2019), foram escolhidas equações de regressão do tipo potência. À medida que a tensão aplicada no ensaio LAS aumenta, melhores correlações entre os dados do CAP e da mistura são obtidas. Isto pode ser atribuído ao fato de que, sob

deformações baixas, não há o mesmo padrão de dano na escala do CAP em comparação ao dano sofrido na mistura asfáltica (ISHAQ e GIUSTOZZI, 2021). Independentemente destas constatações, as correlações sugerem que o protocolo do LAS pode explicar o desempenho à fadiga das misturas asfálticas no ensaio de fadiga por compressão diametral.

Quanto ao parâmetro  $A$  coletado no ensaio LAS e sua correlação com os desempenhos das misturas asfálticas à fadiga, os dados plotados na Figura 33(b) foram determinados em consonância com a metodologia seguida por autores como Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018). Todas as correlações obtidas se mostraram apenas razoáveis ( $R^2 < 0,70$ ). Ishaq e Giustozzi (2021) apontaram em sua revisão de literatura que os valores de  $R^2$  tipicamente oscilam entre 0,68 e 0,96 quando o parâmetro  $A$  é considerado neste tipo de análise. Segundo Sabouri, Mirzaiyan e Moniri (2018), o valor irrealístico de deformação atrelado ao conceito do parâmetro  $A$  pode justificar as correlações mais baixas entre tal parâmetro e os resultados das misturas.

**Figura 33 – Correlações entre as vidas de fadiga do CAP e da mistura asfáltica (a) e entre o parâmetro  $A$  do LAS e a vida de fadiga da mistura correspondente (b)**



Fonte: Autoria Própria (2023).

No caso da deformação permanente, foram avaliados em um primeiro momento as similaridades e as diferenças entre os ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas, com referência no ordenamento segundo o critério do  $F_N$ . Os parâmetros do CAP foram  $G^*/\text{sen}\delta$  (Tabela 22),  $J_{nr3200}$ ,  $J_{nr,slope}$  e  $CEP_{3,2}$  (Tabela 23), todos obtidos a 58 e a 64°C. Neste sentido, os materiais mais resistentes à deformação permanente receberam posições melhores nos ordenamentos – ou seja, números menores – que os materiais mais suscetíveis a este mecanismo de ruptura do pavimento. Protocolos



similares também foram adotados por outros pesquisadores como Walubita *et al.* (2013), DuBois, Metha e Nolan (2014), Zhang *et al.* (2015), Domingos (2017) e Domingos, Faxina e Bernucci (2017).

A Tabela 32 mostra um resumo dos ordenamentos obtidos segundo os critérios das misturas asfálticas ( $F_N$ ) e dos ligantes asfálticos ( $G^*/sen\delta$ ,  $J_{nr3200}$ ,  $J_{nr,slope}$  e  $CEP_{3,2}$ ). Conforme já sugerido na literatura científica, os ordenamentos de  $J_{nr3200}$  são similares aos de  $F_N$ . O mesmo pode ser constatado para o parâmetro  $CEP_{3,2}$ , independentemente da temperatura de ensaio. No caso de  $G^*/sen\delta$ , as divergências com os ordenamentos de  $F_N$  indicam que as correlações entre este parâmetro e  $F_N$  não são boas, conforme já observado por Zhang *et al.* (2015) dentre outros autores. Em termos de  $J_{nr,slope}$ , os ordenamentos diferentes em relação a  $F_N$  também podem sinalizar correlações ruins entre os parâmetros, apesar de a diferença numérica de  $J_{nr,slope}$  entre o CAP 50/70 (6,2%) e o CAP+borracha (6,4%) a 58°C ser de apenas 0,2%.

**Tabela 32 – Ordenamentos dos ligantes e misturas asfálticas segundo as suas resistências à deformação permanente**

descrição do parâmetro	ordenamentos por formulação <sup>a</sup>		
	CAP 50/70	CAP+borracha	CAP+SBS
<i>flow number</i> ( $F_N$ )	3	2	1
parâmetro original do SUPERPAVE ( $G^*/sen\delta$ ) a 58°C	3	1	2
parâmetro original do SUPERPAVE ( $G^*/sen\delta$ ) a 64°C	3	1	2
compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ) e à temperatura de 58°C	3	2	1
compliância não-recuperável a 3.200 Pa ( $J_{nr3200}$ ) e à temperatura de 64°C	3	2	1
declividade percentual entre compliâncias ( $J_{nr,slope}$ ) e à temperatura de 58°C	2	3	1
declividade percentual entre compliâncias ( $J_{nr,slope}$ ) e à temperatura de 64°C	2	3	1
parâmetro $CEP_{3,2}$ a 58°C	3	2	1
parâmetro $CEP_{3,2}$ a 64°C	3	2	1

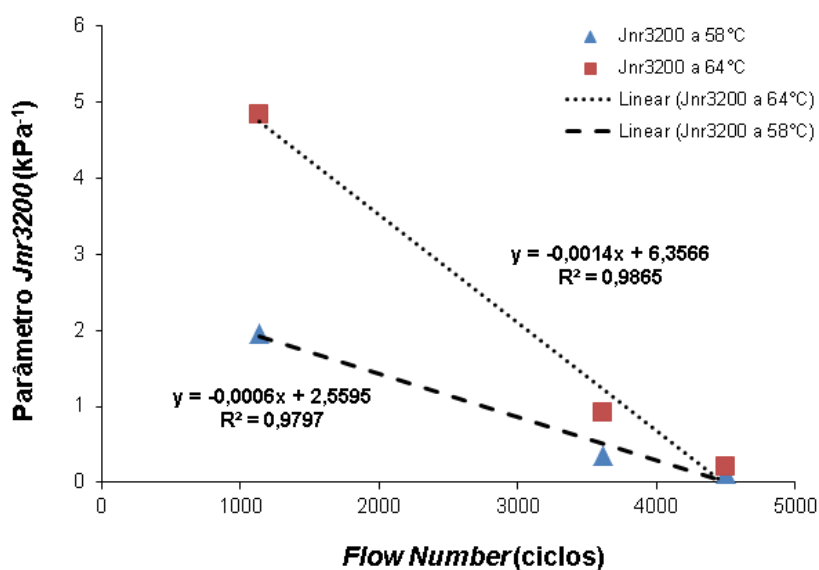
<sup>a</sup> Os números destacam os ordenamentos dos materiais do menos para o mais suscetível à deformação permanente. Ordenamentos similares ao do parâmetro  $F_N$  (referência) são mostrados em fundo cinza.

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Uma vez que nem todos os ordenamentos entre os parâmetros representativos das resistências do CAP e da mistura asfáltica à deformação permanente se mostraram similares, foram analisados somente os níveis de correlação dos parâmetros que apresentaram ordenamentos similares ao de  $F_N$ . Neste aspecto, a Figura 34 mostra as equações de regressão linear e os respectivos valores de  $R^2$  para

o parâmetro  $Jnr3200$ . Além da relação lógica entre  $Jnr3200$  e FN (um CAP mais rígido tem menor valor para  $Jnr3200$  e maior valor para  $F_N$ ), os níveis de correlação são excelentes para ambas as temperaturas de 58 e 64°C. Isto significa que, à luz das misturas asfálticas selecionadas nesta pesquisa, o parâmetro  $Jnr3200$  pode ser um bom indicador da resistência do CAP à deformação permanente.

**Figura 34 – Correlações lineares entre a compliância não recuperável a 3.200 Pa ( $Jnr3200$ ) e o  $flow\ number$  das misturas asfálticas**



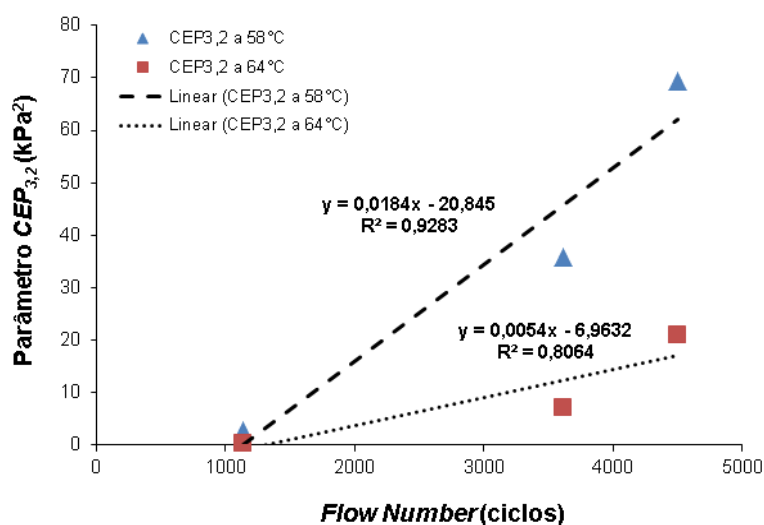
Fonte: Autoria Própria (2023).

Quanto ao parâmetro  $CEP_{3,2}$ , a Figura 35 mostra que os níveis de correlação linear variam entre 0,80 e 0,93 – dependendo da temperatura de ensaio. Existe também uma relação lógica entre este parâmetro e  $F_N$ , ou seja, um ligante asfáltico mais rígido tem maiores valores tanto para  $F_N$  quanto para  $CEP_{3,2}$ . Por outro lado, não é possível dizer que  $CEP_{3,2}$  é um parâmetro mais preciso que  $Jnr3200$  para fins de estimativa da resistência do CAP à deformação permanente. Isto pode ser explicado não apenas pela quantidade limitada de formulações selecionadas no trabalho (um CAP 50/70 e dois materiais modificados), mas também pelos valores de  $R^2$  obtidos nas equações de regressão linear. A maior vantagem observada em  $CEP_{3,2}$  em relação a  $Jnr3200$  é a mesma apontada no trabalho de Roy-Chowdhury, Saleh e Moyers-Gonzalez (2021), a saber, magnitudes maiores para os valores numéricos.

Em linhas gerais, as correlações entre os resultados dos ensaios de deformação permanente para o CAP e a mistura asfáltica indicam que o CAP+SBS é realmente mais resistente a este mecanismo de ruptura que o CAP+borracha. Por outro lado, isto

não significa que o CAP+borracha não seja recomendado para pavimentos com níveis severos de tráfego, uma vez que seu valor médio de FN superou os 3.000 ciclos (tal como o CAP+SBS). Tendo em vista que o projeto de dosagem de uma mistura asfáltica e a seleção de um tipo específico de modificador tipicamente visam combater mais de um mecanismo de ruptura, é possível que o CAP+borracha seja uma escolha mais viável que o CAP+SBS quando são analisados os desempenhos à fadiga e à deformação permanente de uma maneira simultânea.

**Figura 35 – Correlações lineares entre o parâmetro  $CEP_{3,2}$  e o *flow number* das misturas asfálticas**



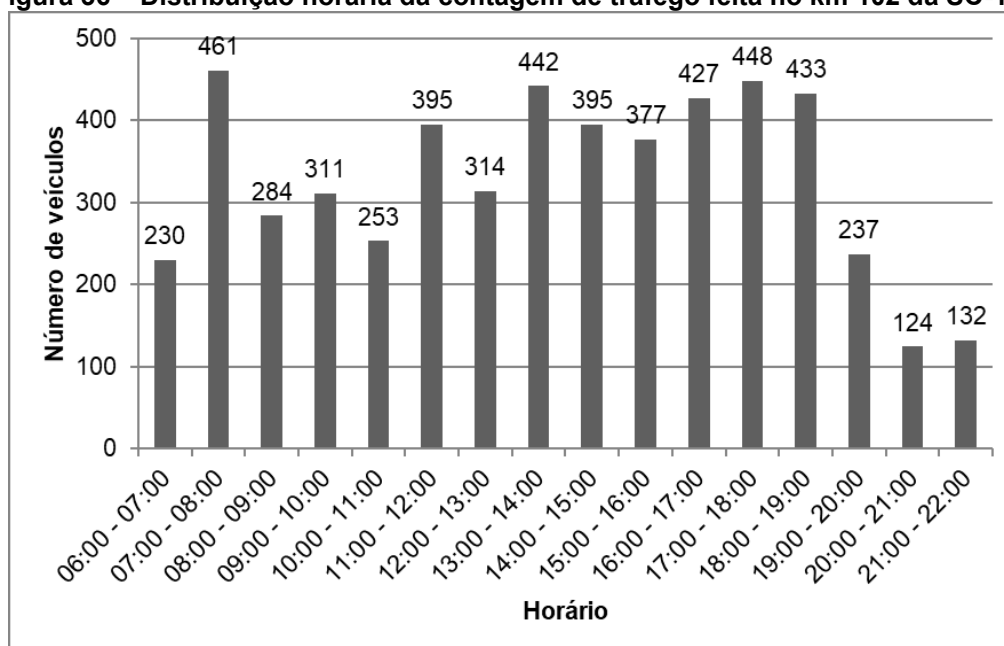
Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.6. DIMENSIONAMENTO DOS PAVIMENTOS DA RODOVIA SC-163 SEGUNDO OS MÉTODOS DNER (1981) E MEDINA

##### 4.6.1. Contagem de tráfego

Foi realizada uma contagem classificatória de veículos e no período das 06:00 h às 22:00 h. Desta contagem, foi possível extrair o gráfico de distribuição horária do volume de tráfego verificado no trecho da rodovia SC-163 (ver Figura 36). É possível identificar picos de fluxos veiculares nos horários das 07:00 h, 13:00 h e 17:00 h, os quais podem ser explicados pelo horário comercial. Tais picos também refletem principalmente as passagens de veículos de passeio e motocicletas. Em números totais, foi constatada a passagem de 5.263 veículos no período de contagem.

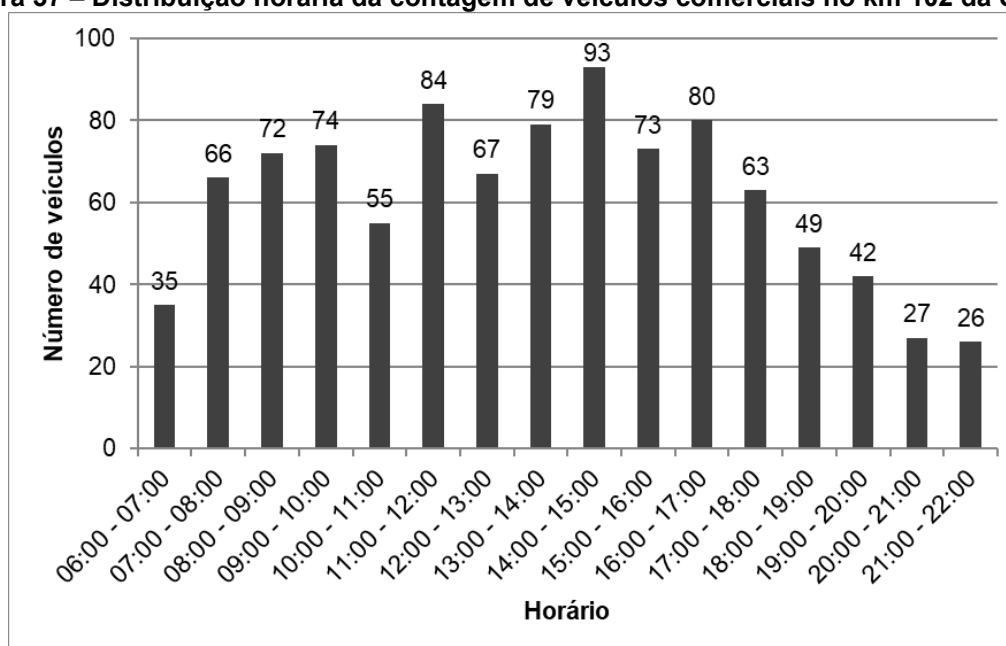
**Figura 36 – Distribuição horária da contagem de tráfego feita no km 102 da SC-163**



Fonte: Autoria Própria (2023).

Após a retirada dos veículos de passeio da contagem para fins de cálculo do número  $N$  (DNIT, 2006a), foram determinados os quantitativos de veículos comerciais no mesmo período de contagem (vide Figura 37). Nota-se certa consistência nos volumes de tráfego destes veículos entre às 07:00 h e às 18:00 h. Ao total, foram contabilizados 985 veículos comerciais durante as 16 h de contagem.

**Figura 37 – Distribuição horária da contagem de veículos comerciais no km 102 da SC-163**



Fonte: Autoria Própria (2023).

Tendo em vista que a contagem classificatória não foi feita durante as 24 h de um dia qualquer, foi necessário corrigi-la para fins de obtenção do Volume Médio Diário (VMD) conforme estabelecido pelo DNIT (2006a). Os dados constantes no Sistema Nacional de Viação e divulgados pelo DNIT (2020d) informam que, no caso da rodovia SC-163 e na localidade de São Miguel do Oeste/SC, foi determinado um valor de VMD = 1.136 veíc/dia e no ano de 2020. Assim, foi adotado um fator de expansão horária igual a 13,29% por categoria de veículo. Conseqüentemente, o VMD obtido no local de realização da contagem foi estimado em 1.116 veíc/dia.

Com base no VMD determinado em campo, nos fatores de carga da USACE e na estimativa de tráfego futuro após 10 anos, os valores do número  $N$  do trecho de estudo da rodovia SC-163 e para os anos compreendidos entre 2023 e 2032 podem ser encontrados na Tabela 33. É possível observar que o número  $N$  acumulado para o período de projeto de 10 anos – ou seja, até 2032 – é de  $2,49 \times 10^7$ .

**Tabela 33 – Volumes médios diários na rodovia SC-163 por ano e respectivos números  $N$**

ano	volume médio diário (veíc/dia)	número $N$	número $N$ acumulado
2023	1158	1,95E+06	1,95E+06
2024	1201	2,05E+06	4,00E+06
2025	1247	2,15E+06	6,15E+06
2026	1296	2,27E+06	8,42E+06
2027	1347	2,39E+06	1,08E+07
2028	1401	2,52E+06	1,33E+07
2029	1459	2,66E+06	1,60E+07
2030	1519	2,81E+06	1,88E+07
2031	1583	2,97E+06	2,18E+07
2032	1651	3,14E+06	2,49E+07

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Interessante observar que, em relação ao ano de 2022, o número  $N$  é inferior ao projetado para a rodovia no ano de 1993 (DER/SC, 1976), vide Tabela 34. Em outras palavras, o volume de tráfego no trecho em estudo da SC-163 e no ano de 2022 é menor que o valor considerado no dimensionamento do projeto. Em uma consulta ao memorial de cálculo do projeto original (DER/SC, 1976), constata-se que o projetista considerou fatores de crescimento que resultaram em 633 veículos de carga para o ano de 1993, ou seja, 44% menor que o tráfego verificado em campo.

Entretanto, foi possível observar que a esse número foi acrescido o total de veículos de passeio que transitaram no período de contagem, o que aumentou o VMD para 1.197 veíc/dia. Desta forma, justifica-se o fato pelo qual o número  $N$  atual é menor que o projetado para o ano de 1993.

**Tabela 34 – Valores do número  $N$  para a SC-163 e em cada período de tempo**

referência	ano	valor de $N$
estimativa do projeto original (DER/SC, 1976)	1993	$3,73 \times 10^6$
tráfego atual	2022	$2,77 \times 10^6$
tráfego futuro acumulado	2032	$2,49 \times 10^7$

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

#### 4.6.2. Dimensionamento do pavimento segundo o método CBR

De posse dos resultados da contagem de tráfego (número  $N = 2,49 \times 10^7$ ) e dos parâmetros de resistência à penetração (CBR) do solo e do material constituinte da base, foi feito um dimensionamento do pavimento segundo o método CBR (DNER, 1981; DNIT, 2006b). Em um primeiro momento, foram extraídas as espessuras e os materiais constituintes das camadas do pavimento original da rodovia SC-163. Tais informações estão resumidas na Tabela 35.

**Tabela 35 – Espessuras e materiais das camadas do pavimento original da SC-163**

camada	material	espessura (cm)
subleito	solo compactado em energia normal	-
base	brita graduada já existente	45,0
revestimento	concreto asfáltico a quente	7,5

**Fonte: DER/SC (1976).**

Na sequência, foi feito o dimensionamento deste pavimento segundo o método CBR e para o tráfego projetado para a rodovia SC-163 até o ano de 2032 ( $N = 2,49 \times 10^7$ ). A Tabela 36 mostra as camadas e espessuras necessárias para suportar a carga projetada ao longo de um período de 10 anos, conforme estipulado nas normas técnicas correspondentes (DNER, 1981; DNIT, 2006b). Nota-se que, à exceção da camada de base, o revestimento asfáltico é mais espesso que o existente no pavimento atual. Esta constatação está diretamente ligada ao fato de que o número  $N$  do pavimento atual não supera  $10^7$  aplicações de carga do eixo-padrão simples (ESALs), o contrário ocorrendo com o número  $N$  considerado no novo projeto.

**Tabela 36 – Espessuras e materiais das camadas do pavimento projetado para a SC-163**

camada	Material	espessura (cm)
subleito	solo compactado em energia normal	-
base	brita graduada já existente	45,0
revestimento	concreto asfáltico a quente	10,0

Fonte: Autoria Própria (2023).

#### 4.6.3. Dimensionamento do pavimento segundo o método MEDINA

Para fins de dimensionamento segundo o método MEDINA, foi feita inicialmente a inserção dos parâmetros do solo de subleito e da camada de base. Todos estes parâmetros foram extraídos dos ensaios já realizados com os materiais coletados em campo. A Figura 38 mostra uma captura da tela do *software* contendo os parâmetros do solo de subleito, ao passo que a Figura 39 mostra os dados referentes à camada de base. É importante mencionar que, no caso do material constituinte da base, os parâmetros de deformação permanente foram replicados do material padrão do *software* MEDINA, designado como “Brita Graduada – Gnaisse C5”. Tal material foi igualmente adotado no estudo de Chiarello *et al.* (2019).

**Figura 38 – Tela do *software* MEDINA com os dados do solo de subleito**

<b>SUBLEITO</b>	
Material	Subleito - solo SC-163
<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	-
<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	82,39
Coefficiente de Regressão (k2):	0,150
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,330
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
<b>Características</b>	
Descrição do Material	Solo site-argiloso
Grupo MCT	...
MCT - Coeficiente c'	...
MCT - Índice e'	...
Massa específica (g/cm <sup>3</sup> )	1,43
Umidade Ótima (%)	36,4
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
<b>Deformação Permanente</b>	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	2,76e-03
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	1,16
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	7e-01
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	8,94e-02

Fonte: Autoria Própria (2023).

**Figura 39 – Tela do software MEDINA com os dados do material da base**

<b>MATERIAL GRANULAR</b>	
Material	BGS - Projeto
<b>Parâmetros</b>	
Espessura (cm)	15,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	Não Aderido
<b>Módulo (MPa)</b>	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	958,72
Coefficiente de Regressão (k2):	0,370
Coefficiente de Regressão (k3):	0,170
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
<b>Características</b>	
Descrição do Material	BGS
Massa específica (g/cm³)	2,46
Umidade Ótima (%)	6,2
Energia Compactação	Modificada
Abrasão Los Angeles (%)	...
Faixa Granulométrica	...
Norma ou Especificação	DNIT ES 141
<b>Defomação Permanente</b>	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,0868
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-0,2801
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	0,8929
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,0961

Fonte: Autoria Própria (2023).

O dimensionamento do pavimento segundo os critérios do método MEDINA foi feito a partir dos resultados das misturas asfálticas produzidas com o CAP 50/70, o CAP+borracha e o CAP+SBS. Cabe salientar que a espessura da camada de base já existente no pavimento foi preservada. Assim, as diferenças de espessura notadas no dimensionamento são relacionadas exclusivamente à camada de revestimento. Um resumo destes dimensionamentos segundo o método MEDINA pode ser conferido na Tabela 37.

**Tabela 37 – Dimensionamentos dos pavimentos da SC-163 segundo o MEDINA**

ligante asfáltico	base (cm)	espessura do revestimento (cm)	flow number mínimo (ciclos)		área trincada (%)	trilha de roda (mm)
			tráfego normal	tráfego severo		
CAP 50/70	45,0	17,0	422	1115	29,1	2,6
CAP+borracha	45,0	13,5	422	1115	29,5	3,9
CAP+SBS	45,0	15,0	422	1115	28,1	3,2

Fonte: Autoria Própria (2023).

É possível verificar que o CAP+borracha resultou em menores espessuras para a camada de revestimento, seguido do CAP+SBS. O CAP puro 50/70



apresentou a maior espessura de projeto. Considerando que o percentual máximo de 30% para a área trincada é utilizado como critério de dimensionamento, a relação entre as espessuras projetadas no MEDINA e o respectivo desempenho de cada mistura asfáltica no ensaio de fadiga por compressão diametral pode claramente ser notada. Em outras palavras, as misturas com maiores desempenhos à fadiga em laboratório apresentam menores espessuras nas camadas de revestimento do pavimento asfáltico.

Quanto ao critério do *flow number*, a Tabela 37 mostra que todas as misturas asfálticas devem possuir um valor mínimo de 422 ciclos para o parâmetro  $F_N$ , de modo a torná-las viáveis para uso na rodovia SC-163. Quanto a este requisito, conclui-se que todos os ligantes asfálticos – incluindo o CAP 50/70 – podem ser aplicados na camada de revestimento desta rodovia, pois o valor de *flow number* supera os 1.000 ciclos à temperatura referencial de 60°C (vide Tabela 31).

#### 4.6.4. Análise comparativa entre os pavimentos dimensionados segundo os métodos CBR e MEDINA

Uma comparação entre as espessuras dos pavimentos dimensionados segundo o CBR (Tabela 36) e o MEDINA (Tabela 37) permite inferir que o projeto feito segundo o método CBR é insuficiente para atender aos requisitos do MEDINA. Além disso, o método CBR não leva em consideração as influências do tipo de CAP e do desempenho da mistura asfáltica na seleção das espessuras de cada uma das camadas do pavimento. Assim, é possível supor que este método subestima as espessuras mínimas necessárias para que o pavimento não sofra ruptura precoce em campo, sobretudo no caso do trincamento por fadiga.

Para fins de comprovação, foram determinados os parâmetros de controle do MEDINA ao final do período de projeto de 10 anos e considerando o pavimento dimensionado segundo o método DNER (1981), com 10 cm de espessura de revestimento e independente do tipo de mistura asfáltica. Na utilização do *software*, foram modificadas apenas as características do revestimento asfáltico, em função do tipo de formulação. Os resultados podem ser conferidos na Tabela 38. É visível que o pavimento projetado segundo os critérios do CBR (DNER, 1981; DNIT, 2006b) rompe precocemente por fadiga e, no máximo, após quatro anos de uso. Isto já era de certo modo esperado, uma vez que o método DNER (1981) foi projetado para evitar a ruptura

do pavimento por deformação permanente (cisalhamento), praticamente negligenciando o critério de ruptura por fadiga.

**Tabela 38 – Simulações no MEDINA com o pavimento dimensionado segundo o método CBR**

ligante asfáltico	parâmetros de controle após 10 anos de vida de projeto		mês em que a área trincada é igual a 30%	mês em que a trilha de roda é igual a 10 mm
	área trincada (%)	trilha de roda (mm)		
CAP 50/70	99,0	4,6	24	120
CAP+borracha	98,8	5,2	48	120
CAP+SBS	99,0	4,9	26	120

**Fonte: Autoria Própria (2023).**

Em linhas gerais, é possível concluir que os pavimentos mais robustos e dimensionados segundo o MEDINA visam combater também a ruptura por fadiga. Isto se torna ainda mais notório quando são comparadas as espessuras dos revestimentos asfálticos, i. e., pelo menos 13,5 cm no MEDINA e somente 10 cm no método CBR, este último independente do tipo de CAP utilizado na mistura. Além de estar em consonância com a literatura científica, a consideração do MEDINA nos projetos dos pavimentos permite sugerir estruturas com maior durabilidade em campo.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE NOVAS PESQUISAS

Considerando os resultados, análises e principais constatações observadas no delineamento experimental do presente estudo, nas coletas de dados *in loco* na Rodovia SC-163 e nas investigações do desempenho de ligantes asfálticos puros (CAP 50/70) e modificados com borracha moída de pneus (CAP+borracha, classificação AB 8) e copolímero SBS (CAP+SBS, classificação 60/85-E) à fadiga e à deformação permanente, podem-se extrair as conclusões elencadas abaixo:

- Assim como em diversas outras rodovias brasileiras cujo pavimento flexível foi dimensionado segundo o método DNER (1981), o principal mecanismo de ruptura no revestimento asfáltico da SC-163 é o trincamento por fadiga, o que pode ser atribuído à não consideração deste tipo de ruptura no método em questão;
- Para o nível de tráfego estimado na Rodovia SC-163 ( $N = 2,49 \times 10^7$ ), a realização de um novo dimensionamento segundo os requisitos do método CBR resultaria em camadas de revestimento asfáltico com espessura insuficiente para evitar ruptura precoce por fadiga; mais especificamente, os 10 cm de revestimento sugeridos por este método romperiam por fadiga em até quatro anos, independentemente do tipo de modificação do CAP;
- Ao se utilizar o método MEDINA no dimensionamento da estrutura do pavimento da SC-163 e para um número  $N = 2,49 \times 10^7$ , a espessura mínima do revestimento deveria ser igual a 13,5 cm, considerando a utilização do CAP+borracha;
- Os ensaios de deformação permanente no solo extraído de um marco quilométrico da Rodovia SC-163 apontam a inexistência de risco de colapso com a aplicação de tensões baixas, ou seja, o material passa a apresentar um acomodamento plástico relativamente linear depois de certo número de ciclos;
- A formulação CAP+borracha possui uma maior resistência à ruptura por fadiga que a formulação CAP+SBS, tanto na escala do ligante asfáltico (LAS) quanto na escala da mistura asfáltica (fadiga por compressão diametral); por outro lado, o CAP+SBS tem uma maior resistência à deformação permanente que o CAP+borracha, também considerando ambas as escalas do CAP (ensaio MSCR) e da mistura asfáltica (ensaio de *flow number*);
- Existem tendências promissoras de correlação entre os resultados do CAP e da mistura asfáltica quanto à fadiga (ensaios LAS e de fadiga por compressão

diametral) e à deformação permanente (ensaios MSCR e *flow number*), o que indica a viabilidade do uso dos protocolos padronizados para o LAS e o MSCR nas estimativas de suscetibilidade do CAP aos dois mecanismos de ruptura; e

- Tanto o CAP+borracha quanto o CAP+SBS possuem bons desempenhos à fadiga e à deformação permanente, de modo que o emprego de uma ou outra formulação poderia viabilizar a construção de pavimentos com camadas granulares menos espessas e, ao mesmo tempo, não romper precocemente por fadiga; e
- Em linhas gerais, pode-se inferir que o CAP+borracha (15% de borracha) é uma escolha mais tecnicamente viável que o CAP+SBS (5% de SBS) e o CAP puro 50/70 quando os desempenhos à deformação permanente e à fadiga são analisados simultaneamente.

As análises de desempenho foram restritas a experimentos laboratoriais e simulações no MEDINA, de modo que investigações de desempenho a longo prazo – trechos experimentais – e quanto à fadiga e à deformação permanente podem ser consideradas em trabalhos futuros. Recomendam-se ainda outros experimentos em laboratório para posterior verificação destes bons desempenhos do CAP+borracha e do CAP+SBS na mistura asfáltica, tais como simuladores de tráfego (deformação permanente) e ensaios com vigas de quatro pontos (fadiga).

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADAM, Quentin Félix; LEVENBERG, Eyal; INGEMAN-NIELSEN, Thomas; SKAR, Asmus. Modeling the use of an electrical heating system to actively protect asphalt pavements against low-temperature cracking. **Cold Regions Science and Technology**, 103681, 2022. doi: 10.1016/j.coldregions.2022.103681

ALAE, Mohsen; LING, Meng; HAGHSHENAS, Hamzeh F.; ZHAO, Yanqing. Three-dimensional finite element analysis of top-down crack propagation in asphalt pavements. **Engineering Fracture Mechanics**, v. 248, 107736, 2021. doi: 10.1016/j.engfracmech.2021.107736

ALMEIDA, Caíque Viana Sousa; RODRIGUES, Bruno de Oliveira; LIMA, Livia Ramos. Estudo do dimensionamento de pavimentos através do método Medina, em trecho a ser duplicado na BR-116. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, p. 97-137, 2021. doi: 10.32749/nucleodoconhecimento.com.br/engenharia-civil/metodomedina

ALMEIDA, Jessica Leindorf de. **Determinação da taxa de infiltração de água através de sensores termopares e de capitância (FDR) em um solo arenoso remoldado em laboratório**. 2022. 127 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Curitiba, 2022.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 315-19**: Standard method of test for determining the rheological properties of asphalt binder using a dynamic shear rheometer (DSR). Washington D.C., 2019a.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 350-19**: Standard method of test for multiple stress creep recovery (MSCR) test of asphalt binder using a dynamic shear rheometer (DSR). Washington D.C., 2019b.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **M 332-20**: Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test. Washington D.C., 2020a.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **T 391-20**: Estimating fatigue resistance of asphalt binders using the linear amplitude sweep. Washington D.C., 2020b.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2041-00**: Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. West Conshohocken, P.A., 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2488-69**: Standard practice for description and identification of soils (visual-manual procedure). West Conshohocken, P.A., 1980.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D2872-12**: Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test). West Conshohocken, P.A., 2012.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D3282-93**: Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. West Conshohocken, P.A., 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D6373-07**: Standard specification for performance graded asphalt binder. West Conshohocken, P.A., 2007.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). **D 7405-20**: Standard test method for multiple stress creep and recovery (MSCR) of asphalt binder using a dynamic shear rheometer. West Conshohocken, P.A., 2020.

APEAGYEI, Alex K. Flow number predictive models from volumetric and binder properties. **Construction and Building Materials**, v. 64, p. 240-245, 2014. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.069.

ASI, Ibrahim M. Performance evaluation of SUPERPAVE and Marshall asphalt mix designs to suite Jordan climatic and traffic conditions. **Construction and Building Materials**, v. 21, n. 8, p. 1732-1740, 2006. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2006.05.036

ASPHALT INSTITUTE. **Superpave mix design**. 3<sup>rd</sup> ed. 97 p. Superpave series No. 2. Lexington: Asphalt Institute, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **6293**: Ligantes asfálticos – determinação da ductilidade. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **6459**: Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **7180**: Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016b.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **7181**: Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016c.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **7182**: Solo – ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **9895**: Solo – Índice de suporte Califórnia – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2016e.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **7809**: Agregado graúdo – determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **15184**: Materiais betuminosos — determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional. Rio de Janeiro, 2021.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **15086**: Materiais betuminosos – Determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro de cimentos asfálticos modificados por polímeros elastoméricos ou borracha. Rio de Janeiro, 2022.

ASSOCIAÇÃO DOS MUNICÍPIOS DO EXTREMO OESTE DE SANTA CATARINA (AMEOSC). **Mapa com identificação dos municípios pertencentes à AMEOSC**. 2014. Disponível em: <https://www.ameosc.org.br/cms/pagina/ver/codMapaltem/44933>. Acesso em: 04 maio 2022.

ASSOCIAÇÃO DOS MUNICÍPIOS DO EXTREMO OESTE DE SANTA CATARINA (AMEOSC). **Movimento econômico dos municípios da Ameosc 2017 a 2021**: dados de 2021 com base na Portaria 222-22 da SEF-SC. São Miguel do Oeste, 2022. 9 p. Disponível em: <https://www.ameosc.org.br/cms/pagina/ver/codMapaltem/160430>. Acesso em: 06 maio 2022.

BADRI, Rawand M.; ALKAISSI, Zainab A.; SUTANTO, Muslich. Physical, rheological and morphological characterization of modified asphalt binder with differing crumb rubber contents. **Materials Today: Proceedings**, v. 42, p. 3028-3034, 2021. doi: 10.1016/j.matpr.2020.12.819.

BAHIA, Hussain U.; ANDERSON, David A. Strategic highway research program binder rheological parameters: background and comparison with conventional properties. **Transportation Research Record**, n. 1488, p. 32-39, 1995.

BAHIA, H. U.; HANSON, D. I.; ZENG, M.; ZHAI, H.; KAHTRI, M. A.; ANDERSON, R. M. **Characterization of modified asphalt binders in Superpave mix design**. NCHRP Report 459. Washington (DC): Transportation Research Board, 2001.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BARROS, Larissa; BRITO, Lélío; CERATTI, Jorge. Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes. XVIII Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto, **Anais**, Bariloche, 9 p., 2015.

BARROS, Larissa Montagner de. **Deformação permanente de misturas asfálticas**. 2017. 179 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

BASTOS, Juceline B. S.; BABADOPULOS, Lucas F. A. L.; SOARES, Jorge 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. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.216.

BECKER, Yvonne; MÉNDEZ, Maryro P.; RODRÍGUEZ, Yajaira. Polymer modified asphalt. **Vision Tecnológica**, v. 9, n. 1, p. 39-50, 2001.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. 2ª ed. Rio de Janeiro: Petrobras/ABEDA, 2022.

BESSA, Iuri; VASCONCELOS, Kamilla; BRANCO, Verônica Castelo; NASCIMENTO, Luis Alberto; BERNUCCI, Liedi. Prediction of fatigue cracking in flexible and semi-rigid asphalt pavement sections. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v. 16, n. 3, p. 563-575, 2022. doi: 10.1007/s42947-021-00148-5.

BESSA, Iuri S.; VASCONCELOS, Kamilla L.; CASTELO BRANCO, Verônica T. F.; BERNUCCI, Liedi L. B. Fatigue resistance of asphalt binders and the correlation with asphalt mixture behavior. **Road Materials and Pavement Design**, v. 20, Supl. 2, p. S695-S609, 2019. doi: 10.1080/14680629.2019.1633741.

BOEIRA, Fernando Dekeper. **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados**. 2018. 286 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

BONAQUIST, R. F.; CHRISTENSEN, D. W.; STUMP, William. **Simple performance tester for Superpave mix design**: first-article development and evaluation. NCHRP Report 513. Washington (DC): Transportation Research Board, 2003.

BORGES, Paulo Roberto. **Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente analisadas pelos métodos de dosagem Marshall e SUPERPAVE**. 2019. 147 f. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2019.

BUSANG, Selinah; MAINA, James. Influence of aggregates properties on microestrutural properties and mechanical performance of asphalt mixtures. **Construction and Building Materials**, v. 318, 126002, 2021. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.126002.

CALLEGARO, Mainara Santiago; SANTOS, Thaís Aquino dos; PASCOAL, Paula Taiane; PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa; BARONI, Magno. Análise estatística do módulo de resiliência de solos submetidos às diferentes sequências de tensões recomendadas pela norma DNIT ME 134/2018. XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, **Anais**, Campinas, p. 3534-3541, 2020. doi: 10.4322/cobramseg.2022.0444.

CAMARGO, Felipe F.; VASCONCELOS, Kamilla; BERNUCCI, Liedi L. Laboratory comparison of permanent deformation and fatigue behavior of neat, polymer, and rubber-asphalt binders. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 4, p. 524-532, 2019. doi: 10.1177/0361198119836769.

CARLESSO, Gabriela Ceccon. **Estudo do comportamento de mistura asfáltica modificada por nanoargila e polímero SBS**. 2017. 162 f. Dissertação (Mestrado) –



Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2017.

CARMO, Cássio Alberto Teoro do; MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. Avaliação comparativa de propriedades mecânicas de misturas asfálticas simples e compostas. **Brazilian Journal of Development**, v. 7, n. 8, p. 84306-84329, 2021. doi: 10.34117/bjdv7n8-579.

CAVALEIRO, Erico Aliaga; OLIVEIRA, Francisco Heber Lacerda de. A interferência do módulo de resiliência do concreto asfáltico no período de projeto de pavimentos rodoviários. **Transportes**, v. 26, n. 1, p. 84-93, 2018. doi: 10.14295/transportes.v26i1.1456.

CHIARELLO, Gabriéli Pires; PASCOAL, Paula Taiane; SANTOS, Thaís Aquino dos; PEREIRA, Deividi da Silva; BARONI, Magno; GERGING, Rafael Parmeggiani. Avaliação estrutural e financeira de pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER (1981) e MEDINA (2019): estudo de caso da duplicação da BR-287 - trecho Santa Cruz do Sul à Tabai/RS. XXIII Congresso de pesquisa e ensino em transportes da ANPET, **Anais**, Balneário Camboriú, p. 1234-1245, 2019.

COLPO, Gracieli Bordin. **Análise da fadiga em misturas asfálticas através do ensaio de flexão em viga de quatro pontos**. 2014. 155 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES (CNT). **Pesquisa CNT de Rodovias 2021**. 234 p. Brasília: Confederação Nacional do Transporte, 2021.

COUTINHO, João Camilo Penna. **Dimensionamento de pavimento asfáltico: comparação do método do DNER com um método mecanístico-empírico aplicado a um trecho**. 2011. 184 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Geotécnica, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

CUNHA, Henrique Côrtes; OLIVEIRA, Ricardo Fonseca de. Dimensionamento de um pavimento flexível entre os municípios de Monte Carmelo e Abadia dos Dourados. **Getec**, v. 10, p. 17-34, 2021.

D'ANGELO, John; DONGRÉ, Raj. Practical use of multiple stress creep and recovery test: characterization of styrene-butadiene-styrene dispersion and other additives in polymer-modified asphalt binders. **Transportation Research Record**, v. 2126, p. 73-82, 2009. doi: 10.3141/2126-09.

D'ANGELO, John; KLUTTZ, Robert; DONGRÉ, Raj; STEPHENS, Keith; ZANZOTTO, Ludovit. Revision of the Superpave high temperature binder specification: the multiple stress creep recovery test. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 76, p. 123-162, 2007.

DALLA ROZA, Ana Elza. **Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso**. 2018. 161 p.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

DE CEZARO JÚNIOR, Tadeu. **Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas convencionais e modificadas**. 2008. 130 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

DELGADO, Bruno Guimarães. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na Estrada de Ferro Carajás**. 2012. 131 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2012.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SANTA CATARINA (DER/SC). **Projeto final de engenharia**: SC-472 - trecho Itapiranga-Iporã. Florianópolis, 1976.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DO PARANÁ (DER/PR). **ES-P 07/05**: Pavimentação: camadas estabilizadas granulometricamente. Curitiba, 2005, 16 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1981, 34 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **089**: Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994a, 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **148**: Material betuminoso – determinação de ponto de fulgor e de combustão. Rio de Janeiro, 1994b, 2 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **035**: Agregados - determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998, 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). **054**: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **005**: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos: terminologia. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2003a, 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **006**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – procedimento. Rio de Janeiro, 2003b, 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de estudos de tráfego**. Rio de Janeiro, 2006a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de pavimentação**. 3. Ed. Rio de Janeiro, 2006b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**031:** Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006c, 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**095:** Cimentos asfálticos de petróleo – especificação de material. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006d, 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**111:** Pavimentação flexível – cimento asfáltico modificado por borracha de pneus inservíveis pelo processo via úmida, do tipo “Terminal Blending” – especificação de material. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2009, 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**131:** Materiais asfálticos – determinação do ponto de amolecimento – método do anel e bola – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010a. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**155:** Material asfáltico – determinação da penetração – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2010b. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**129:** Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico – especificação de material. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2011, 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**164:** Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2013. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**172:** Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2016. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**134:** Pavimentação – solos – determinação do módulo de resiliência – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018a. 18 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**135:** Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo de resiliência – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018b. 13 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT).  
**136:** Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018c. 9 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **178:** Pavimentação asfáltica – preparação de corpos de prova para ensaios mecânicos usando o compactador giratório Superpave ou o Marshall – procedimento. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018d. 19 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **179:** Pavimentação – solos – determinação da deformação permanente – instrução de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018e. 21 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **183:** Pavimentação asfáltica – ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018f. 15 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **184:** Pavimentação – misturas asfálticas – ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2018g. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **423:** Ligante asfáltico – fluência e recuperação de ligante asfáltico determinados sob tensões múltiplas (MSCR) – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2020a. 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **424:** Pavimentação – agregado – determinação do índice de forma com crivos – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2020b. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **427:** Pavimentação – misturas asfálticas – determinação da densidade relativa máxima medida e da massa específica máxima medida em amostras não compactadas – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2020c. 9 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Estimativa do volume médio diário anual – VMDA.** 2020d. Disponível em: <http://servicos.dnit.gov.br/dadospnct/Modelagem>. Acesso em: 14 maio 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **439:** Pavimentação – ligante asfáltico – avaliação da resistência à fadiga de ligantes asfálticos usando varredura de amplitude linear (LAS – *Linear Amplitude Sweep*) – método de ensaio. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2022. 18 p.

DIAB, Aboelkasim; YOU, Zhanping; ADHIKARI, Sanjeev; YOU, Lingyun; LI, Xuelian; EL-SHAFIE, Mohamed. Investigating the mechanisms of rubber, styrene-butadiene-styrene and ethylene-vinyl acetate in asphalt binder based on rheological and distress-related tests. **Construction and Building Materials**, v. 262, p. 120744, 2020. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.120744.

DOMINGOS, Matheus David Inocente. **The importance of the creep and recovery times on the rheological properties and the susceptibility of modified asphalt binders to rutting**. 2017. Dissertation (Doctor of Philosophy) – São Carlos School of Engineering, University of São Paulo, São Carlos, 2017. doi: 10.11606/T.18.2017.tde-22122022-182306.

DOMINGOS, Matheus David Inocente; FAXINA, Adalberto Leandro; BERNUCCI, Liedi Léji Bariani. Characterization of the rutting potential of modified asphalt binders and its correlation with the mixture's rut resistance. **Construction and Building Materials**, v. 144, p. 207-213, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.03.171.

DREESSEN, Sylvia; GALLET, Thibaud. MSCRT: performance related test method for rutting prediction of asphalt mixtures from binder rheological characteristics. 5th Eurasphalt & Eurobitume Congress, **Proceedings**, Istanbul, P5EE-311, 2012.

DREESSEN, Sylvia; PLANCHE, Jean-Pascal; GARDEL, V. A new performance related test method for rutting prediction: MSCRT. 2009. *In*: LOIZOS, Andreas; PARTL, Manfred N.; SCARPAS, Tom; AL-QADI, Imad L. (eds.). **Advanced testing and characterization of bituminous materials**. v. 2, cap. 7, p. 971-980, 2009.

DuBOIS, Eric; MEHTA, Yusuf; NOLAN, Aaron. Correlation between multiple stress creep recovery (MSCR) results and polymer modification of binder. **Construction and Building Materials**, v. 65, p. 184-190, 2014. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2014.04.111.

ESPÍNDOLA, Aline Calheiros; SILVA, Carlos Augusto Uchôa da; NOBRE JUNIOR, Ernesto Ferreira; ROMEIRO JÚNIOR, Celso Luiz dos Santos. Avaliação funcional da rodovia BR-104/AL: trecho urbano da cidade de Maceió/AL. XXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, **Anais**, Gramado, p. 1398-1409, 2018.

ESTADO DE SANTA CATARINA (Estado). **Lei Estadual nº 18.489, de 22 de agosto de 2022**: Dispõe sobre a repartição do produto da arrecadação do Imposto sobre Operações Relativas à Circulação de Mercadorias e sobre Prestações de Serviços de Transporte Interestadual e Intermunicipal e de Comunicação (ICMS) pertencente aos Municípios, nos termos da alínea "a" do inciso II do caput e do § 3º do art. 133 da Constituição do Estado, e estabelece outras providências. Florianópolis, SC, 2022.

FACCIN, Cléber; SCHUSTER, Silvio Lisboa; ALMEIDA JUNIOR, Pedro Orlando Borges de; VESTENA, Pablo Menezes; SPECHT, Luciano Pivoto; BUENO, Lucas Dotto; LEITE, Leni Figueiredo Mathias. Mapas de graus de desempenho (PG) de ligantes asfálticos para o Brasil. 35º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, **Anais**, 100% digital, p. 933-943, 2021.

FAXINA, Adalberto Leandro. **Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha**. 2006. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006. doi:10.11606/T.18.2006.tde-29052007-170231.

FERREIRA, Jorge Luis Santos. **Novas diretrizes para seleção granulométrica de misturas asfálticas densas com foco na deformação permanente**. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

FONSECA, André de Almeida; REIS, Andressa Lorrane Pereira; DOMINGOS, Vanessa Honorato. Estudo comparativo entre o uso do solo melhorado com cimento e a brita graduada simples na pavimentação da Avenida Brasil em Anápolis-GO. **Revista Científica de Engenharia Civil**, v. 4, n. 1, p. 106-125, 2021.

FONTES, Liseane Padilha Thives da Luz. **Optimização do desempenho de misturas betuminosas com betume modificado com borracha para reabilitação de pavimentos**. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Universidade do Minho, Braga, 2009.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Manual de utilização do programa MeDiNa**: apresentação dos programas. Projeto DNIT TED Nº. 682/2014. Brasília: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2020. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/ipr/medina/medina-1-1-4-manual-de-utilizacao.pdf>. Acesso em: 14 mai. 2021.

FRANZEN, Douglas Orestes; MAYER, Leandro (org.). **Porto Novo**: 90 anos de colonização alemã. São Leopoldo: Oikos, 2016.

GOLALIPOUR, Amir; BAHIA, Hussain U.; TABATABAEE, Hassan Ali. Critical considerations toward better implementation of the multiple stress creep and recovery test. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 5, 04016295, 2017. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001803.

GUIMARÃES, Antonio Carlos Rodrigues. **Um método mecanístico empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 352 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

GUO, Rui; NIAN, Tengfei; ZHOU, Fei. Analysis of factors that influence anti-rutting performance of asphalt pavement. **Construction and Building Materials**, v. 254, 119237, 2020. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.119237.

HARTMANN, Poliana Naissinger. **Análise do módulo de resiliência e da resistência à tração em misturas de concreto asfáltico com adição de fibras de polipropileno**. 2019. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Pampa, Alegrete, 2019.

HASSAN, Hafiz Muhammad Zahid; WU, Kuanghuai; HUANG, Wenke; CHEN, Sihang; ZHANG, Qiran; XIE, Jiawen; CAI, Xu. Study on the influence of aggregate

strength and shape on the performance of asphalt mixture. **Construction and Building Materials**, v. 294, 123599, 2021. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123599.

HINTZ, Cassie. **Understanding mechanisms leading to asphalt binder fatigue**. 2012. Dissertation (Doctor of Philosophy) – Department of Civil & Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Madison, 2012.

HINTZ, Cassie; BAHIA, Hussain. Simplification of linear amplitude sweep test and specification parameter. **Transportation Research Record**, v. 2370, n. 1, p. 10-16, 2013. doi: 10.3141/2370-02.

ISHAQ, Muhammad Aakif; GIUSTOZZI, Filippo. Correlation between rheological fatigue tests on bitumen and various cracking tests on asphalt mixtures. **Materials**, v. 14, n. 24, 7839, 2021. doi: 10.3390/ma14247839.

JITSANGIAM, Peerapong; NIKRAZ, Hamid. Coarse bauxite residue for roadway construction materials. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 14, n. 3, p. 265-273, 2013. doi: 10.1080/10298436.2012.705843.

JOHNSON, Carl M. **Estimating asphalt binder fatigue resistance using an accelerated test method**. 2010. Dissertation (Doctor of Philosophy) – Department of Civil & Environmental Engineering, University of Wisconsin-Madison, Madison, 2010.

JOLIET, Y.; MALLOT, M. Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator. 2<sup>nd</sup> Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, **Proceedings**, Barcelona, 2000.

KLINSKY, Luís Miguel Gutiérrez; BARDINI, Vivian Silveira dos Santos; FARIA, Valéria Cristina de. Evaluation of permanent deformation of asphalt rubber using multiple stress creep recovery tests and flow number tests. **Transportes**, v. 28, n. 2, p. 76-86, 2020. doi: 10.14295/transportes.v28i2.2110.

KÖK, Baha Vural; ÇOLAK, Hakan. Laboratory comparison of the crumb-rubber and SBS modified bitumen and hot mix asphalt. **Construction and Building Materials**, v. 25, n. 8, p. 3204-3212, 2011. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.03.005.

LEANDRO, Rodrigo Pires. **Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação**. 2016. 289 f. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2016. doi: 10.11606/T.3.2016.tde-24062016-113652.

LI, Yan; HAO, Peiwen; ZHAO, Chaozhi; LING, Junqiang; WU, Tao; LI, Dewen; LIU, Jingwen; SUN, Bowei. Anti-rutting performance evaluation of modified asphalt binders: a review. **Journal of Traffic and Transportation Engineering**, v. 8, n. 3, p. 339-355, 2021. doi: 10.1016/j.jtte.2021.02.002.

LIMA, Caroline Dias Amancio de; FRITZEN, Marcos Antonio; MOTTA, Laura Maria Goretti da; FRANCO, Filipe Augusto Cinque de Proença. Análise do módulo de resiliência de solos finos tropicais para avaliação e dimensionamento de pavimentos.

XX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, **Anais**, Campinas, p. 3924-3931, 2020. doi: 10.4322/cobramseg.2022.0494.

MACHADO, Denise Maria Camargo. **Avaliação de normas de identificação de defeitos para fins de gerência de pavimentos flexíveis**. 130 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. doi: 10.11606/D.18.2013.tde-07112013-092252.

MARCON, Matheus Felipe. **Estudo e comparação do desempenho mecânico e reológico entre concretos asfálticos modificados por polímero SBS, borracha moída de pneu e nanomateriais**. 2016. 179 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

MARCONATTO, Vânia Daniela; OLIVEIRA, Ricardo Fonseca de. Manifestações patológicas em estruturas asfálticas: Estudo de caso na rodovia MG-190. **Getec**, v. 31, p. 1-20, 2021.

MARINHO FILHO, Paulo Germano Tavares. **Avaliação reológica de ligantes asfálticos modificados com nanopartículas de dióxido de titânio**. 2017. 153 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2017.

MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira. **Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica**: Efeito da compactação por impacto e giratória. 2004. 490 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MARTINS, Adriana Tinoco. **Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos**. 2014. 98 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MATTOS, João Rodrigo Guerreiro. **Monitoramento e análise de desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – a implantação do projeto rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul**. 2014. 253 f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MOHAMMAD, Louay M.; WU, Zhong; OBULAREDDY, Sandeep; COOPER, Sam; ABADIE, Chris. Permanent deformation analysis of hot-mix asphalt mixtures with simple performance rests and 2002 mechanistic–empirical pavement design software. **Transportation Research Record**, v. 1970, p. 133-142, 2006. doi: 10.1177/0361198106197000114.

MOURA, Edson de. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica, Universidade Federal de São Paulo, São Paulo, 2010. doi: 10.11606/T.3.2010.tde-17082010-094223.

NASR, Danial; BABAGOLI, Rezvan; MAZROUEI, Mojtaba. Evaluation of rheological behavior of asphalt binder modified by recycled polyethylene wax and crumb rubber. **Construction And Building Materials**, v. 328, p. 127069, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.127069.



NEJAD, Fereidoon Moghadas; AGHAJANI, Pedram; MODARRES, Amir; FIROOZIFAR, Hasan. Investigating the properties of crumb rubber modified bitumen using classic and SHRP testing methods. **Construction and Building Materials**, v. 26, n. 1, p. 481-489, 2011. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2011.06.048.

NORBACK, Carine. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. 2018. 161 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

NUNES, Camila Gonçalves Luz. **Estudo do comportamento de misturas asfálticas modificadas por borracha de pneus inservíveis**. 2019. 107 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2019.

NUÑEZ, Javier Yesid Mahecha. **Caracterização à fadiga de ligantes asfálticos modificados envelhecidos a curto e longo prazo**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. doi: 10.11606/D.18.2013.tde-19112013-171029.

ODA, Sandra; FERNANDES JÚNIOR, José Leomar. Borracha de pneus como modificador de cimentos asfálticos para uso em obras de pavimentação. **Acta Scientiarum: Technology**, v. 23, n. 6, p. 1589-1599, 2001. doi: 10.4025/actascitechnol.v23i0.2804.

OLIVEIRA, Yuri Mello Müller de. **Reologia de ligantes asfálticos e suas variações frente à incorporação de polímeros e ao envelhecimento simplificado com RTFOT**. 2022. 118 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

OLIVEIRA, Yuri Mello Müller; THIVES, Liseane Padilha; CARLESSO, Gabriela Ceccon; SILVA, Allan Monteiro. Avaliação da predição do desempenho de misturas asfálticas por meio da caracterização reológicas dos ligantes asfálticos. **Brazilian Journal of Development**, v. 6, n. 4, p. 17417-17435, 2020. doi: <https://doi.org/10.34117/bjdv6n4-058>

OLIVEIRA, Letícia Sousa de; BABADOPULOS, Lucas Feitosa de Albuquerque Lima; SOARES, Jorge Barbosa. Evolution of asphalt binder stiffness during fatigue loading and rest periods and its impact on fatigue life. **International Journal of Fatigue**, v. 144, 106041, 2021. doi: 10.1016/j.ijfatigue.2020.106041.

ONOFRE, Felipe Coutinho; CASTELO BRANCO, Verônica Teixeira Franco; SOARES, Jorge Barbosa; FAXINA, Adalberto Leandro. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. **Transportes**, v. 21, n. 3, p. 14-21, 2013. doi: 10.4237/transportes.v21i3.685.

OTTO, Frédéric; LIU, Pengfei; ZHANG, Zeyu; WANG, Dawei; OESER, Markus. Influence of temperature on the cracking behavior of asphalt base courses with structural weaknesses. **International Journal of Transportation Science and Technology**, v. 7, n. 3, p. 208-216, 2018. doi: 10.1016/j.ijtst.2018.04.002.

PAMPLONA, Thaís Ferreira. **Efeito da adição de ácido polifosfórico em ligantes asfálticos de diferentes fontes**. 2013. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013. doi: 10.11606/D.18.2013.tde-29112013-084714.

PAMPLONA, Thaís Ferreira; NUÑEZ, Javier Yesid Mahecha; FAXINA, Adalberto Leandro. Desenvolvimentos recentes em ensaios de fadiga em ligantes asfálticos. **Transportes**, v. 22, n. 3, p. 12-25, 2014. doi: 10.14295/transportes.v22i3.682.

PANDOLFO, Daniel Koscrevic; ECHEVERRIA, José Antônio Santana. Comparação dos resultados de estimativa de vida útil de um pavimento flexível a partir de diferentes modelos de previsão da vida de fadiga. XXIII Seminário de Iniciação Científica, **Anais**, Ijuí, 2015.

PEREIRA, Mariana Minitti Leite. **Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento**. 2012. 143 f. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2012. doi: 10.11606/D.3.2012.tde-19072013-150454.

PEREIRA, Ricardo Daniel de Sousa. **Projeto de reabilitação da EM 607 no Concelho de Valongo**. 2014. 196 f. Dissertação (Mestrado) – Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto, 2014.

PINHEIRO, Jorge Henrique Magalhães. **Incorporação de borracha de pneu em misturas asfálticas de diferentes granulometrias**. 2004. 166 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004.

PINTO, Salomão. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PIRES, Diego Menegusso; SCHUSTER, Silvio Lisboa; SPECHT, Luciano Pivoto; PEREIRA, Deividi da Silva; BIANCARDI, Salvatore Antonio. Study of the permanent deformation of asphalt mixtures in the field: a multiscale approach. **Construction and Building Materials**, v. 325, 126763, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126763.

POSSEBON, Evelyn Paniz. **Advanced characterization of Brazilian bitumens and mixtures**. 2021. 332 p. Tese (Doutorado) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2021.

PREUSSLER, Ernesto. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

RADHAKRISHNAN, Vishnu; SRI, M. Ramya; REDDY, K. Sudhakar. Evaluation of asphalt binder rutting parameters. **Construction and Building Materials**, v. 173, p. 298-307, 2018. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.04.058.

READ, John; WHITEOAK, David. **The Shell bitumen handbook**. 5<sup>th</sup> ed. London: Thomas Telford Publishing, 2003.

RIBAS, Cristine Yohana; THIVES, Liseane Padilha. Evaluation of effect of compaction method on the macrostructure of asphalt mixtures through digital image processing under Brazilian conditions. **Construction and Building Materials**, v. 228, 116821, 2019. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116821.

RIBEIRO, Thiago Pinheiro. Estudo descritivo das principais patologias em pavimento flexível. **Revista Científica Multidisciplinar Núcleo do Conhecimento**, edição 4, ano 2, v. 1, p. 733-754, 2017.

RIBEIRO, Antonio Júnior Alves; BEZERRA, Francisco Regian Diniz; PINHEIRO NETO, José Ciro. Metodologia prática de avaliação de patologias no pavimento asfáltico em avenida de Fortaleza/CE. **Conexões Ciência e Tecnologia**, v. 11, n. 6, p. 91-99, 2017. doi: 10.21439/conexoes.v11i6.904.

ROCHA, Jorcelan Pereira da; FERREIRA, Lucas Galvão Cunha Monteiro; BORBA, Fernando Vasconcelos. Diagnóstico de patologias encontradas em pavimentos rodoviários flexíveis e semirrígidos. **Enciclopédia Biosfera**, v. 16, n. 30, p. 199-218, 2019. doi: 10.18677/EnciBio\_2019B22.

RODRIGUES, Régis Martins. **Estudo do trincamento por fadiga**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

RODRIGUES, Elena Reis; VAZ, Leandro da Rocha. Avaliação objetiva de superfície asfáltica pela determinação do IGG na rua Padre Egídio Carmelink, Belford-Roxo, RJ. XX Encontro Latino Americano de Iniciação Científica, XVI Encontro Latino Americano de Pós-Graduação e VI Encontro de Iniciação à Docência, **Anais**, João Pessoa, v. 20, p. 1-6, 2016.

ROSSATO, Fábio Pereira. **Avaliação do fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas de misturas asfálticas com diferentes ligantes em variadas temperaturas**. 2015. 221 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

ROY-CHOWDHURY, Abhirup B.; SALEH, Mofreh F.; MOYERS-GONZALEZ, Miguel. Characterisation of permanent deformation behaviour of asphalt mix based on a combined elastic plastic (CEP) parameter. **Infrastructures**, v. 6, n. 12, 183, 2021. doi: 10.3390/infrastructures6120183.

SABOO, Nikhil; KUMAR, Praveen. Analysis of different test methods for quantifying rutting susceptibility of asphalt binders. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 7, 04016024, 2016. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001553.

SABOURI, Mohammadreza; MIRZAIYAN, Danial; MONIRI, Ali. Effectiveness of linear amplitude sweep (LAS) asphalt binder test in predicting asphalt mixtures fatigue performance. **Construction and Building Materials**, v. 171, p. 281-290, 2018. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2018.03.146.

SAGRILLO, Amanda Viemo. **Estudo de deformabilidade e empacotamento de britas com diferentes origens litológicas do estado do Rio Grande do Sul**. 2020. 169 p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2020.

SALIM, Ramadam; GUNDLA, Akshay; UNDERWOOD, B. Shane; KALOUSH, Kamil E. Effect of MSCR percent recovery on performance of polymer modified asphalt mixtures. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 5, p. 308-319, 2019a. doi: 10.1177/0361198119841283.

SALIM, Ramadam; GUNDLA, Akshay; ZALGHOUT, Ali; UNDERWOOD, B. Shane; KALOUSH, Kamil E. Relationship between asphalt binder parameters and asphalt mixture rutting. **Transportation Research Record**, v. 2673, n. 6, p. 431-446, 2019b. doi: 10.1177/0361198119842129.

SANTA CATARINA. **Mapa Rodoviário de Santa Catarina**. Secretaria de Estado de Infraestrutura e Mobilidade de Santa Catarina, 2021. Disponível em: <https://www.sie.sc.gov.br/maparodoviario>. Acesso em: 13 out. 2021.

SCARANTO, Marcelo. **Procedimentos aplicáveis para aplicação de medidas para a manutenção de pavimentos urbanos com revestimentos asfálticos**. 2007. 162 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade de Passo Fundo, Passo Fundo, 2007.

SEGRE, Thiago Stefano Passos. Pavimentos flexíveis: análise dos defeitos em função da sua origem e suas consequências na vida útil. V Geocentro, **Anais**, Brasília, 9 p., 2019.

SHAFABAKHSH, Gholamali; RAJABI, Mobin; SAHAF, Ali. The fatigue behavior of SBS/nanosilica composite modified asphalt binder and mixture. **Construction and Building Materials**, v. 229, 116796, 2019. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116796.

SHALABY, Ahmed. Modelling short-term aging of asphalt binders using the rolling thin film oven test. **Canadian Journal of Civil Engineering**, v. 29, n. 1, p. 135-144, 2002. doi: 10.1139/L01-086.

SILVA, Yago Duarte da; GODOI, Luíza Carburnck; HOLZ, Raquel da Fonseca. Análise comparativa de custos entre métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos: AASHTO, DNIT e Medina. XXXIII Congresso de pesquisa e ensino em transportes da ANPET, **Anais**, Balneário Camboriú, p. 1145-1155, nov. 2019.

SILVA, Elmagno Catarino Santos; WARKE, Gustavo Henrique; BALESTRA, Carlos Eduardo Tino; JERKE, Andreas; FURLAN, Gladis Cristina. Avaliação das condições de superfície do pavimento flexível da BR-163 entre os municípios de Toledo e Marechal Cândido Rondon-PR. **Brazilian Journal of Development**, v. 6, n. 9, p. 71822-71839, 2020. doi: 10.34117/bjdv6n9-577.

SILVA, Larissa Macário da; SANTOS, Rafaella Oliveira Guimarães. Estudo comparativo: método empírico do DNIT e mecanístico-empírico (Medina) no dimensionamento de pavimentos flexíveis. **Engineering Sciences**, v. 9, n. 1, p. 114-124, 2021. doi: 10.6008/CBPC2318-3055.2021.001.0012.

SOBREIRO, Fernanda Pilati. **Efeito da adição de ácidos fosfóricos no comportamento reológico de ligantes asfálticos puros e modificados com copolímero SBS**. 2014. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2014. doi: 10.11606/T.18.2014.tde-28052014-100359.

SPECHT, Luciano Pivoto. **Avaliação de misturas asfálticas com incorporação de borracha reciclada de pneus**. 2004. 280 f. Tese (Doutorado) – Universidade do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

SPECHT, Luciano Pivoto; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; BRITO, Lélío Antônio Teixeira; BERNUCCI, Leidi Legi Bariani. Avaliação das propriedades plásticas de misturas asfálticas com incorporação de borracha de pneus através dos processos úmido e seco. **Revista Pavimentação**, v. 2, n. 8, p. 34-43, 2007.

STEMPIHAR, Jeffrey; GUNDLA, Akshay; UNDERWOOD, B. Shane. Interpreting stress sensitivity in the multiple stress creep and recovery test. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, v. 30, n. 2, 04017283, 2018. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0002153.

SUBHY, Ayad. Advanced analytical techniques in fatigue and rutting related characterisations of modified bitumen: literature review. **Construction and Building Materials**, v. 156, p. 28-45, 2017. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2017.08.147.

SZWED, Aleksander; KAMINZKA, Inez. Mitigation of low-temperature cracking in asphalt pavement by selection of material stiffness. **Procedia Engineering**, v. 111, p. 748-755, 2015. doi: 10.1016/j.proeng.2015.07.141.

TRIBUNAL DE CONTAS DA UNIÃO (TCU). Acórdão nº 328/2013 – Plenário. Relatório de auditoria destinado a consolidar a Fiscalização de Orientação Centralizada em obras rodoviárias realizadas pelo Tribunal entre setembro e dezembro de 2012, nas quais se buscou avaliar a qualidade dos serviços executados em algumas rodovias recém-concluídas, sob a gestão do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). **Diário Oficial do TCU**. Brasília, DF, 27 fev. 2013.

UFMS. **Dados gerais de misturas do RS**. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2023. Disponível em: <https://app.powerbi.com/view?r=eyJrljoiY2YyY2EwMTEtNmJkMS00NGFmLWFMmNzUtY2Y3NjlkOWRkNDhkliwidCI6ImEyNjJiZjE2LTc4ZjMtNDMzOC1iYzExLTcyMGVhYWM3ZjJhNSJ9&pageName=ReportSection>. Acesso em: 13 set. 2023.

VENDRUSCULO, Jennifer Ilha; PASCOAL, Paula Taiane; SANTOS, Thaís Aquino dos; BUENO, Lucas Dotto; PINHEIRO, Rinaldo José Barbosa. Comparação entre pavimentos dimensionados com os métodos do DNER (1981) e Medina (2018): estudo de caso com solos de subleito da cidade de Santa Maria/RS. XXXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, **Anais**, Gramado, p. 1190-1199, 2018.

VIEIRA, Suyanne Alves; PINHO JÚNIOR, Antonio Adilson EufRASINO de; OLIVEIRA, Francisco Heber Lacerda de; AGUIAR, Marcos Fábio Porto de. Análise comparativa de metodologias de avaliação de pavimentos através do IGG e PCI. **Conexões - Ciência e Tecnologia**, v. 10, n. 3, p. 20-30, 2016. doi: 10.21439/conexoes.v10i3.799.

WALUBITA, Lubinda F.; ZHANG, Jun; ALVAREZ, Alex E.; HU, Xiaodi. Exploring the flow number (FN) index as a means to characterise the HMA permanent deformation response under FN testing. **Journal of the South African Institution of Civil Engineering**, v. 55, n. 3, p. 103-112, 2013.

WANG, Sheng; HUANG, Weidong; LIN, Peng. Low-temperature and fatigue characteristics of degraded crumb rubber–modified bitumen before and after aging. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 34, n. 3, 04021493, 2022. doi: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0004131

WANG, Sheng; HUANG, Weidong; LIU, Xueyan; LIN, Peng. Influence of high content crumb rubber and different preparation methods on properties of asphalt under different aging conditions: chemical properties, rheological properties, and fatigue performance. **Construction and Building Materials**, v. 327, 126937, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2022.126937.

WHITE, Greg. Grading highly modified binders by multiple stress creep recovery. **Road Materials and Pavement Design**, v. 18, n. 6, p. 1322-1337, 2017. doi: 10.1080/14680629.2016.1212730.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M.; VON QUINTUS, H. **Simple performance test for Superpave mix design**. NCHRP Report 465. Washington (DC): Transportation Research Board, 2002.

YAN, Chuanqi; YUAN, Linxin; Yu, Xiaotao; JI, Shuzhen; ZHOU, Zhengfeng. Characterizing the fatigue resistance of multiple modified asphalts using time sweep test, LAS test and elastic recovery test. **Construction and Building Materials**, v. 322, 125806, 2022. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.125806.

YUE, Mingjing; YUE, Jinchao; WANG, Riran; XIONG, Yuchao. Evaluating the fatigue characteristics and healing potential of asphalt binder modified with Sasobit® and polymers using linear amplitude sweep test. **Construction and Building Materials**, v. 289, 123054, 2021. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2021.123054.

ZHANG, Jun; WALUBITA, Lubinda F.; FARUK, Abu N. M.; KARKI, Pravat; SIMATE, Geoffrey S. Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – a laboratory study. **Construction and Building Materials**, v. 94, p. 218-227, 2015. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2015.06.044.

ZHANG, Ke; XIE, Wei; ZHAO, Yulong. Permanent deformation characteristic of asphalt mixture under coupling effect of moisture, overload and loading frequency. **Construction and Building Materials**, v. 272, 121985, 2021. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2020.121985.

**APÊNDICE A – Detalhamento do cálculo de IGG no trecho de estudo da Rodovia SC-163**

Item	Natureza do defeito	Frequência Absoluta	Frequência absoluta considerada	Frequência relativa	Fator de Ponderação	Índice de gravidade Individual	Observações
1	Trincas isoladas	64	48	52,75	0,2	10,55	
2	Trincas inter. (couro-de-jacaré e tipo bloco)	40	37	40,66	0,5	20,33	
3	Trincas couro-de-jacaré e bloco com erosão de borda	42	42	46,15	0,8	36,92	
4	Afundamentos de trilha de roda	10		10,99	0,9	9,89	
5	Ondulação, painelas e escorregamento	45		49,45	1,0	49,45	
6	Exudação	0		0,00	0,5	0,00	
7	Desgaste	79		86,81	0,3	26,04	
8	Remendo	45		49,45	0,6	29,67	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TER	TRE= 5,77	TRI = 3,27	F= 4,52	1 A ( x ) 1 B ( )	6,03	
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas	TREv = 40,45	TRIV= 17,80	FV= 29,12	2 A ( X ) 2 B ( )	29,12	
Nº TOTAL DE ESTAÇÕES		n= 91	∑ IND. GRAVID. IND. = IGG	<b>218,01</b>	<b>PÉSSIMO</b>	Conceito	