

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura

**AVALIAÇÃO LABORATORIAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE E
MORNAS COM UTILIZAÇÃO DE ASFALTO BORRACHA**

Helena Dapper

Porto Alegre
2020

HELENA DAPPER

**AVALIAÇÃO LABORATORIAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE E
MORNAS COM UTILIZAÇÃO DE ASFALTO BORRACHA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre em Engenharia

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
DSc. Pela UFRJ / Brasil
Orientador

Porto Alegre
2020

HELENA DAPPER

AVALIAÇÃO LABORATORIAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE E MORNAS COM UTILIZAÇÃO DE ASFALTO BORRACHA

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRA EM ENGENHARIA, na área de concentração de Infraestrutura e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – Construção e Infraestrutura da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 08 de julho de 2020

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
DSc. pela COPPE/UFRJ - Brasil
Orientador

Prof. Angelo Borges Masuero
Coordenadora do PPGCI/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito (UFRGS)
PhD pela University of Nottingham

Prof. João Rodrigo Guerreiro Mattos (Univates)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho a todos que tiveram um papel importante nesta etapa da minha vida.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, antes de mencionar todos com quem eu compartilho esta conquista, devo afirmar que este foi um momento muito marcante em minha vida, um desafio que envolveu amigos, mãe, namorado, professores e colegas de trabalho. Para agradecer todos da melhor forma, busquei palavras que pudessem descrever o valor que cada um tem e o amor que cada um teve comigo.

Agradeço ao meu amigo, colega e professor Larry Rivoire Jr. que nunca deixou de acreditar na minha capacidade, que sempre me aconselhou, apoiou e se tornou um exemplo profissional para mim.

Agradeço ao meu orientador Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti pelo apoio, oportunidade e confiança na realização desta pesquisa. Sou grata por dividir sua experiência e ter me transmitido muita serenidade.

Agradeço minha amiga Natália Guterres Mensch que foi a maior incentivadora desta pesquisa, que no momento mais decisivo não me deixou desistir. Acreditou que eu era capaz de completar esta etapa e me ajudou sem medir esforços para que isto fosse possível. Construimos uma amizade além do nosso mestrado e doutorado, para a vida toda.

Agradeço aos técnicos do LAPAV, Livia e Matheus, que sempre foram muito atenciosos e dispostos, mesmo tendo um dia de trabalho com muitos ensaios e afazeres, nunca deixaram de auxiliar todos que precisavam de vocês. Agradeço a oportunidade de termos trabalhado juntos.

Agradeço a toda equipe do LAPAV, pois mesmo com uma simples ajuda, um simples bom dia, ou até mesmo, uma conversa fora e uma xícara de café, se tornaram parte de uma época da minha vida e fizeram-na mais feliz.

Agradeço a minha mãe, Djuli Fontaniva, e ao meu namorado, Robert Almeida, por todo o apoio. Foram muitos finais de semana misturando asfalto, sofrendo com o calor e abrindo mão dos seus compromissos para estarem comigo. Não tenho palavras para descrever o quão importante vocês são na minha vida. Agradeço por terem sido pacientes e abraçado este momento comigo.

Muito obrigada a todos, nada seria possível sem a participação de vocês!

“A persistência é o caminho do êxito.”
(*Charles Chaplin*)

RESUMO

DAPPER, H. **Avaliação laboratorial de misturas asfálticas a quente e mornas com utilização de asfalto borracha**. 2020. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

A crescente preocupação com o meio ambiente aliada a necessidade da busca de tecnologias com melhores respostas no que diz respeito ao desempenho do pavimento foram as ideologias necessárias para que ao longo dos anos, surgissem outros tipos de concretos asfálticos. Dentro deste contexto, as técnicas de diminuição de temperatura na usinagem e na compactação, conhecidas como misturas mornas, ganharam destaque por conta dos diversos impactos positivos na área da saúde, logística, meio ambiente e desempenho da mistura que a tecnologia pode proporcionar. Esta pesquisa analisou o desempenho quanto à deformação permanente e vida de fadiga de misturas mornas preparadas com o emprego de ativo surfactante, comparando-as com suas misturas equivalentes usinadas a quente, através do ensaio uniaxial de carga repetida e do ensaio de tração direta. Assim, os materiais utilizados foram: agregados pétreos de origem granítica e ligante asfáltico com borracha (AB-8) e as misturas produzidas partiram de três granulometrias, duas densas (selecionadas a partir do método Bailey e baseadas na especificação norte-americana AASHTO M 323) e uma descontínua (obtida pelo método de tentativas e fundada na classificação do Departamento de Transportes da Califórnia para misturas *Gap Graded* com asfalto borracha). Os resultados da deformação permanente mostraram que, em geral, as misturas mornas, ensaiadas pela normativa brasileira, apresentaram desempenho inferior as misturas quentes e a composição TMN 19 HMA, a qual mostrou melhor resistência, foi a única que superou o valor de *Flow Number* de 300 ciclos (pista de tráfego médio). Através das curvas de Wöhler, os resultados do desempenho à fadiga das misturas, ordenando de melhor para pior foi: GAP, TMN 19 e TMN 12,5, sendo que a variabilidade de comportamento entre composições mornas e quentes só foi percebido na mistura TMN 12,5, nas demais não se pode perceber diferença. Em síntese se constatou que para a deformação permanente, a inserção do aditivo surfactante mostrou influenciar o desempenho das misturas asfálticas, já na vida de fadiga, a utilização do aditivo não mostrou intervir em tal grau no comportamento das misturas.

Palavras-chave: *mistura asfáltica morna, aditivo surfactante, fadiga, deformação permanente.*

ABSTRACT

DAPPER, H. **Avaliação laboratorial de misturas asfálticas a quente e mornas com utilização de asfalto borracha.** 2020. Dissertação (Mestrado em engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Construção e Infraestrutura, UFRGS, Porto Alegre.

The growing concern with the environment and the need to search for technologies with better responses to pavement performance were the principles required for, over the years, other types of asphalt concrete emerge. Through this context, the techniques to lower the temperature in production and compaction, known as warm mix asphalt (WMA), have been in evidence due to many different positive impacts and many fields, such as health, logistics, environment and the performance of this mixture that this technology can provide. This research analyzed the performance related to the rutting and fatigue from warm mix asphalt being prepared with the use of chemical additive comparing them with their equivalent hot mix asphalt (HMA), through the uniaxial repeated load test and direct tension cyclic fatigue test. Thus, the materials used were: granite stone aggregates and asphalt rubber binder (AB-8). The mixtures produced started The results of rutting showed that, from three granulometries, two dense (selected from Bailey average Method and based on the North American Specification AASHTO M 323) and one discontinuous (obtained by the trial method and founded on the California Department of Transportation Classification for Gap Graded mixes with asphalt rubber). The results of rutting showed that warm mixes asphalt presented lower performance than hot mixes asphalt and the TMN 19 HMA composition, which showed better resistance, was the only one that exceeded the Flow Number value of 300 cycles (average traffic zone). Through the Wöhler Curves the results of the fatigue life of the mixes, ranking from best to worst, were: GAP, TMN 19 and TMN 12.5. The behavior variability between warm and hot compositions was only noticed in the TMN 12.5 mixture in the others there is no difference. In summary, it was found that for permanent deformation, the insertion of the additive has been shown to influence the performance of asphalt mixtures, already in the fatigue life, the use of the additive has not shown to significantly intervene in the behavior of the mixtures.

Keywords: *warm asphalt mixture, chemical additive, fatigue, rutting.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	18
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	20
1.2	OBJETIVO GERAL	21
1.3	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	21
1.4	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	PRINCIPAIS FENÔMENOS DE DEGRADAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	23
2.1.1	Deformação permanente	23
2.1.1.1	Fatores que afetam a deformação permanente.....	25
2.1.2	Fadiga.....	29
2.2	MISTURAS ASFÁLTICAS	31
2.3	PRINCIPAIS BENEFÍCIOS DAS MISTURAS MORNAS	33
2.3.1	Redução da emissão de poluentes atmosféricos	34
2.3.2	Melhoria do ambiente de trabalho	34
2.3.3	Diminuição do consumo energético.....	34
2.3.4	Menor envelhecimento do ligante.....	35
2.3.5	Uso de material fresado.....	35
2.3.6	Aplicação a temperaturas mais baixas.....	36
2.3.7	Aumento da distância de transporte	36
2.4	TECNOLOGIAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS	37
2.4.1	Processos utilizando espuma de asfalto	37
2.4.2	Aditivos Orgânicos.....	38
2.4.3	Aditivos surfactantes	38
2.4.3.1	Evotherm.....	39
2.5	ASFALTO-BORRACHA.....	40

2.5.1 Estudos sobre asfalto-borracha e os principais fenômenos de degradação dos pavimentos asfálticos	41
2.6 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEGRADAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	42
2.6.1 Ensaio uniaxial de carga repetida (<i>Flow Number</i>)	43
2.6.2 Ensaio de tração direta	46
3 MATERIAIS E MÉTODOS	51
3.1 MATERIAIS	51
3.1.1 Agregado mineral	52
3.1.2 Ligante asfáltico	54
3.1.3 Aditivo surfactante	54
3.2 MÉTODO	55
3.2.1 Temperatura de mistura e compactação	55
3.2.2 Metodologia Bailey de seleção dos agregados	55
3.2.2.1 Agregados graúdos e miúdos	56
3.2.2.2 Densidade solta e compactada dos agregados	56
3.2.2.3 Seleção dos agregados	58
3.2.3 Procedimento de dosagem Superpave	58
3.2.3.1 Seleção do ligante asfáltico.....	59
3.2.3.2 Composição granulométrica	59
3.2.3.3 Confeção dos corpos de prova	61
3.2.3.4 Determinação do teor de projeto.....	63
3.2.4 Dano por umidade induzida	64
3.2.5 Resistência à tração por compressão diametral	65
3.2.6 Módulo de Resiliência	67
3.2.7 Ensaio uniaxial de carga repetida	68
3.2.7.1 Confeção dos corpos de prova	68
3.2.7.2 Execução do ensaio uniaxial de carga repetida.....	69

3.2.8	Ensaio de fadiga à tração direta	71
3.2.8.1	Confecção dos corpos de prova	71
3.2.8.2	Execução do ensaio de fadiga à tração direta	71
3.2.9	Módulo Dinâmico.....	75
3.2.9.1	Confecção dos corpos de prova	75
3.2.9.2	Execução do ensaio de módulo dinâmico	75
3.3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	76
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	78
4.1	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	78
4.2	DOSAGEM SUPERPAVE	82
4.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	85
4.4	MÓDULO DE RESILIÊNCIA	86
4.5	DANO POR UMIDADE INDUZIDA	87
4.6	MÓDULO DINÂMICO.....	87
4.7	ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA	99
4.8	ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA	103
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	113
5.1	CONCLUSÕES	113
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	116
	REFERÊNCIAS.....	117
	APÊNDICE A	125
	APÊNDICE B.....	128
	APÊNDICE C	131
	APÊNDICE D	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Deformação permanente estrutural (a) e não estrutural (b)	24
Figura 2 - Representação da deformação permanente não estrutural	24
Figura 3 - Comportamento dos agregados sob tensão cisalhante	25
Figura 4 - Comparação entre mistura densa e SMA	26
Figura 5 - Efeitos do percentual de ligante em uma mistura asfáltica	27
Figura 6 - Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas	28
Figura 7 - Trincamento por fadiga do pavimento asfáltico	29
Figura 8 - Tensões em um pavimento asfáltico submetido à carga de roda	30
Figura 9 - Estágios do processo de fadiga	30
Figura 10- Classificação das misturas asfálticas quanto à temperatura de usinagem	31
Figura 11 - Diferentes composições granulométricas das misturas asfálticas	32
Figura 12 - Deformação plástica acumulada em função do número de ciclos	43
Figura 13 - Evolução do ângulo de fase e ruptura da amostra	47
Figura 14 - Exemplo de curvas de Wöhler de diferentes misturas a 15°C	50
Figura 15 - Organograma das misturas asfálticas estudadas	51
Figura 16 - Agregados graníticos: brita 3/4, brita 3/8 e pó de pedra	52
Figura 17 - Adesividade agregado com ligante puro (a) e com adição de surfactante (b)	53
Figura 18 - Curva granulométrica dos agregados	53
Figura 19 - Determinação da densidade do agregado	57
Figura 20 - Seleção da densidade dos agregados graúdos	58
Figura 21 - misturador de asfalto (a), cuba térmica (b) e molde Superpave (c)	61
Figura 22 - Configuração padrão compactador giratório Superpave	62
Figura 23 – Peso seco (a), peso submerso (b) e definição da altura média (c)	63
Figura 24 - Aplicação de vácuo (a), ciclo de congelamento (b), banho-maria 60°C (c), banho-maria 25°C (d), prensa de resistência a tração por compressão diametral (e) e corpo de prova após ruptura (e)	65
Figura 25 - Esquema de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de RT ...	66

Figura 26 - Ensaio de resistência à tração	66
Figura 27 - Equipamento de ensaio para determinação de MR.....	67
Figura 28 – Dimensões dos corpos de prova para ensaio de deformação	69
Figura 29 - Prensa MTS 810 (a), controle temperatura externo (b) e controle temperatura externo (c).....	69
Figura 30 - Amostras deformadas após o término do ensaio uniaxial de carga repetida	70
Figura 31 - Execução do corte no corpo de prova (a) e superfície serrada (b).....	71
Figura 32 – Peças especiais de fixação à MTS.....	72
Figura 33 - Cola epóxi (a), distribuição da cola (b) e aparato de colagem (c)	73
Figura 34 - Ruptura na área central	74
Figura 35 - Curva granulométrica da mistura densa graúda (TMN 19mm).....	79
Figura 36 - Curva granulométrica da mistura densa miúda (TMN 12,5mm).....	79
Figura 37 - Curva granulométrica TMN 19mm enquadrada na faixa B do DNIT	80
Figura 38 - Curva granulométrica TMN 12,5mm enquadrada na faixa C do DNIT	80
Figura 39 - Curva granulométrica da mistura descontínua (<i>Gap Graded</i>).....	81
Figura 40 - Resultados da dosagem Superpave: mistura TMN 19	82
Figura 41 - Resultados da dosagem Superpave: mistura TMN 12,5	83
Figura 42 Resultados da dosagem Superpave: mistura <i>Gap Graded</i>	84
Figura 43 - Resultados para resistência à tração.....	85
Figura 44 - Resultados para módulo de resiliência.....	86
Figura 45 - Espaço de Black das misturas TMN 19	88
Figura 46 - Espaço de Black das misturas TMN 12,5	89
Figura 47 - Espaço de Black das misturas GAP	89
Figura 48 - Espaço de Black para todas as misturas estudadas	90
Figura 49 - Plano Cole-Cole das misturas TMN 19	91
Figura 50 - Plano Cole-Cole das misturas TMN 12,5	91
Figura 51 - Plano Cole-Cole das misturas GAP	92
Figura 52 - Espaço Cole-Cole de todas as misturas estudadas.....	93

Figura 53 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas TMN 19	94
Figura 54 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas TMN 12,5	94
Figura 55 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas GAP	95
Figura 56 - Curva mestra do módulo dinâmico de todas as misturas	95
Figura 57 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas TMN 19	97
Figura 58 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas TMN 12,5	97
Figura 59 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas GAP	98
Figura 60 - Curva mestra do ângulo de fase de todas as misturas	98
Figura 61 - Curvas de deformação pela NBR 16505/2016	99
Figura 62 - Comparativo entre os dados da pesquisa e os obtidos por Barros (2017) pela NBR 16505/2016	101
Figura 63 - Curvas de deformação pela AASHTO TP 79-15	101
Figura 64 - Comparativo entre os dados da pesquisa e os obtidos por Barros (2017) pela AASHTO TP 79-15	103
Figura 65 - Gráfico típico da Curva Característica de Dano (C versus S)	104
Figura 66 - Curvas C versus S para as misturas densas	104
Figura 67 - Curvas C versus S para a mistura descontínua	105
Figura 68 - Curvas C versus S de todas as misturas estudadas	106
Figura 69 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas TMN 19	107
Figura 70 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas TMN 12,5	107
Figura 71 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas <i>Gap Graded</i>	108
Figura 72 - Envoltória de ruptura D^R para as misturas TMN 19	109
Figura 73 - Envoltória de ruptura D^R para as misturas TMN 12,5	109
Figura 74 - Envoltória de ruptura DR para as misturas Gap Graded	109
Figura 75 - Curvas de Wöhler para temperatura de 15°C	110
Figura 76 - Curvas de Wöhler para temperatura de 20°C	111
Figura 77 - Curvas de Wöhler para temperatura de 25°C	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores sugeridos de FN para diferentes níveis de tráfego da literatura.....	44
Tabela 2 - Caracterização dos agregados	52
Tabela 3 - Análise granulométrica dos agregados	53
Tabela 4 - Ligante asfáltico utilizado	54
Tabela 5 – Caracterização do ligante asfáltico AB-8	54
Tabela 6 - Temperatura ligante, agregado, mistura	55
Tabela 7 - Pontos de controle em função do tamanho máximo nominal (TMN).....	60
Tabela 8 - Faixas granulométricas para <i>Gap Graded</i> utilizando ligante com borracha	60
Tabela 9 - Equiparação das granulometrias.....	61
Tabela 10 - Número de giros do compactador Superpave em função do tráfego	62
Tabela 11 - Requisitos volumétricos do Superpave	63
Tabela 12 - Níveis de deformação a serem adotados na segunda e terceira amostra	74
Tabela 13 - Força de aplicação em função da temperatura	76
Tabela 14 - Ensaios realizados na pesquisa.....	77
Tabela 15 - Densidade solta e compacta dos agregados.....	78
Tabela 16 - Porcentagem dos agregados em cada mistura	78
Tabela 17 - Composição granulométrica TMN 19mm e TMN 12,5mm.....	78
Tabela 18 - Composição granulométrica <i>Gap Graded</i>	81
Tabela 19 - Resumo dos resultados da dosagem Superpave	85
Tabela 20 - Resultados do ensaio de DUI	87
Tabela 21 - <i>Flow Number</i> obtido pelo modelo <i>Francken</i> e seus parâmetro (NBR 16505/2016)	100
Tabela 22 - <i>Flow Number</i> obtido pelo modelo <i>Francken</i> e seus parâmetro (AASHTO TP 79- 15).....	102
Tabela 23 - <i>Dynamic Modular Ratio</i> (DMR) obtido após a realização do ensaio de tração direta	106

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AAT – *Advanced Asphalt Technologies*

C – Pseudo-rigidez (integridade)

CA – Concreto Asfáltico

CAP – Concreto Asfáltico de Petróleo

CDI – *Compaction Densification Index*

CENPES – Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello

CNT – Confederação Nacional do Transporte

CO – Monóxido de Carbono

CO₂ – Gás Carbônico (dióxido de carbono)

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

COVs – Compostos orgânicos voláteis

CP – Corpo de Prova

DMR – *Dynamic Modulus Ratio*

DNER – Departamento Nacional de Estrada e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DUI – Dano por Umidade Induzida

FN – *Flow Number*

LAPAV – Laboratório de Pavimentação - UFRGS

LTDA – Sociedade Empresarial de Responsabilidade Limitada

MD – Ensaio de Módulo Dinâmico

ME – Método de Ensaio

MR – Módulo de Resiliência

MTS – *Material Test Systems*

N – Número de ciclos de carregamento

NAPA – *National Asphalt Pavement Association*

NBR – Norma Brasileira Regulamentadora

N_f – Número de ciclos até a ruptura

NIOSH – *National Institute for Occupational Safety and Health*

NO_x – Óxidos Nitrosos

°C – Graus Celsius

P_{contato} – Carga de Contato

PCS – *Primary Control Sieve*

$P_{\text{máxima}}$ – Carga Máxima

PMF – Pré-misturado a Frio

RRT – Resistência Retida à Tração

RT – Resistência à Tração

S – Dano

SABITA – *Southern African Bitumen Association*

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

SO₂ – Dióxido de Carbono

SUPERPAVE – *Superior Performing Asphalt Pavements*

S-VECD – *Simplifield VECD*

TDI – *Traffic Densification Index*

TMN – Tamanho Máximo Nominal

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

VECD – *Viscoelastic Continuum Damage*

WMA – *Warm Mix Asphalt*

$|E^*|$ – Módulo Dinâmico

$\mu\epsilon$ – Microstrain

φ – Ângulo de Fase

ε_p – Deformação permanente

ε_R – Pseudo- deformação

$\varepsilon_{0,ta}^R$ – Pseudo-deformação na condição de tração

$\Delta\xi_p$ – Intervalo de tempo reduzido do pulso de carga

α – Taxa de evolução do dano

σ – Tensão

K_1 – fator de ajuste

E_R = Módulo de referência

$E(t)$ – Módulo de relaxação

$\varepsilon_{0,pp}$ – Amplitude de deformação

$|E^*|_{LVE}$ – Módulo dinâmico viscoelástico linear

1 INTRODUÇÃO

Os defeitos nos pavimentos acontecem pelas mudanças nas propriedades dos materiais que compõem a estrutura, sendo que o agravamento das condições de rolamento pode estar associado ao método construtivo, falta de manutenção, características dos materiais, elevadas solicitações do tráfego e, ou, clima. Entre diversas patologias associadas às misturas asfáltica, as mais recorrentes são o trincamento por fadiga e a deformação permanente. O trincamento por fadiga é proveniente dos efeitos cumulativos causados pela repetição de cargas e dos consequentes deslocamentos, que resultam em perda de flexibilidade e durabilidade do revestimento. Já a deformação permanente, quando não estrutural, provoca afundamentos localizados na camada asfáltica e elevações nos revestimentos, dificultando a drenagem da água superficial e aumentando o risco de aquaplanagem.

Para melhoria do desempenho do concreto asfáltico, a escolha do esqueleto pétreo e as alterações na composição do aglutinante para a produção da mistura, desempenham papel importante no comportamento e na resistência da composição. A procura por misturas asfálticas com melhores respostas aos problemas de deterioração trouxeram ao setor rodoviário diversos tipos de asfaltos modificados, um deles o com borracha triturada de pneus em fim de vida.

A aplicação da borracha no processo de fabricação das misturas asfálticas é estudada e desenvolvida há mais de cinquenta anos e tem sido utilizada nas últimas décadas principalmente nos estados norte-americanos do Texas, Arizona, Florida e Califórnia (CHAVEZ, MARCOBAL e GALLEGO, 2019; CAMARGO e BERNUCCI, 2019). O método de incorporação da borracha de pneus nas misturas pode ser realizado por meio de dois processos distintos conhecidos como: processo úmido (*Wet Process*) e processo seco (*Dry Process*). No processo úmido são adicionadas partículas finas de borracha ao cimento asfáltico, produzindo um novo tipo de ligante. No processo seco, as partículas de borracha substituem parte dos agregados pétreos na mistura.

No Brasil, as agências e concessionárias confiam na utilização de ligantes asfálticos com borracha para melhorar o desempenho do pavimento. No entanto, seu uso restringe-se ao processo úmido, com asfaltos-borracha produzidos pelo denominado método estocável, pois a falta de informações/especificações sobre o processo seco inibe um uso mais comum na construção e reabilitação de pavimentos no país (CAMARGO e BERNUCCI, 2019). De acordo com o Departamento de Transportes da Califórnia (Caltrans), as vantagens do asfalto borracha

comparadas aos aglutinantes convencionais são o aumento da viscosidade e a maior elasticidade a temperaturas mais altas. Além disso, as misturas de asfalto borracha resultam em pavimentos com maior durabilidade, maior resistência ao trincamento *top-down* (de cima para baixo) e trincamento por fadiga, menor suscetibilidade à temperatura, maior resistência ao envelhecimento e à oxidação, melhor resistência à deformação permanente e menor custos de manutenção devido à melhor durabilidade e desempenho do material (CALTRANS, 2006).

Além da preocupação com as patologias estruturais de um pavimento, nos últimos anos, a atenção com questões ambientais e energéticas também tornaram-se importantes para a sociedade em geral. Desenvolvimento sustentável, buscando redução de desperdício de recursos e danos ambientais, tornou-se um dos principais objetivos dos governos em todo o mundo. Na área da engenharia rodoviária as misturas asfálticas necessitam uma demanda elevada de recursos e energia, portanto o desenvolvimento de novas tecnologias e o uso de materiais alternativos podem ser considerados uma contribuição importante para reduzir o impacto ambiental negativo das misturas e, ao mesmo tempo, oferecer pavimentos com bom comportamento mecânico e desempenho.

Apesar de ser uma tecnologia pouco difundida no Brasil, as misturas mornas (em inglês: warm-mix asphalt – WMA) vem ganhando espaço pelos diversos fatores benéficos tanto na área de saúde, logística e meio ambiente, quanto na área de desempenho da mistura. Com origem na Europa na década de 90, a tecnologia WMA consiste na redução das temperaturas, entre 10 a 40°C, em que as misturas asfálticas são produzidas e compactadas. A metodologia morna visa diminuir significativamente a temperatura sem comprometer o desempenho do material, atualmente garantindo o revestimento completo do agregado sem a necessidade da redução da viscosidade.

No continente norte-americano, em 2012, foram registradas a fabricação de aproximadamente 85 milhões de toneladas de misturas mornas, representando 26% da produção total de mistura asfáltica do país, com uma tendência crescente (CORRIGAN, 2013 *apud* RIVOIRE JR., 2014). Já no ano de 2013 os Estados Unidos da América passou a apontar percentuais próximos a 30% e a Europa, mais especificamente na França, indicou uma utilização de misturas mornas perto de 7,5% em relação a sua produção absoluta de asfalto (NAPA, 2014 *apud* MENSCH, 2017). Alguns anos após, em 2018, a produção de misturas mornas no continente norte-americano representou 40,5% de mercado total de misturas asfálticas, chegando a uma produção de 157,7 milhões de toneladas no ano (NAPA, 2019).

No Brasil, a partir de 2006 se iniciaram os estudos com misturas asfálticas mornas (MOTTA, 2011). Desde então diversos pesquisadores (SOUZA FILHO, 2006; OTTO, 2009; CAVALCANTI, 2010; MOTTA, 2011; MELLO, 2012; RIVOIRE JR., 2014; MERIGHI, 2015; BARROS, 2017, MENSCH, 2017; MOCELIN, 2018; entre outros) de diferentes universidades vêm estudando o comportamento destas misturas produzidas sob diferentes tecnologias. Em 2018, buscando validar os resultados já encontrados na área, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) lançou, através da Publicação IPR 747 (2018), um manual com diretrizes básicas para execução de misturas asfálticas mornas com uso de aditivos surfactantes e, assim, finalmente dar orientações práticas sobre o emprego destas tecnologia em território nacional.

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

O meio técnico da indústria da pavimentação esforça-se constantemente para encontrar alternativas que aprimorem as propriedades mecânicas das misturas asfálticas. O uso de misturas com borracha demonstrou que essas misturas podem ser uma solução ecológica para o descarte dos pneus em fim de vida e que melhoram o comportamento dos pavimentos. No entanto, misturas asfálticas com incorporação de borracha apresentam uma grande desvantagem: elas exigem temperaturas mais altas de mistura e instalação devido à viscosidade elevada causada pela presença da borracha triturada, portanto, produzindo maiores quantidades de emissões de gases de efeito estufa do que as misturas betuminosas convencionais.

Diferentemente, a crescente preocupação com meio ambiente, que trouxe para a sociedade o desafio de diminuir as emissões de substâncias deletérias à atmosfera, conduziu o setor rodoviário ao desenvolvimento de tecnologias mornas capazes de reduzir os lançamentos de agentes poluidores. De um modo geral, a redução de temperatura na usinagem e compactação das misturas asfálticas pode trazer importantes benefícios relacionados ao meio ambiente e a qualidade da pavimentação como: redução do envelhecimento do ligante, diminuição da emissão de poluentes e consumo de energia, melhorias no ambiente de trabalho, transporte a longas distâncias e menor dificuldade de execução em temperaturas mais baixas.

Sabendo das principais patologias de um pavimento asfáltico, da necessidade de buscar e estudar tecnologias alternativas que melhorem o desempenho das misturas e da importância do cuidado com questões ambientais, que o presente trabalho decidiu estudar o comportamento de misturas asfálticas mornas produzidas com ligante modificado com borracha (pelo processo

úmido), promovendo a comparação do desempenho destas com suas respectivas misturas quentes através de ensaios que simulam a deformação permanente e a vida de fadiga do pavimento asfáltico.

1.2 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta dissertação é analisar, em laboratório, o desempenho quanto à vida de fadiga e deformação permanente de misturas mornas preparadas com ligante modificado por borracha e emprego de ativo surfactante, comparando-as com misturas asfálticas a quente.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para alcançar o objetivo geral o trabalho foi conduzido nas dependências do Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), sendo os objetivos específicos almejados:

- a) verificar o comportamento mecânico das misturas com diferentes granulometrias e mesmo ligante asfáltico, para as propriedades de Resistência a Tração (RT) e Módulo de Resiliência (MR);
- b) analisar o comportamento viscoelástico linear das misturas estudadas por meio do ensaio de Módulo Dinâmico (MD);
- c) avaliar o comportamento quanto à deformação permanente, através do ensaio Uniaxial de Carga Repetida (*Flow Number*), das misturas dosadas por meio do método *Superpave*, com ligante modificado por borracha (AB-8), fabricadas em temperatura quente e morna;
- d) avaliar o comportamento das misturas estudadas quanto ao dano por fadiga, pelo ensaio de Tração Direta (FTD), conferindo os dados das diferentes granulometrias e temperaturas de mistura.

1.4 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi organizada em cinco capítulos. O primeiro apresenta a introdução sobre o tema da pesquisa, sua importância, os objetivos que se propôs atingir e a organização da estrutura da pesquisa.

O segundo capítulo aborda a revisão bibliográfica, a qual expõe o referencial teórico dos principais tópicos a respeito das misturas asfálticas mornas, incluindo definição, benefícios e

importância. Este também explica os dois principais fenômenos de degradação dos pavimentos asfálticos, trazendo suas definições, características e fatores causadores.

No terceiro capítulo estão descritos os materiais e a metodologia utilizada na pesquisa, apresentado os ensaios e os procedimentos que foram adotados para que os objetivos do primeiro capítulo fossem obtidos.

O capítulo quatro apresenta a análise e os resultados dos ensaios laboratoriais especificados no terceiro capítulo. Neste se encontram os dados da composição granulométrica, dosagem, dano por umidade induzida, resistência à tração e módulo de resiliência. O quarto capítulo também traz as respostas dos ensaios de módulo dinâmico, ensaio uniaxial de carga repetida e tração direta.

Por fim, no capítulo cinco, são apresentadas conclusões obtidas durante a pesquisa, juntamente com as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados dados bibliográficos com as principais informações para o desenvolvimento da pesquisa. Sendo assim, esta revisão discorre sobre as misturas asfálticas mornas, expondo suas características, benefícios e tecnologia de produção. Além das informações essenciais para o entendimento das misturas mornas, o capítulo explica a teoria por trás das duas principais patologias que atingem as misturas asfálticas, objeto desta pesquisa.

2.1 PRINCIPAIS FENÔMENOS DE DEGRADAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

As tensões e deformações apresentadas pelos concretos asfálticos são decorrência do comportamento mecânico complexo que o material possui, quando submetido à determinada temperatura e tensão (MOCELIN, 2018). Durante seu período de vida, o pavimento deve receber e transmitir os esforços sem apresentar deteriorações acima de um limite preestabelecido. No entanto, os materiais que constituem os concretos asfálticos passam por modificações de suas propriedades ao longo do tempo, assim fazendo que cada ação do tráfego, somada as condições climáticas, de origem a um novo estado de tensões e deformações diferente da ação anterior, contribuindo para o início e evolução das degradações dos pavimentos (FONTES, 2009).

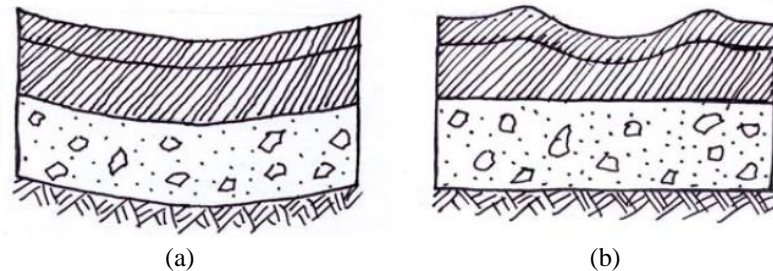
As duas principais patologias encontradas nos pavimentos asfálticos estão associadas aos fenômenos de fadiga e deformação permanente (FONTES, 2009). À vista disso, a seguir tais fenômenos estão descritos.

2.1.1 Deformação permanente

A deformação permanente consiste em um defeito caracterizado pelo afundamento da superfície do pavimento, acompanhado ou não de solevamento (DNIT 005/2003-TER). A depressão é resultado do acúmulo de pequenas deformações irreversíveis, como produto de cargas repetidas aplicadas sobre o pavimento (BROWN; KANDHAL; ZHANG, 2001).

Ainda segundo Brown, Kandhal e Zhang (2001), a deformação permanente pode decorrer de problemas no subleito, na camada de base ou apenas na superfície asfáltica. De maneira combinada ou não, todos resultam em sulcos longitudinais no pavimento. Assim, como mostra Figura 1, quando todas as camadas sofrem afundamento denomina-se deformação estrutural,

quando apenas a camada asfáltica apresenta alterações chama-se deformação não estrutural (PARTL et al., 2013).



(a) (b)
 Figura 1 - Deformação permanente estrutural (a) e não estrutural (b)
 Fonte: GARDETE, 2006.

O aparecimento de afundamentos apenas na camada asfáltica – deformação não estrutural – pode ser explicado pelo mecanismo de densificação e de deslocamento por cisalhamento (ELNASRI, 2014). A densificação corresponde a uma diminuição do volume de vazios por conta do adensamento da camada, que ocorre em sua maior parte no primeiro ano após a construção (GARDINER, et al., 1997; PARTL et al., 2013). Já o deslocamento por cisalhamento ocorre em consequência dos efeitos das cargas do tráfego, que provoca o fluxo do material asfáltico a volume constante e em processo contínuo ao longo de toda a vida do pavimento (GARDETE, 2006; KHANZADA, 2000).

A deformação permanente ocasiona sulcos longitudinais com elevações laterais (Figura 2), na zona de passagem dos pneus dos veículos, que vão além de uma questão estética. Segundo Gardete (2006) a anomalia tem consequência tanto na comodidade quanto na segurança dos usuários, uma vez que as áreas afundadas dificultam a dirigibilidade e, em dias chuvosos, o escoamento da água, podendo provocar a aquaplanagem – perda de contato do pneu com o pavimento.

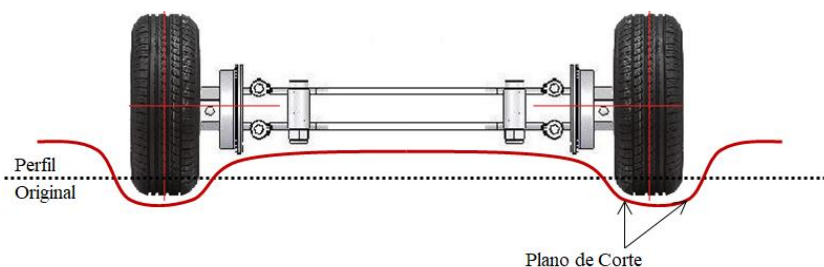


Figura 2 - Representação da deformação permanente não estrutural
 Fonte: Adaptado de SANTUCCI, 2001.

2.1.1.1 Fatores que afetam a deformação permanente

O comportamento das misturas asfálticas, em relação à deformação permanente, pode estar vinculado a importantes fatores, tais como: graduação e propriedades dos agregados, teor e propriedades do ligante, grau de compactação (volume de vazios), método de compactação, temperatura e ações do tráfego (magnitude e frequência das cargas) (KHANZADA, 2000). Portanto, para melhorar a composição de uma mistura asfáltica quanto à deformação é necessário entender o efeito de cada agente causador e a atuação destes, que podem agir em conjunto ou isoladamente (ELNARSI, 2014; MOURA 2010).

a. Agregados

De acordo com Medina e Motta (2015), ainda que o ligante possua uma importante parcela de influência nas deformações, o principal problema deste tipo de defeito encontra-se na estrutura pétreo da massa. Por ocuparem o maior volume de uma mistura asfáltica, os agregados, com suas propriedades físicas (tipo, forma, tamanho e textura), têm forte impacto no desempenho do produto final (ELNASRI, 2014).

A resistência dos agregados em deslizar um sobre os outros e a capacidade de se combinar com o ligante – fricção interna dos agregados e coesão entre os agregados e o ligante – são as principais características do material pétreo para resistir à deformação (ELNASRI, 2014). Portanto, busca-se evitar que a tensão cisalhante, das cargas repetidas aplicadas sobre o pavimento, supere a resistência que a mistura asfáltica possui ao cisalhamento, causando o solevamento do material (SANTUCCI, 2001) como ilustra a Figura 3.

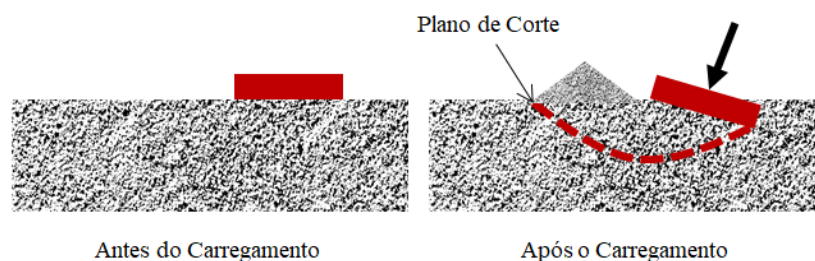


Figura 3 - Comportamento dos agregados sob tensão cisalhante
Fonte: Adaptado de SANTUCCI, 2001.

De acordo com Gardete (2006) para obter uma mistura coesa, com forte imbricamento das partes, e com maior resistência ao corte, é necessário compor uma curva granulométrica contínua. Isso pois, misturas densas tem menor número de vazios e maiores pontos de contato

entre as partículas do que as misturas abertas (MAHMOUD;BAHIA, 2004), desde que compactadas adequadamente. No entanto, Santucci (2001) alerta que as misturas densas não são as únicas a apresentar um bom desempenho à deformação, junto a estas existe a graduação descontínua conhecida como SMA (*Stone Matrix Asphalt*), a qual é largamente utilizada na Europa e proporciona um esqueleto pétreo muito resistente aos afundamentos.

Santucci (2001) explica que nas misturas SMA a transferência do carregamento fica a cargo dos agregados graúdos enquanto as partículas finas apenas preenchem os vazios, já nas misturas densas o transporte da carga ocorre por toda a estrutura, uma vez que os agregados miúdos não só preenchem os espaços vazios como bloqueiam as porções maiores. A fim de ilustrar estas duas composições a Figura 4 traz a típica diferença da graduação entre os materiais.

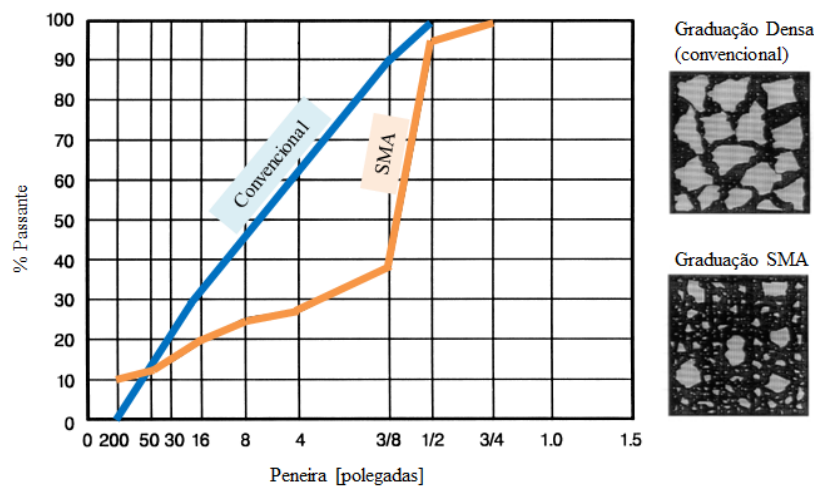


Figura 4 - Comparação entre mistura densa e SMA
Fonte: Adaptado de SANTUCCI, 2001.

b. Ligante

Apesar de afetar a mistura asfáltica em uma escala menor que os agregados, o ligante também apresenta importante influência na resistência a deformação permanente (ELNASRI, 2014). Principalmente quando analisado o teor, a viscosidade e a presença de aditivos modificadores (MAHMOUD; BAHIA, 2004).

Quando o ligante é adicionado a uma mistura asfáltica, além da situação ideal, outras duas condições podem ocorrer por conta da escassez ou da abundância de aglutinante na estruturação da composição. Assim, como mostra a Figura 5, se a quantidade de ligante asfáltico for insuficiente para manter a mistura estável, o material será reduzido a pedras soltas quando sujeito a cargas. Já no caso de quantidade excessiva, os agregados fluirão no aglutinante

gerando afundamentos permanentes por grandes deformações plásticas. (ERKENS, 2002; GARDETE, 2006; ELNASRI, 2014).

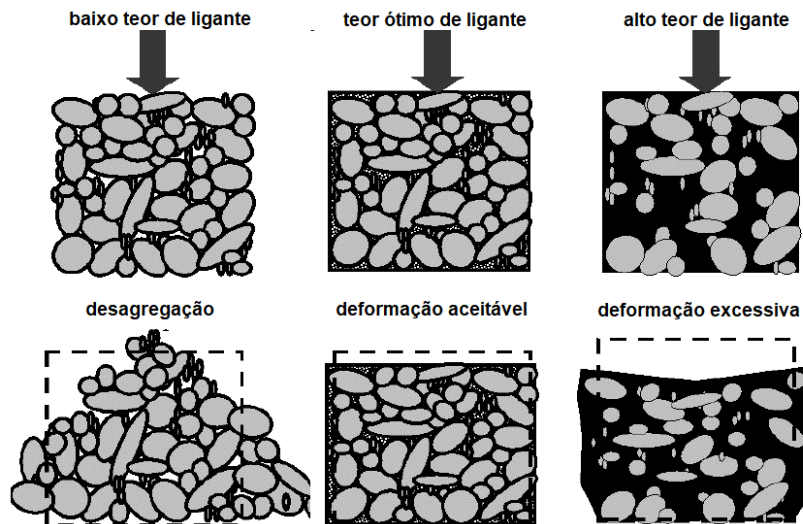


Figura 5 - Efeitos do percentual de ligante em uma mistura asfáltica
 Fonte: adaptado de ERKENS, 2002

Além do teor, a viscosidade do ligante também possui importante influência no desempenho das misturas asfálticas no que refere-se à deformação permanente. Para uma mesma temperatura, misturas que utilizam ligante menos viscoso, possuem menor resistência à afundamentos se comparadas com misturas produzidas com ligante mais consistente (ELNASRI, 2014). Desta forma Gardete (2006) explica que ligantes menos fluídos, quando solicitados, sofrem deformações mais baixas, possuindo uma menor componente de alteração viscosa nas deformações irreversíveis.

A contribuição da viscosidade também pode estar associada ao tempo de vida do pavimento. Baseado nisso Santucci (2001) afirma que a deformação tem menor probabilidade de ocorrer passados os primeiros 5 anos da construção da estrutura, em virtude do envelhecimento do ligante. O processo de envelhecimento define-se pelo aumento da rigidez do aglutinante e, conseqüentemente, da mistura asfáltica, sendo considerado como um efeito benéfico para a resistência à deformação (MORILHA JR, 2004).

c. Temperatura

Conforme Baptista (2006), as misturas asfálticas fazem parte do grupo de materiais de pavimentação que possuem o seu desempenho fortemente ligado ao calor, apresentando

comportamento elástico a baixas temperaturas, comportamento viscoso a altas temperaturas e comportamento viscoelástico a temperaturas medianas.

A influência da condição térmica na atuação das misturas asfálticas pode ser visualizada na Figura 6, retirada do estudo de Sargand e Kim (2001), onde os autores testaram diferentes misturas asfálticas através de ensaios triaxiais de carga repetida, variando a temperatura, a fim de verificar a interferência deste parâmetro na deformação permanente.

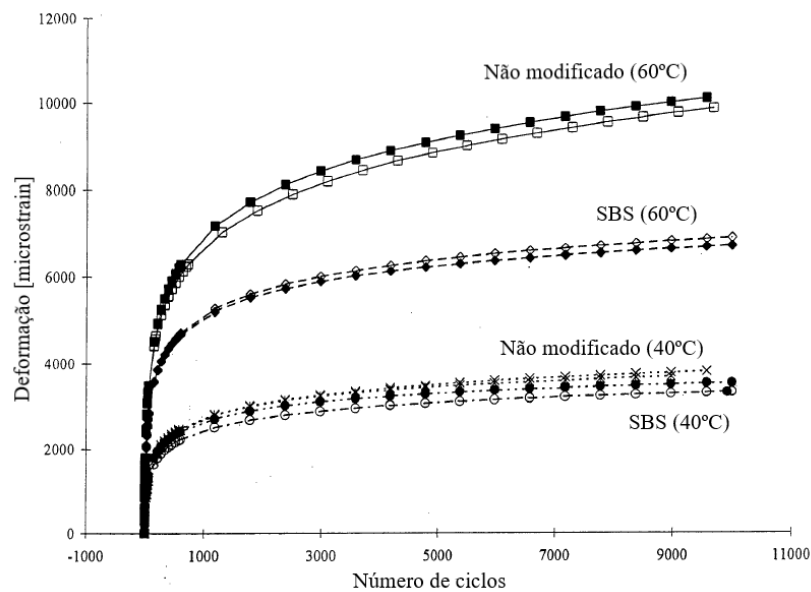


Figura 6 - Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas
Fonte: adaptado de SARGAND E KIM, 2001.

Os resultados encontrados por Sangard e Kim (2001) demonstraram que as misturas submetidas a temperaturas mais elevadas apresentam maiores níveis de deformação, sendo que, aquelas com incorporação de aditivos modificadores – que aumentam a uma determinada temperatura a viscosidade do ligante – são menos suscetíveis aos afundamentos. Tal fato também pode ser confirmado com base na explicação de Gardete (2006), o qual reconhece que ligantes menos fluidos apresentam uma menor componente de deformação viscosa responsável pelas depressões, como é o caso dos aditivos modificados, que melhoram o comportamento da mistura a partir do momento que aumentam a viscosidade do ligante e a rigidez da mistura em determinada temperatura.

d. Tráfego

Apesar de Bell (1978) apontar o grau e o tempo de carregamento como fatores secundários à deformação permanente, Baptista (2006) lembra o quanto as ações variáveis do tráfego afetam

o desempenho das misturas asfálticas, principalmente por conta da frequência de aplicação das cargas e da velocidade do trânsito de veículos pesados. Em resumo, espera-se que as deformações permanentes ocorram sob temperaturas mais elevadas e em pavimentos sujeitos a um maior volume de tráfego e a uma baixa velocidade de rodagem (QIAO et al., 2013).

2.1.2 Fadiga

Por muito tempo o trincamento por fadiga em pavimentos asfálticos foi associado às deformações irreversíveis das camadas subjacentes ou do subleito (SANTOS, 2005). Isso porque, em 1955, ao conduzir o primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos, Francis Hveem entendeu que as rachaduras nos revestimentos asfálticos ocorriam em razão da deformação resiliente das camadas inferiores, principalmente do solo (MEDINA e MOTTA, 2015).

Avesso a Hveem, Santos (2005) explica que o fenômeno não precisa estar associado necessariamente as deformações resilientes, mas sim as repetidas deflexões reversíveis a que são submetidos os pavimentos. À vista disso, o trincamento por fadiga classifica-se como um defeito ligado ao carregamento, com valores máximos inferiores à resistência à ruptura estática do material (ROBERTS et al., 1996).

Definidas como trincas interligadas, os danos por fadiga são frequentemente conhecidos como “couro de jacaré” (Figura 7) visto que o craquelamento formado pelo defeito assemelha-se a geometria das costas do animal (DNIT-TER 005/2003; ROBERTS et al., 1996). Tal forma é resultado de ações mecânicas cíclicas e/ou térmicas que momentaneamente não parecem problemáticas, se comparadas à resistência sob cargas monotônicas, isto é, carregamento continuamente crescente (BERNUCCI et al., 2010).



Figura 7 - Trincamento por fadiga do pavimento asfáltico
Fonte: DNIT 005/2003-TER.

O aspecto craquelado comumente tem origem na face inferior da camada de revestimento (Figura 8), onde se encontram as tensões máximas de tração (MOCELIN, 2018). De maneira simplificada este processo pode ser explicado pelas solicitações de curta duração da passagem dos veículos, responsáveis pelos esforços de flexão intermitente, onde, a cada passagem estes esforços provocam tensões de tração nas fibras inferiores, que ao longo do tempo dão origem às fissuras que se propagam da base da camada à superfície (SANTOS, 2005; MEDINA e MOTTA, 2015).

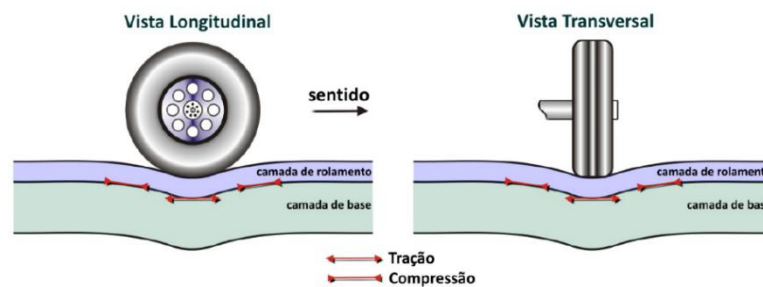


Figura 8 - Tensões em um pavimento asfáltico submetido à carga de roda
Fonte: OTTO, 2009.

O processo de fadiga nos materiais asfálticos pode ser explicado por meio de estágios, como pode ser observado na Figura 9. A região I, também denominada iniciação, caracteriza a zona de danos irreversíveis, em outras palavras, engloba o surgimento de microfissuras difusas que comprometem a rigidez do material; já a região II (em inglês *quasi-stationary phase*) compreende o processo pelo qual as microfissuras se ligam formando o trincamento característico da fadiga – microfissuras; por fim, a região III, conhecida como propagação, representa o último estágio do trincamento por fadiga, onde há o colapso total da estrutura devido ao crescimento das microfissuras (DI BENEDETTO et al., 2004; BERNUCCI et al., 2010).

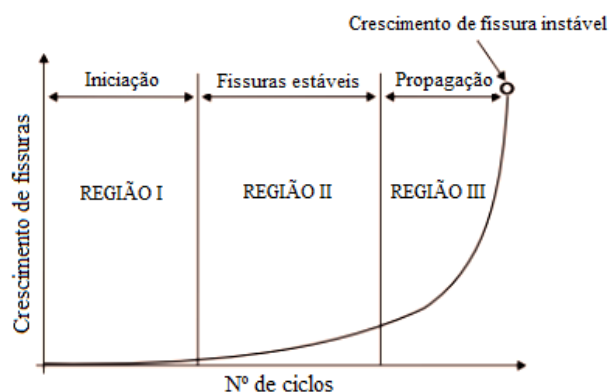


Figura 9 - Estágios do processo de fadiga
Fonte: adaptado de BERNUCCI et al., 2010.

Segundo Santos (2005), o trincamento inicia uma fase de deterioração estrutural que modifica o estado de tensões e de deformações do sistema por camadas, assim comprometendo o seu desempenho. Os fatores que influenciam o comportamento dos pavimentos asfálticos à fadiga estão relacionados com as condições de carregamento e ambientais, o método construtivo e as características dos materiais, por este motivo recebem um papel de destaque em estudos de comportamento de revestimentos asfálticos.

2.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas decorrem essencialmente da união de agregados pétreos e material ligante. No entanto, podem contar, também, com substâncias modificadoras ou melhoradoras de suas propriedades, adicionadas diretamente ao cimento asfáltico (aglutinante) ou no momento da mistura dos componentes principais.

Em razão das variáveis possíveis existem diferentes tipos de misturas asfálticas, as quais podem ser classificadas quanto à temperatura de produção da massa, à granulometria e ao tipo de ligante. Quando especificadas pela temperatura as misturas podem ser denominadas quentes, mornas, semi-mornas ou frias (MOTTA, 2011), conforme a variação apresentada na Figura 10.

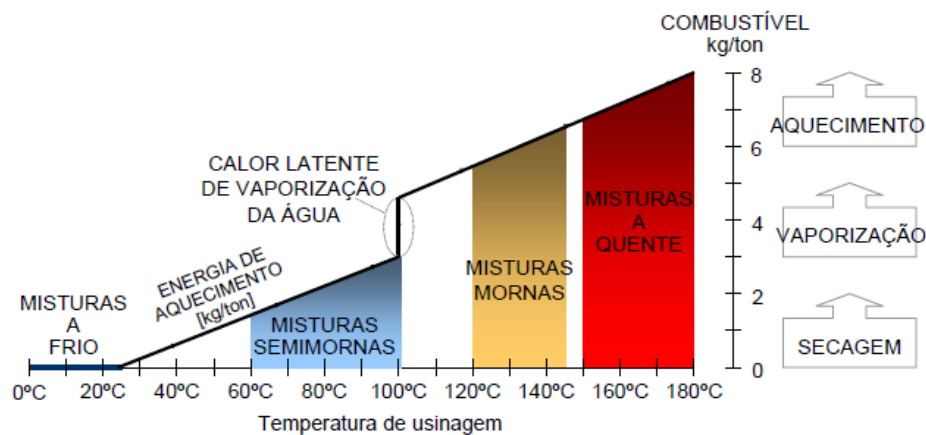


Figura 10- Classificação das misturas asfálticas quanto à temperatura de usinagem

Fonte: MOTTA, 2011.

As misturas a quente são aquelas usinadas em níveis elevados de temperatura. Apesar de existir uma diferença no aquecimento dos agregados e do ligante – uma vez que os agregados são aquecidos 10 a 15°C acima da temperatura do ligante – em geral a faixa de usinagem das misturas a quente é na ordem de 150 a 180°C (BERNUCCI et al., 2010).

Igualmente, as misturas mornas e semi-mornas passam por processo de aquecimento dos seus componentes, no entanto neste caso os agregados são aquecidos parcialmente (MOCELIN, 2018). Dentro das misturas mornas a faixa de temperatura de produção apresenta grande variação, misturas preparadas 20 a 30°C abaixo das misturas a quente e acima de 100°C, são denominadas mornas. Já aquelas com temperatura inferior a 100°C, mas com a necessidade de aquecimento dos materiais são chamadas de semi-mornas (D'ANGELO et. al., 2008).

As misturas a frio, também conhecidas como pré-misturadas a frio (PMF) são aquelas constituídas por agregados e materiais asfálticos pouco viscosos (emulsões) à temperatura ambiente, ou seja, neste processo não há a necessidade de aquecimento nem dos agregados, nem do ligante (BALBO, 2007).

A combinação do betume e do agregado tem por objetivo gerar uma mistura durável ao longo do período de vida útil do pavimento. Desta forma não só pela temperatura que se classificam as misturas, mas também pelo tipo de ligante e pela graduação dos agregados, uma vez que a resistência das misturas asfálticas deve-se a coesão fornecida pelo betume e a fricção interna fornecida pelos agregados.

De acordo com o tipo de granulometria as misturas asfálticas mais usuais podem ser subdivididas em graduação aberta, graduação descontínua ou graduação densa (Figura 11). O padrão granulométrico a ser adotado costuma variar em função da aplicação a que se destina (BERNUCCI et al., 2010).

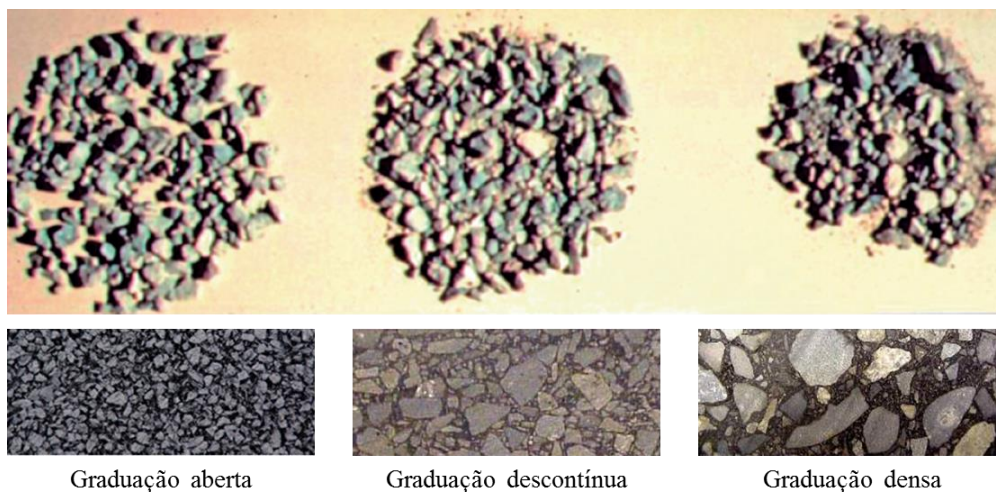


Figura 11 - Diferentes composições granulométricas das misturas asfálticas

Fonte: Adaptado de BERNUCCI, 2010; HAPI, 2012

As misturas de graduação aberta se caracterizam por apresentar uma granulometria uniforme, com uma distribuição contínua de agregados graúdos, poucos finos e elevado volume de vazios – configuração que proporciona um aspecto drenante a estas misturas. Já as de graduação descontínua são identificadas pelo patamar apresentado na curva granulométrica correspondente às frações intermediárias, que ocorre por conta da maior proporção de agregados graúdos em relação aos agregados de dimensão mediana. Por fim, as misturas de graduação densa, também conhecidas por bem-graduadas, apresentam uma distribuição contínua dos grãos que proporciona um esqueleto mineral com poucos vazios. Um exemplo clássico de mistura densa, habitualmente utilizada no Brasil, é o concreto asfáltico (CA). (BERNUCCI et al., 2010).

Assim como a composição granulométrica, o ligante também apresenta formações variadas para aplicação no concreto asfáltico conforme o agente modificador utilizado na mistura. Segundo Mocelin (2018), os diferentes tipos tem papel importante no comportamento da massa. Quando um aditivo é adicionado ao ligante o mesmo passa a ser denominado asfalto modificado, sendo este usualmente produzido para melhorar as propriedades e o desempenho do material (CERATTI, BERNUCCI e SOARES, 2015).

Os asfaltos modificados por polímero (AMP) e por borracha de pneu (AMB) são exemplos de ligantes asfálticos existentes no mercado brasileiro (BERNUCCI et al., 2010). Ambos têm seu uso cada vez mais frequente, visto que o ligante convencional – sem nenhum tipo de modificador – não consegue oferecer o desempenho esperado, principalmente, nas condições mais adversas como: rampas fortes, curvas fechadas, presença de tráfego canalizado de veículos pesados, temperaturas médias do ar elevadas, entre outras (MOCELIN, 2018; CERATTI, BERNUCCI e SOARES, 2015).

2.3 PRINCIPAIS BENEFÍCIOS DAS MISTURAS MORNAS

Todas as literaturas que tratam de misturas mornas indicam diversos benefícios que a redução das temperaturas de usinagem e compactação pode trazer tanto nas questões relacionadas ao meio ambiente e a exposição ocupacional, quanto nas relativas à qualidade do pavimento.

Desta forma, na sequência estão apresentadas as principais qualidades encontradas nas bibliografias que a utilização da tecnologia morna pode proporcionar.

2.3.1 Redução da emissão de poluentes atmosféricos

A produção de misturas mornas é capaz de reduzir a emissão de substâncias nocivas à atmosfera, incluindo os gases responsáveis pelo efeito estufa. Apesar de depender de fatores como o grau de redução da temperatura, teor de umidade do agregado, projeto e utilização de material fresado, de maneira geral, pode se atribuir ao combustível a responsabilidade da redução de emissões de poluentes. Em temperatura mais baixa há diminuição do lançamento de gases, uma vez que, o processo de secagem e aquecimento dos agregados não necessita de tanta energia. (PROWELL e HURLEY, 2012).

Como prova, na Europa estudos indicam que a utilização de misturas mornas provocou uma redução de 30 a 40% na emissão de gás carbônico (CO₂) e dióxido de enxofre (SO₂), 50% nos compostos orgânicos voláteis (COVs), 10 a 30% nos monóxidos de carbono (CO), 60 a 70% nos óxidos nitrosos (NO_x) e 20 a 25% na poeira (D'ANGELO *et. al.*, 2008).

2.3.2 Melhoria do ambiente de trabalho

Além das questões ambientais, outro fator que deve ser considerado, é quanto à saúde dos trabalhadores que ficam diretamente expostos as emissões gasosas. Pesquisas realizadas pelo National Institute for Occupational Safety and Health (NIOSH) não conseguiram atribuir aos vapores emanados pelo manuseio da mistura asfáltica a quente o potencial cancerígeno, entretanto, comprovaram que o contato prolongado com fumos de asfalto ocasiona outras patologias a saúde humana, como irritações em diversas partes do corpo (NIOSH, 2000).

Considerando a exposição ocupacional, a utilização de misturas mornas pode ser um fator importante, posto que, a temperatura influencia de modo direto a quantidade de vapor expelido pela massa asfáltica e inalado pelos envolvidos nas atividades (MOTTA, 2011). Deste modo, a tecnologia morna possibilita melhores condições tanto para os trabalhadores da área quanto tanto para o público no entorno do local de aplicação, pois há redução do odor e do volume de fumaça (ZAUMANIS, 2010).

2.3.3 Diminuição do consumo energético

As inovações tecnológicas fazem parte das necessidades do setor rodoviário não só pelo dever de otimizar os recursos naturais, mas também pela oscilação dos preços do petróleo – matéria prima do cimento asfáltico (HASSAN, 2015).

A mistura asfáltica morna apresenta-se como uma solução para a redução do consumo de combustível fóssil, em virtude da menor temperatura de aquecimento da massa (MERIGHI, 2015). Em um estudo realizado por Cervarich (2007), cálculos teóricos indicaram que a redução de 28°C na mistura poderia resultar em uma economia de combustível de 11%.

2.3.4 Menor envelhecimento do ligante

O ligante asfáltico é obtido através do resíduo da produção do refino do petróleo cru, sendo que sua composição básica é composta por hidrocarbonetos – moléculas que contêm carbono e hidrogênio – com variações de acordo com o tipo de petróleo disponível no refino (MORILHA JR, 2004). Independente da composição do petróleo, o cimento asfáltico de petróleo (CAP) quando estocado, manuseado ou aplicado sofre com o fenômeno de envelhecimento, no qual as características químicas e reológicas se alteram provocando o aumento da rigidez do material (TONIAL, 2001).

Em temperaturas muito elevadas a usinagem resulta no envelhecimento acelerado do ligante, podendo ocorrer até mesmo à queima do material (MELLO, 2012). Não só a temperatura, mas também o grau de exposição do ligante ao oxigênio do ar são fatores influentes no desgaste, portanto mesmo que a usinagem seja um processo rápido, quanto maior a temperatura maior o grau de oxidação (TONIAL, 2001).

A utilização de misturas asfálticas mornas tende a reduzir a permeabilidade e o endurecimento do ligante em decorrência do envelhecimento, melhorando o desempenho em termos de resistência à fissuração e suscetibilidade à umidade (D'ANGELO *et. al.*, 2008). De acordo com a Southern African Bitumen Association (SABITA) é especulado que a produção da mistura asfáltica em temperaturas moderadas pode aumentar o período entre as intervenções de manutenção, resultando na economia dos custos do ciclo de vida e na redução da utilização de recursos não renováveis (SABITA, 2011).

2.3.5 Uso de material fresado

O aumento do potencial de utilização de material fresado em misturas mornas pode ser visto como um benefício econômico e ambiental, uma vez que a reciclagem do pavimento minimiza o volume de resíduos com necessidade de descarte e diminui a quantidade de agregados virgens e ligante necessários para composição de uma camada asfáltica nova (SABITA, 2011).

Segundo Prowell e Hurley (2012) a tecnologia morna possui a habilidade de incorporar altas porcentagens de material fresado em sua massa, beneficiando a compactação e ajudando a rejuvenescer o ligante asfáltico do material reciclado, minimizando os problemas de craquelamento, principalmente em climas mais frios. Como exemplo, a Noruega usualmente utiliza 7 a 8% de material fresado em suas obras de pavimentação (D'ANGELO et al., 2008). Já os Estados Unidos incorporou o uso de reciclado como procedimento padrão do país (PROWELL E HURLEY, 2012).

2.3.6 Aplicação a temperaturas mais baixas

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) – um dos órgãos regulamentadores das rodovias brasileiras – permite a fabricação, o transporte e a aplicação da mistura asfáltica a quente apenas quando a temperatura ambiente é superior a 10°C (DNIT 031/2006-ES). Tal recomendação ocorre devido às dificuldades na compactação em climas muito frios por perdas expressivas na temperatura (MOTTA, 2011).

Em 2006, uma pesquisa realizada pela indústria de pavimentação da Islândia (país localizado ao sul do Círculo Polar Ártico) indicou que o emprego de misturas mornas poderia solucionar os problemas na pavimentação da região, por decorrência da redução da viscosidade (KRISTJÁNSDÓTTIR, 2007). Um estudo realizado na Alemanha, com diferentes tecnologias de mistura morna e a uma temperatura ambiente de -3 a 4°C, apontou que com a mistura morna obtém-se melhor densidade se comparada com a mistura a quente, isso com os mesmos ou menos número de passadas do rolo compactador (D'ANGELO et al., 2008).

2.3.7 Aumento da distância de transporte

Mello (2012) lembra que um dos fatores do resfriamento da mistura asfáltica está associado à distância percorrida entre a usina de asfalto e o local a ser pavimentado. Neste sentido, a mistura morna não só permite pavimentar em climas frios, como também ter mais frente de serviço ou aumentar a distância de transporte, sem comprometer a compactação do material (MERIGHI, 2015).

No caso das misturas a quente distâncias muito longas podem impedir a execução do serviço. Além do transporte, deve ser considerado o tempo de compactação, pois quando a temperatura da mistura e o limite de compactação estão relativamente próximos há possibilidade de problemas na construção da pista (CROTEAU, 2008). No momento que a temperatura da massa

está mais próxima da temperatura atmosférica há menor taxa de resfriamento (menor gradiente térmico), por esta razão que se indica o uso de misturas mornas para grandes distâncias (NEWCOMB, 2006).

2.4 TECNOLOGIAS PARA PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS

A produção de misturas asfálticas mornas é possível a partir de uma série de tecnologias destinadas a diminuir a temperatura de usinagem e compactação, sem comprometer a viscosidade do ligante e nem a cobertura completa dos agregados (MELLO, 2012). Atualmente a fabricação das misturas pode ocorrer por espumejo, adição de ativos orgânicos ou adição aditivos surfactantes – diretamente no ligante ou ao longo do processo de mistura (MOTTA, 2011).

2.4.1 Processos utilizando espuma de asfalto

A tecnologia com espuma resulta da combinação de água, em temperatura ambiente, com ligante asfáltico quente, o qual ao incorporar a água em sua estrutura, produz o asfalto expandido (MELLO, 2012; RIVOIRE JR, 2014).

Apesar de ser uma técnica utilizada na atualidade, a produção de asfalto espuma não consiste em um processo recente. Desde 1956, quando o professor Ladis Csanyi, da Universidade de Iowa, percebeu o potencial do uso da espuma como um ligante de solo, a tecnologia passou a ser estudada e explorada em diversos países (CHOWDHURY E BUTTON, 2008). Para chegar à formulação atual o método sofreu alterações ao longo dos anos. Apenas na década de 90 que se passou a desenvolver a tecnologia do espumejo com ligante como redutor de temperatura, ou seja, como mistura morna (MOTTA, 2011).

O asfalto espuma pode ser produzindo por injeção direta da água no ligante quente ou através de materiais hidrofílicos, sendo que, em ambos os casos o vapor da água é encapsulado pelo ligante, aumentando temporariamente o volume de asfalto e diminuindo a viscosidade. (ZAUMANIS, 2010; MOTTA, 2011). A quantidade de água deve ser regulada para que não haja problemas de adesão entre o cimento asfáltico e o agregado (RIVOIRE JR, 2014). No caso das misturas mornas é recomendada a utilização de aditivos melhoradores de adesividade, normalmente em uma taxa de 0,5% do peso do ligante, a fim de minimizar a suscetibilidade da massa à umidade (ZAUMANIS, 2010).

2.4.2 Aditivos Orgânicos

Outra opção de se obter misturas mornas é através de processos que utilizam aditivos orgânicos capazes de reduzir a viscosidade da massa asfáltica. Estes materiais surgiram por meio de estudos laboratoriais e experiências em campo, nas quais os aditivos, em forma de ceras, modificaram as propriedades do ligante e permitiram a mistura e compactação em temperaturas mornas (CROTEAU, 2008).

Segundo D'Angelo et al. (2008), nos casos de aditivos orgânicos o tipo e o percentual de aditivo empregados na mistura são dois fatores importantes que devem ser avaliados para o perfeito funcionamento do pavimento. Os autores explicam a necessidade de considerar a temperatura da vida de serviço do pavimento, isso porque a produção de asfalto morno com aditivo orgânico depende diretamente do ponto de amolecimento do material, isto é, se a temperatura de utilização for acima do ponto de fusão do aditivo pode haver redução excessiva da viscosidade da mistura e desenvolvimento de deformações permanentes na camada de rolamento.

2.4.3 Aditivos surfactantes

Os processos de misturas mornas contendo o uso de aditivos surfactantes estão relacionados com os mecanismos capazes de auxiliar o ligante no revestimento do agregado quando a mistura é fabricada a temperaturas mais baixas (CROTEAU, 2008). Os agentes surfactantes, também conhecidos como compostos tensoativos, são capazes de diminuir a tensão superficial na interface ligante/agregado e conseqüentemente aumentar a capacidade de espalhamento e recobrimento dos agregados pelo ligante (MELLO, 2012; MOTTA, 2011).

Para entender o funcionamento desta tecnologia, primeiramente é preciso analisar as características do ligante asfáltico. Em temperatura ambiente o CAP se apresenta na forma semissólida, por outro lado em temperaturas elevadas passa à fase líquida. Assim explica-se a necessidade do emprego das misturas quentes para garantir a homogeneização do concreto asfáltico, quando não se conhecia nenhum artifício redutor de temperatura. Portanto, com a usinagem e compactação em condições mais amenas – misturas mornas – a responsabilidade de garantir o envolvimento do ligante no agregado, sem que o CAP solidifique é do agente surfactante (MELLO, 2012). Nesta tecnologia o aditivo não altera as propriedades medidas nos ensaios de viscosidade, penetração e ponto de amolecimento, portanto não modificam a consistência do asfalto (MOTTA, 2011).

2.4.3.1 Evotherm

Uma das tecnologias com base em aditivos surfactantes para misturas mornas é conhecida pelo nome de Evotherm. Desenvolvido nos Estados Unidos pela empresa MeadWestvaco, o Evotherm corresponde a um pacote químico que promove a adesão, o cobrimento, a compactação e a trabalhabilidade de misturas asfálticas em temperaturas reduzidas (D'ANGELO et al., 2008). Para cumprir tais propriedades o aditivo lubrifica as partículas do ligante e forma micelas, responsáveis pela formação de planos de deslizamento, permitindo maior mobilidade ao ligante e exigindo menor energia mecânica na compactação da mistura (MELLO, 2012).

Desde seu surgimento o Evotherm passou por evoluções, apresentando, ao total, três tipos diferentes de aditivos químicos: Evotherm Emulsion Technology (ET), Evotherm Dispersed Asphalt Technology (DAT) e Evotherm 3G.

a. Evotherm Emulsion Technology (ET)

No primeiro processo desenvolvido, apresentado em 2004 e conhecido como Evotherm Emulsion Technology, o pacote químico é adicionado a uma emulsão com cerca de 70% de resíduo de asfalto para posteriormente ser estocado a uma temperatura de 80°C (MOTTA, 2011). Já no processo de usinagem, de acordo Prowell e Hurley (2012), a emulsão é misturada com os agregados quentes para produzir uma massa com temperatura entre 85 e 115°C, a qual libera certa quantidade de vapor e garante a perfeita cobertura do material pétreo, não apresentando diferenças visuais entre a mistura morna e quente.

b. Evotherm Dispersed Asphalt Technology (DAT)

A segunda geração lançada em 2007, denominada Evotherm Dispersed Asphalt Technology (DAT), utiliza o mesmo pacote químico do Evotherm ET, entretanto no novo processo o aditivo é diluído em um pequeno volume de água e misturado a um ligante, não mais em uma emulsão (PROWELL E HURLEY, 2012).

c. Evotherm 3G

Diferente das gerações anteriores, a terceira geração do Evotherm, denominada Evotherm 3G, não necessita de água ou vapor de água para seu funcionamento (PROWELL E HURLEY,

2012). Seu desempenho não se dá pela redução da viscosidade, mas sim pela fricção interna entre as partículas (RIVOIRE JR, 2014).

A diferença das misturas a quente para as misturas mornas com Evotherm 3G se dá na substituição da energia térmica em energia química, ou seja, o recobrimento dos agregados não acontece pela aplicação de calor externo, mas sim, pela alta taxa de cisalhamento entre as partículas durante e usinagem e a compactação, a qual origina a redução do atrito interno dos agregados por agentes tensoativos (MELLO, 2012).

2.5 ASFALTO-BORRACHA

A disposição final dos pneus inservíveis representa um problema mundialmente conhecido, uma vez que são objetos de complicada destinação. Estes ocupam um grande volume e necessitam de uma solução adequada ao fim de sua vida, com o objetivo de evitar problemas ao meio ambiente e à saúde humana (BERTOLLO, FERNANDES JR E SCHLCH, 2002).

A fim de regulamentar a destinação ambientalmente adequada, em território brasileiro, dos pneus inservíveis, o Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) criou resoluções para o gerenciamento do ciclo de vida final destes materiais. Desta forma a resolução nº 416, vigente desde 2009, obriga fabricantes e importadores a coletar e dar a destinação correta aos pneus inservíveis, do mesmo modo que impõem aos distribuidores, revendedores, destinadores, consumidores e ao Poder Público o compromisso de implementar procedimentos para a coleta destes resíduos (BRASIL, 2009).

A partir das obrigatoriedades impostas e visto as consequências da destinação incorreta dos pneus, passou-se a pensar em alternativas que permitam a reinserção dos pneus inservíveis em algum ciclo produtivo, buscando a minimização dos impactos ambientais. Segundo Morosini (2006), as possibilidades utilizadas no Brasil consistem principalmente no co-processamento, na laminação, na regeneração e na fabricação de asfalto borracha.

Apesar das misturas asfálticas com incorporação de borracha serem rotuladas, por Oliveira et al. (2013), como misturas ambientalmente amigáveis, Morosini (2006) destaca a inexistência de uma solução de destinação final totalmente isenta de algum impacto. As misturas asfálticas com adição de borracha caracterizam-se por serem produzidas a uma temperatura significativamente maior do que as misturas a quente convencionais, isso porque a incorporação do resíduo na estrutura do material diminui a trabalhabilidade do ligante requisitando maiores

temperaturas de usinagem (CHOWDHURRY E BUTTON, 2008). O resultado deste aumento reflete diretamente no consumo de energia durante a produção da massa e conseqüentemente no volume de gases emitidos por esta (YANG, et al., 2017).

Por outro lado, diante das mudanças nas condições rodoviárias – com estruturas recebendo cargas progressivamente avultantes e necessitando resistir a condições climáticas cada vez mais adversas – a utilização de asfaltos modificados ganhou ampla utilidade na área de pavimentação, devido ao desempenho apresentado. O asfalto borracha, por exemplo, destaca-se por influenciar positivamente o comportamento da mistura quanto ao envelhecimento do ligante, à deformação permanente e à formação de trincar térmicas e de fadiga (BERNUCCI et al., 2010).

Considerando as melhorias apresentadas pelas misturas asfálticas que utilizam resíduos de borracha em sua composição, e buscando reduzir os impactos causados pela alta temperatura de usinagem deste material, que estudos combinando a tecnologia de asfalto morno com borracha vêm sendo desenvolvidos. À título de exemplo, por meio de ensaios laboratoriais, Oliveira et al. (2013) conseguiu, em sua pesquisa, a redução de 30°C na produção das misturas sem prejuízo no desempenho das mesmas. Já Yang et al. (2017) demonstraram a economia de combustível e a redução na emissão de gases ao se utilizar asfalto borracha morno – evidenciando o potencial deste comparado ao asfalto borracha a quente. Sendo importante lembrar que usinagens com quantidades menores de combustível minimizam a emissão de poluentes ao meio ambiente (PROWELL E HURLEY, 2012).

2.5.1 Estudos sobre asfalto-borracha e os principais fenômenos de degradação dos pavimentos asfálticos

Tendo em vista os possíveis benefícios tecnológicos da incorporação da borracha de pneus nas misturas asfálticas, o Brasil vem desenvolvendo estudos para avaliar o desempenho deste material nas condições de uso do país. Apesar de laboratorialmente alguns pesquisadores já terem encontrado resultados insatisfatórios, principalmente quanto ao desempenho do asfalto-borracha à deformação permanente, muitos obtêm respostas positivas no uso deste material em campo e buscam, portanto, compreender a interação da borracha com a mistura asfáltica.

Faccin (2018) procurou avaliar o comportamento mecânico de diferentes misturas asfálticas densas em utilização no estado do Rio Grande do Sul, com foco na deformação permanente. Os resultados encontrados por este, em três diferentes trechos, mostraram que as misturas com

asfalto borracha apresentaram bom desempenho em campo para um tráfego pesado. Já em laboratório as misturas estudadas apresentaram incoerência nos valores comparados ao campo. Na ocasião Faccin (2018) sugeriu, que para o ligante com borracha, devido ao aumento da flexibilidade (pela maior concentração de elastômeros na borracha de pneus), em laboratório pode ocorrer a ruptura mais rápida durante o ensaio, divergindo do que se analisa em campo.

Visto os principais problemas de degradação das misturas asfálticas não estarem relacionadas somente à deformação permanente, estudos analisando o comportamento ao trincamento à fadiga de misturas com asfalto-borracha também estão sendo desenvolvidos. A exemplo disso, Godoi (2017) analisou a resistência ao trincamento, o princípio de propagação de trincar e a previsão de vida de fadiga de misturas asfálticas por meio do ensaio de flexão em amostras semicirculares e verificou que os corpos de prova com ligante convencional (CAP 50/70) e modificado com borracha (AB-8) apresentaram-se dúcteis e com menor velocidade de propagação das microtrincas. De acordo Godoi (2017), no que se refere a resistência ao desenvolvimento das trincas, o asfalto-borracha não mostrou o melhor comportamento – possivelmente pela quantidade reduzida de pó de pedra da faixa granulométrica estudada – mas apresentou a menor velocidade de propagação do trincamento, sendo necessário maiores deslocamentos para mobilizá-los.

Mais recentemente, Camargo e Bernucci (2019) publicaram o primeiro trabalho de reabilitação de pavimentos utilizando asfalto com borracha incorporada em campo. Através do monitoramento de deflexão do pavimento, rugosidade, sulcos e condições de superfície, os resultados deste estudo revelaram boas condições funcionais e estruturais. As deflexões do pavimento com asfalto-borracha reduziram 67% (de $1,098 \pm 0,565$ mm para $0,360 \pm 0,106$ mm) e mantiveram estes valores mesmo após 4 anos de vida útil. Por meio de ensaio acelerado de pavimento também não foram observadas rachaduras na seção de teste e a profundidade máxima média das trilhas de roda ficaram abaixo dos limites após a simulação de 7 anos de vida útil, exibindo resultados promissores para o desempenho do asfalto-borracha.

2.6 ENSAIOS LABORATORIAIS PARA PREVISÃO DA DEGRADAÇÃO DOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

Existem variados métodos de ensaio disponíveis para avaliação da deformação permanente e fadiga de misturas asfálticas. Entre eles estão o ensaio uniaxial de carga repetida, para deformação permanente e o ensaio de tração direta, para fadiga, os quais estão descritos a

seguir, e que foram implementados na presente pesquisa para a avaliação do comportamento das composições.

2.6.1 Ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow Number*)

O ensaio uniaxial de carga repetida, também conhecido pelo nome do resultado final obtido: *Flow Number* (FN), faz parte do grupo de ensaios laboratoriais existentes para previsão de deformação permanente em misturas asfálticas. Este fundamenta-se na aplicação de uma carga cíclica de compressão, no formato *haversine*, com duração de carregamento de 0,1s e repouso de 0,9s (NBR 16505/2016).

Para a realização do ensaio os corpos de prova devem ser confeccionados com 150mm de altura ($\pm 2,5$ mm), 102mm de diâmetro ($\pm 2,0$ mm) e volume de vazios de 7%, sendo admitida uma variação de $\pm 0,5\%$. As amostras são condicionadas a 60°C e ensaiadas sem confinamento, aplicando uma tensão de 204kPa (quando seguida a norma brasileira NBR 16505/2016) e 600kPa (quando utilizada a norma norte-americana AASTHO TP 79-15).

As amostras submetidas a este ensaio possuem a deformação permanente acumulada obtida em função do número de ciclos. Assim, os resultados são apresentados pela relação da deformação *versus* número de ciclos de carga, sendo a curva resultante dividida em três zonas denominadas de primária, secundária e terciária (NASCIMENTO, 2008), como pode ser visto na Figura 12.

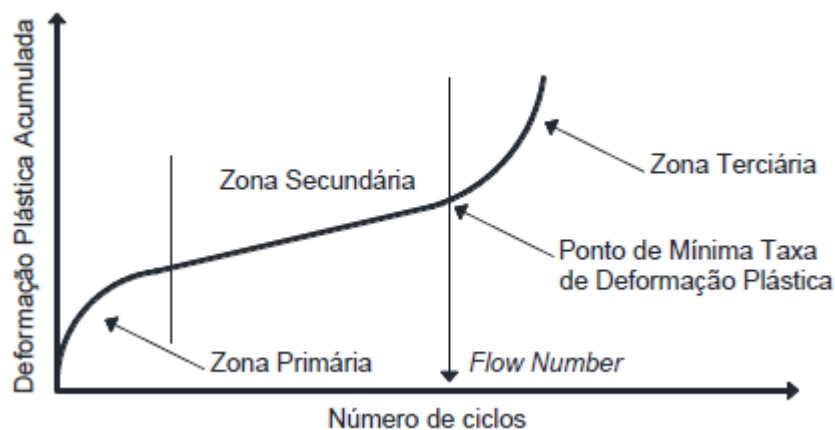


Figura 12 - Deformação plástica acumulada em função do número de ciclos
Fonte: BOEIRA, 2018.

De acordo com Boeira (2018) e Barros (2017) as zonas supramencionadas, nas quais se divide a curva do ensaio uniaxial de carga repetida, são explicadas da seguinte maneira:

- a. zona primária: fase inicial, onde ocorre uma elevada densificação da mistura, isto é, acomodação dos agregados e diminuição do volume de vazios. Caracteriza o primeiro e segundo ano de serviço do pavimento. Nesta etapa as deformações são crescentes a uma taxa decrescente.
- b. zona secundária: etapa caracterizada por deformações crescentes com uma taxa de pequenas variações volumétricas, consideradas constantes. Para pavimentos com bom desempenho se deseja que as deformações fiquem apenas dentro desta zona durante sua vida útil. Entretanto, com o tempo, representa o período em que as deformações elásticas cessam e dão início as deformações plásticas.
- c. zona terciária: onde ocorrem as deformações plásticas, ou seja, deformações crescentes a uma taxa crescente, causadas pelo cisalhamento do material. Nesta fase a mistura perde a estabilidade e é levada a ruptura.

O parâmetro que caracteriza o número de ciclos onde ocorre a mudança do estágio secundário para o terciário é denominado *Flow Number*. Este representa o instante em que a taxa de deformação é mínima e que o corpo de prova não possui mais nenhuma resistência, entrando em colapso (BARROS, 2017).

Alguns autores vêm buscando sugerir valores referência para diferentes níveis de tráfego. Suas pesquisas procuram correlacionar o FN conforme pode ser observado na Tabela 1.

Tabela 1 - Valores sugeridos de FN para diferentes níveis de tráfego da literatura

Pesquisa	Vv (%)	Temp. (°C)	Tensão (kPa)	Nível de tráfego (FN mínimo)			
				Leve	Médio	Pesado	Ext. Pesado
				< 3x10 ⁶	[3x10 ⁶ ; 1x10 ⁷]	[1x10 ⁷ ; 3x10 ⁷]	> 3x10 ⁷
Nascimento (2008)	6,5 a 7,5	60,0	204	-	300	750	
Bastos (2016)	5,5 a 7,5	60,0	204	-	100	300	> 1000
Faccin (2018)	6,4 a 7,5	60,0	204	-	300	600	> 2000
AAT (2011)	4,7 a 8,2	31,3 a 54,3	600	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	6,0 a 7,3	49,6	600	15	50	135	415

Fonte: NASCIMENTO, 2008; AAT, 2011; BONAQUIST, 2012; BASTOS, 2016 e FACCIN, 2018.

Nascimento (2008) introduziu o parâmetro de limites de FN na literatura brasileira a partir do estudo de misturas asfálticas densas produzidas com diferentes agregados, granulometrias e ligante asfáltico, compatibilizando critérios da curva de compactação (CDI e TDI) do compactador giratório e os valores de deformação oriundos do simulador francês. Bastos (2016) refinou os índices de FN em função do tráfego com base no desempenho de trechos

experimentais, reduzindo estes à um teço do proposto por Nascimento (2008). Já Faccin (2018), recentemente, avaliou o comportamento mecânico de 24 misturas, por meio de ensaios laboratoriais, e o desempenho à deformação em campo de 15 revestimentos asfálticos, sob diferentes níveis de tráfego. Este obteve resultados mais semelhantes aos já definidos por Nascimento (2008), no entanto, avançando seu estudo para tráfegos extremamente pesados, acima de 3×10^7 . Ainda analisando a Tabela 1, percebe-se que o critério FN para tráfegos médios e pesados indicados pelos estudos norte-americanos, visto a tensão aplicada – aproximadamente três vezes maior, diminui em torno de seis vezes comparado com as pesquisas brasileiras.

Para a determinação da deformação permanente o modelo matemático utilizado por diversos pesquisadores e proposto pela NBR 16505/2016 é conhecido como modelo de Francken. Este propõe adequadamente o ajuste do parâmetro FN, traçando acertadamente as três zonas da curva de deformação para os ensaios uniaxiais de carga repetida (BARROS, 2017; BILIGIRI et al., 2007). Segundo Biligiri et al. (2007) o modelo Francken (Equação 1) combina uma função de potência, que caracteriza os estágios primário e secundário do gráfico de FN, e uma função exponencial, que se encaixa no estágio terciário.

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad \text{Equação 1}$$

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = ABN^{(B-1)} + CD e^{DN} \quad \text{Equação 2}$$

$$\frac{d^2\varepsilon_p}{dN^2} = AB(B-1)N^{(B-2)} + CD^2 e^{DN} \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

ε_p = deformação permanente

A, B, C e D = constantes de regressão determinados para cada CP

N = número de ciclos de carregamento

Barros (2017) explica que, devido as constantes A e B da Equação 1 fazerem parte da zona primária e secundária da curva de deformação e C e D da zona terciária, quando C igual a zero, a mistura não alcança a zona terciária. Bastos, Soares e Nascimento (2017) também expõem a respeito da primeira e a segunda derivadas que integram o modelo de Francken, após a determinação dos coeficientes. Segundo estes, a primeira derivada (Equação 2) corresponde a taxa de deformação plástica, cujo ponto de mínimo ao longo do número de ciclos (N)

corresponde ao FN no ensaio uniaxial de carga repetida e a segunda derivada (Equação 3) o FN corresponde ao ponto de inflexão, isto é, o ciclo no qual o valor inverte de sinal.

2.6.2 Ensaio de tração direta

Segundo Boeira (2018), desde a década de 1980, o ensaio de compressão diametral é o mais habitualmente utilizado no Brasil para definir as curvas de fadiga de uma mistura asfáltica. No entanto, ao longo do tempo, nos Estados Unidos da América, pesquisadores da *North Carolina State University* identificaram uma nova tecnologia para determinação da vida de fadiga, a qual possibilita obter curvas experimentais por tração direta que permitem uma interpretação mais congruente do comportamento do material. Basicamente o ensaio consiste na aplicação de uma deformação cíclica senoidal de amplitude constante na amostra, com o objetivo de avaliar a evolução da rigidez do material até que ocorra a ruptura.

Atualmente, não há um consenso na literatura a respeito do ensaio ideal para caracterização do dano por fadiga, mas a tração direta tem sido utilizada com maior frequência após um retorno positivo de algumas pesquisas e visto o sistema necessitar de um menor número de amostras e menos tempo de execução quando comparado aos outros procedimentos de fadiga. No ensaio de tração direta (uniaxial) são coletados e monitorados os sinais de deformação e de carga e, a partir destes se medem duas propriedades dos materiais: o ângulo de fase e o módulo dinâmico. Resumidamente, o ângulo de fase representa a defasagem dos sinais senoidais de tensão e deformação, já o módulo dinâmico a razão entre as amplitudes de tensão e deformação (BOEIRA et al. 2018).

O ensaio de tração direta integra parte do protocolo de ensaios para obtenção das curvas de dano de misturas asfálticas através do modelo *Viscoelastic Continuum Damage* (VECD) – mecânica do dano viscoelástico contínuo – e do modelo *Simplifield* VECD (S-VECD). Devido ao primeiro chegar a cargas de ruptura muito elevadas, possuir um modelo de previsão predominantemente baseado em ensaios de tração direta monotônicos e necessitar de um critério de ruptura, o modelo VECD foi adaptado para um modelo menos rigoroso de ensaios de tração direta cíclicos. A versão simplificada, apresentada por Underwood e Kim (2009), e denominada *Simplifield* VECD (S-VECD), propôs uma abordagem acurada do modelo VECD, corrigindo as deficiências mostradas por este.

O S-VECD foi concebido para utilização em laboratórios como um procedimento de caracterização dos danos com economia de tempo e com ensaios cíclicos, capazes de modelar

os critérios de fadiga e permitindo prever o comportamento da mistura asfáltica sob uma varredura de carga induzindo ao comportamento não linear do material (KIM, 2009 apud BOEIRA, 2018). O S-VECD consiste em explorar as características fundamentais da composição quando solicitada à tração, independente da temperatura, amplitude e forma de controle do ensaio. Desta forma, os ensaios feitos em uma conjuntura específica permitem a obtenção do comportamento do material em diversas outras condições, otimizando o serviço (BOEIRA, 2018; MOCELIN, 2018).

Por representar um dos principais defeitos do revestimento asfáltico, o trincamento por fadiga deve ser considerado no dimensionamento mecanístico-empírico dos pavimentos por meio de modelos de previsão do dano no comportamento das misturas, que servirão como critério de ruptura (MARTINS, 2014). Assim, Nascimento (2015) explica que um modelo de previsão do dano por fadiga que possa ser efetivamente utilizado no projeto de um pavimento deve dispor de dois componentes principais: (i) uma relação de crescimento de danos por fadiga que descreva como o dano cresce em função da frequência, temperatura e nível de carga, e (ii) um critério de falha que pode ser usado para definir a vida à fadiga do concreto asfáltico.

A modelagem S-VECD baseia-se na mudança do comportamento do ângulo de fase para determinação da falha por fadiga. Como observado na Figura 13, a amostra passa sofrer danos e o ângulo de fase comporta-se em sentido crescente até um limite de acúmulo, a partir deste, a curva apresenta uma reversão pelo surgimento de uma macrotrinca e o ângulo de fase diminui, assim, sendo possível definir o ponto de ruptura da amostra (SABOURI et al., 2015; BOEIRA, 2018).

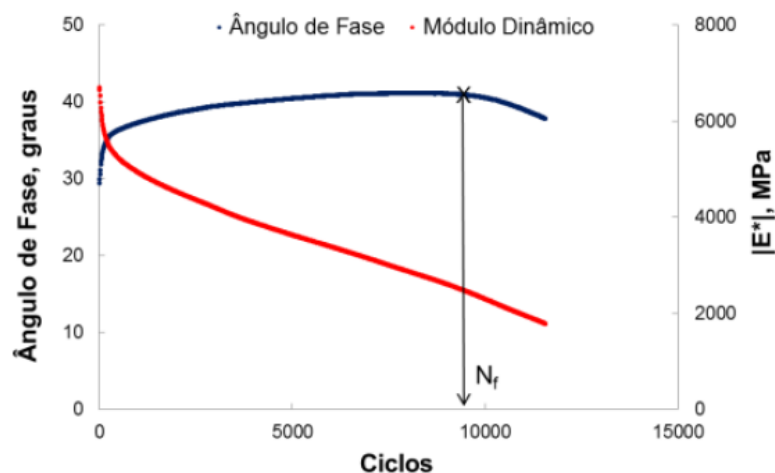


Figura 13 - Evolução do ângulo de fase e ruptura da amostra
 Fonte: NASCIMENTO, 2013 *apud* NASCIMENTO et al., 2014.

Para aplicação do modelo S-VECD, dois parâmetros principais devem ser identificados: a pseudo-rigidez (C), também chamada de integridade do material, e o dano (S), calculados através das Equações 4 e 5.

$$C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R}$$

Equação 4

$$dS_i = \left(-\frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)_i^2 \Delta C_i^* \right)^{\frac{\alpha}{1+\alpha}} \cdot (\Delta \xi_p)_i^{\frac{1}{1+\alpha}} \cdot (K_1)^{\frac{1}{1+\alpha}}$$

Equação 5

Onde:

σ = tensão;

ε_R = pseudo- deformação;

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação na condição de tração;

$\Delta \xi_p$ = intervalo de tempo reduzido do pulso de carga;

α = taxa de evolução do dano, definida como a máxima inclinação da curva módulo de relaxação em função do tempo reduzido, em escala log-log;

K_1 = fator de ajuste que considera que a pseudo-deformação não é constante ao longo do ciclo e pode ser calculado pela Equação 6.

$$K_1 = \frac{1}{\Delta \xi} \int_{\xi_i}^{\xi_f} (f(\xi))^{2\alpha} d\xi$$

Equação 6

Conforme Mocelin (2018), a pseudo-deformação (ε^R) assemelha-se à deformação, no entanto sem incluir os efeitos do tempo. Portanto, a formulação para o cálculo da pseudo-deformação é dada na Equação 7 para a condição VECD, e na Equação 8 para o modelo S-VECD.

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau$$

Equação 7

$$\varepsilon_{0,ta}^R = \frac{1}{E_R} \cdot \frac{\beta + 1}{2} \left((\varepsilon_{0,pp})_i \cdot |E^*|_{LVE} \right)$$

Equação 8

Onde:

E_R = módulo de referência, que é uma constante arbitrária;

$E_{(t)}$ = Módulo de relaxação;

β = fator que quantifica a duração da carga de tração em um determinado ciclo;

$\varepsilon_{0,pp}$ = amplitude de deformação;

$|E^*|_{LVE}$ = módulo dinâmico viscoelástico linear.

Em conjunto com as curvas características de dano, outros parâmetros (DMR , G_R e D_R) podem ser identificados utilizando o ensaio de tração direta. A partir da relação entre o módulo dinâmico da amostra a ser submetida ao ensaio de fadiga, obtido no ensaio *fingerprint*, com o módulo dinâmico alcançado na caracterização viscoelástica linear das amostras, encontra-se o *Dynamic Modulus Ratio* (DMR) (Equação 9), que é utilizado para controlar a qualidade do ensaio de fadiga e também pertence ao modelo S-VECD (BOEIRA, 2018; MOCELIN, 2018).

$$DMR = \frac{|E^*|_{fingerprint}}{|E^*|_{LVE}}$$

Equação 9

As envoltórias de ruptura baseadas no G_R (Equação 10) e D_R (Equação 11) fazem parte do rol de propriedades subsequentes do ensaio de fadiga por tração direta. Apesar do ângulo de fase ter sido mencionado como um indicador do ponto de ruptura, este não pode ser utilizado para uma previsão da vida de fadiga, em razão da sua dependência com o modo de carregamento dos ensaios. Assim, as envoltórias propõem uma abordagem mecânica para a simulação do comportamento do material à ruptura, fundamentada na taxa de dissipação de pseudo-energia, e independem do modo de ensaio (deformação controlada, tensão controlada ou controle de deslocamento do atuador) (FREIRE et al., 2016; NASCIMENTO et al., 2014).

$$G_R = \frac{W_C^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_C^R}{(N_f)^2}$$

Equação 10

$$D_R = \frac{\int_0^{N_f} (1 - C) dN}{N_f}$$

Equação 11

Onde:

Nf = Número de ciclos até a ruptura;

W_C^R = energia de pseudo-deformação total dissipada calculada através da Equação 12.

$$W_C^R = \frac{1}{2} (\varepsilon_{0,ta}^R)^2 \cdot (1 - C)$$

Equação 12

Por fim, com os resultados das curvas *C versus S* e das envoltórias de ruptura, o desempenho de materiais ensaiados à fadiga pode ser interpretado através da relação entre nível de tensão ou deformação e o número de solicitações até a ruptura. Estas características, plotadas em um gráfico em escala logarítmica, são conhecidas como curvas de Wöhler (Figura 14) e podem ser elaboradas após o ensaio de fadiga por tração direta, utilizando o critério do G_R ou do D_R .

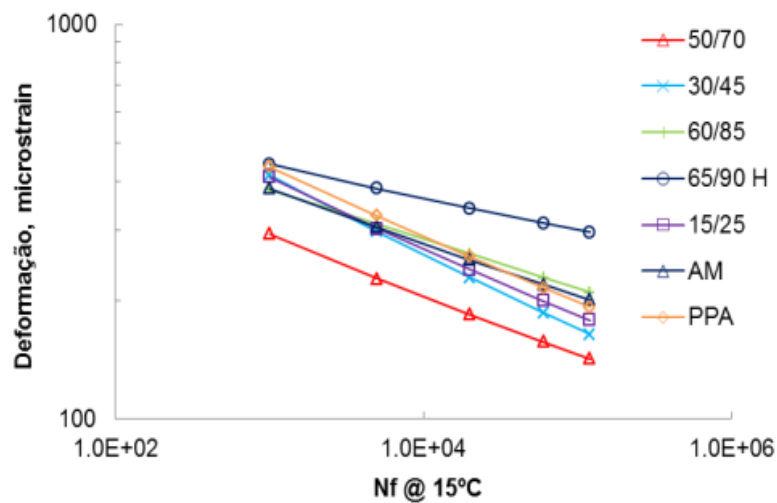


Figura 14 - Exemplo de curvas de Wöhler de diferentes misturas a 15°C

Fonte: NASCIMENTO et al., 2014.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A fim de alcançar o objetivo geral e os objetivos específicos propostos, este capítulo concentra a descrição dos materiais utilizados na pesquisa, assim como os métodos para a obtenção dos dados necessários para análise e considerações finais desta dissertação.

3.1 MATERIAIS

Este trabalho estuda três misturas asfálticas quentes com ligante modificado com borracha, comparando os resultados destas com os de suas respectivas misturas mornas, também utilizando ligante modificado com borracha. Portanto, a pesquisa analisa seis composições asfálticas, conforme o organograma apresentado na Figura 15.

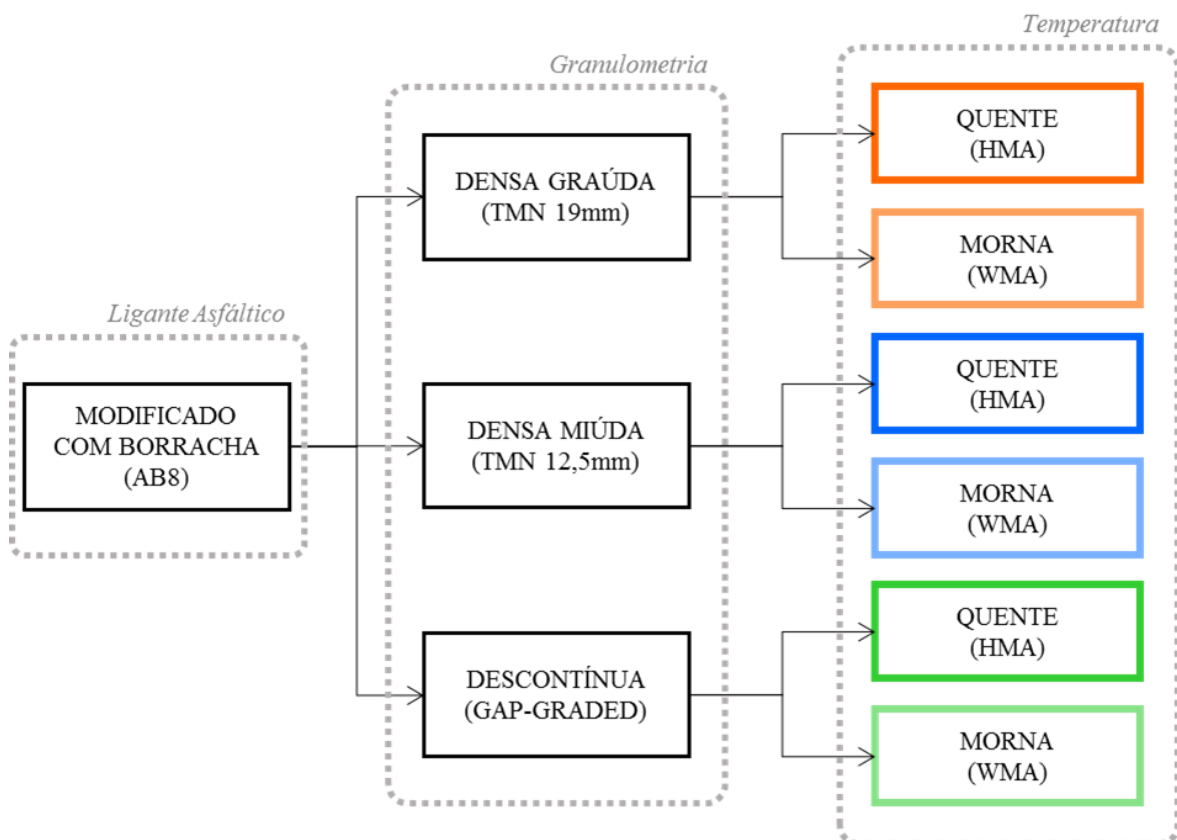


Figura 15 - Organograma das misturas asfálticas estudadas

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) utilizando, para a seleção dos agregados, o método Bailey e, para dosagem das misturas, o procedimento Superpave.

3.1.1 Agregado mineral

Os agregados utilizados no estudo são de origem granítica, provenientes de uma pedreira localizada na cidade de Eldorado/RS, a cerca de 40km da capital Porto Alegre. As frações coletadas para confecção da granulometria das misturas foram brita 3/4", brita 3/8" e pó de pedra. A Figura 16 apresenta o aspecto visual dos agregados coletados no britador.



Figura 16 - Agregados graníticos: brita 3/4, brita 3/8 e pó de pedra

Para conhecer os materiais pétreos, visto sua representatividade em uma mistura asfáltica, os primeiros ensaios realizados foram de caracterização dos agregados. Seguindo os métodos do DNER, os resultados estão dispostos na Tabela 2, mostrando que todos os ensaios com critérios de aceitação foram atendidos pelos agregados.

Tabela 2 - Caracterização dos agregados

Ensaio	Especificação	Unid.	Brita 3/4	Brita 3/8	Pó de pedra	
Densidade real	DNER - ME 081/98 e 084/95	-	g/cm ³	2,590	2,625	2,634
Densidade aparente	DNER - ME 081/98	-	g/cm ³	2,543	2,547	-
Absorção do agregado	DNER - ME 081/98	-	%	0,72	1,17	0,79
Equivalente de areia	DNER - ME 054/97	≥ 55	%	-	-	93,37
Durabilidade	DNER - ME 089/94	≤ 12	%	0,86	0,55	8,58
Índice de forma	DNER - ME 086/94	≥ 0,5	-	0,71	0,71	-
Desgaste por abrasão	DNER - ME 035/98	≤ 50	%	19,53	25,65	-

Além dos ensaios supracitados, os agregados foram submetidos ao ensaio de adesividade, seguindo a norma DNER-ME 078/94. Esta trata de uma avaliação visual que busca apontar a qualidade do cobrimento do material pétreo pelo ligante asfáltico. Os resultados encontrados, conforme Figura 17, mostraram-se satisfatórios tanto para o ligante puro, quanto para o ligante com adição de aditivo surfactante.



(a)

(b)

Figura 17 - Adesividade agregado com ligante puro (a) e com adição de surfactante (b)

A análise granulométrica foi feita de acordo com norma DNER-ME 083/98. Dividiu-se o pó de pedra em duas frações para poder utilizá-lo também como material de enchimento. Assim, os resultados obtidos se encontram na Tabela 3 e na Figura 18.

Tabela 3 - Análise granulométrica dos agregados

PENEIRA	mm	Brita 3/4	Brita 3/8	Pó de Pedra 1	Pó de Pedra 2
3/4"	19,10	98,49	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,70	46,83	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,50	15,55	97,08	100,00	100,00
4	4,76	0,98	4,79	88,93	100,00
10	2,00	0,70	1,35	51,22	100,00
40	0,42	0,52	0,95	19,84	100,00
80	0,18	0,44	0,82	11,20	100,00
200	0,07	0,35	0,67	0,00	94,43

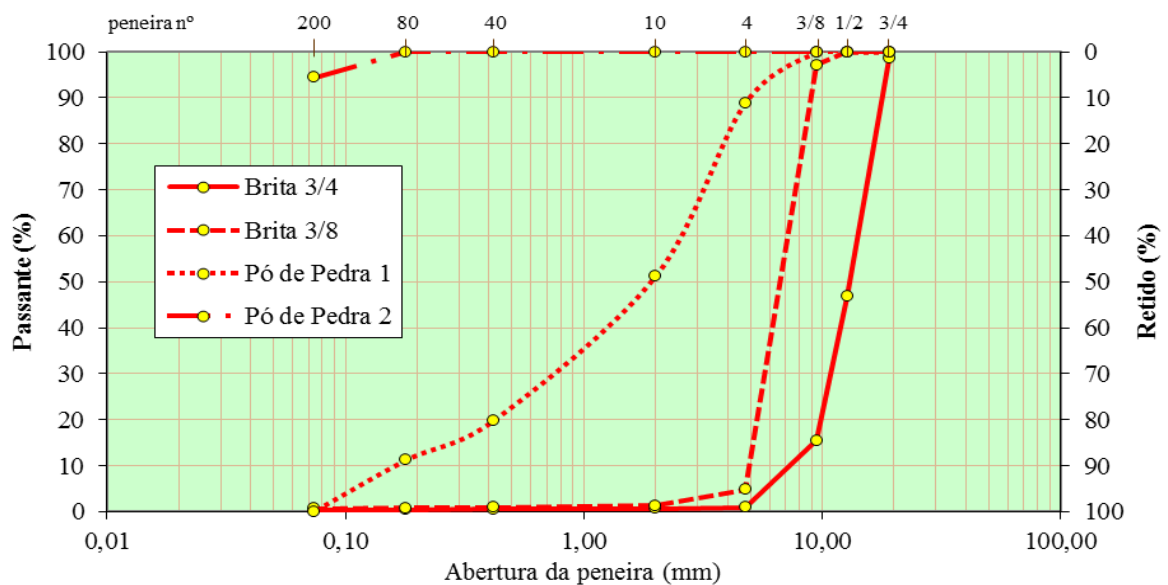


Figura 18 - Curva granulométrica dos agregados

3.1.2 Ligante asfáltico

Conforme exposto na Tabela 4, para composição das misturas, tanto quentes quanto mornas, foi utilizado o ligante asfáltico modificado com borracha de pneu tipo AB-8, fornecido pela Greca Asfaltos e denominado comercialmente como Ecoflex B.

Tabela 4 - Ligante asfáltico utilizado

Mistura	Aditivo	Ligante
TMN 19 HMA	-	AB-8
TMN 19 WMA	Surfactante	AB-8
TMN 12.5 HMA	-	AB-8
TMN 12.5 WMA	surfactante	AB-8
GAP HMA	-	AB-8
GAP WMA	Surfactante	AB-8

A caracterização do ligante foi realizada conforme as normas brasileiras regulamentadoras (NBRs). Os resultados obtidos encontram-se na Tabela 5, junto aos critérios mínimos de aceitação, que foram atendidos tanto para o ligante puro quanto para o ligante com aditivo.

Tabela 5 – Caracterização do ligante asfáltico AB-8

Propriedade	Especificação		Unid.	Sem aditivo	Com aditivo
Massa específica a 25°C	NBR 6296	-	g/cm ³	1,05	1,02
Penetração (100g, 5s, 25°C)	NBR 6576	30-70	0,1mm	55	55
Ponto de amolecimento	NBR 6560	mín. 50	°C	55	55
Recuperação elástica (10cm, 25°C)	NBR 15086	mín. 50	%	78	75,8
Viscosidade Brookfield (175°C, 20rpm, Spindle 3)	NBR 15529	800-2000	cP	1352	1838

3.1.3 Aditivo surfactante

Para redução da temperatura e, conseqüentemente, produção de misturas mornas, a pesquisa utilizou o aditivo surfactante Evotherm 3G. A escolha deste se deu, pois, além possuir comercialização no Brasil, segundo informativo disponibilizado pela NuStar (2012) – empresa texana fabricante do Evotherm 3G– o aditivo pode ser adicionado diretamente ao ligante sem necessidade de instalação ou calibração de nenhum equipamento diferente dos tradicionais utilizados nas misturas quentes.

O aditivo utilizado é comercializado na forma líquida, portanto, no presente estudo, foi incorporado em uma proporção de 0,4% em relação ao peso do ligante, após este já estar aquecido. Resumidamente, o procedimento consistiu no aquecimento do ligante na temperatura

de usinagem; dosagem, adição e homogeneização do aditivo surfactante; e uniformização da temperatura do material com o retorno deste à estufa.

3.2 MÉTODO

Todos os métodos e procedimentos utilizados para dosagem e verificação do comportamento mecânico das misturas foram realizados no laboratório de pavimentação da UFRGS. Este item é dedicado à descrição dos ensaios que foram efetuados ao longo do desenvolvimento da pesquisa.

3.2.1 Temperatura de mistura e compactação

Os ligantes asfálticos destacam-se por sua sensibilidade à temperatura, isto é, são materiais termosensíveis que quando aquecidos tornam-se fluidos. Assim, a viscosidade – que caracteriza a resistência de um fluido ao escoamento, a uma determinada temperatura – possui importante destaque ao determinar a consistência adequada que o ligante deve apresentar para garantir total cobertura dos agregados no momento da mistura.

As temperaturas utilizadas para produção e compactação das misturas quentes foram determinadas conforme indicação do fabricante. Para as misturas mornas adotou-se uma redução de 30°C na temperatura do agregado pétreo, da usinagem e da compactação. A Tabela 6 apresenta as temperaturas aplicadas em cada uma das composições analisadas nesta pesquisa.

Tabela 6 - Temperatura ligante, agregado, mistura

Mistura	Ligante	Agregado	Usinagem/ Compactação
TMN 19 HMA	175°C	185°C	175°C
TMN 19 WMA		155°C	145°C
TMN 12.5 HMA	175°C	185°C	175°C
TMN 12.5 WMA		155°C	145°C
GAP HMA	175°C	185°C	175°C
GAP WMA		155°C	145°C

3.2.2 Metodologia Bailey de seleção dos agregados

Desenvolvido inicialmente por Robert Bailey, engenheiro do Departamento de Transportes de Illinois (IDOT), a metodologia Bailey de seleção dos agregados pétreos, para uso em pavimentos asfálticos, é utilizada e aprimorada desde o início dos anos 1980. A concepção deste método baseou-se na necessidade de combater as deformações permanentes das misturas

asfálticas, mantendo as características adequadas de durabilidade. Assim, objetivou-se a criação de um esqueleto de agregados capaz de resistir às cargas impostas pelo tráfego (VAVRIK et al., 2002).

3.2.2.1 Agregados graúdos e miúdos

A definição tradicionalmente utilizada para diferenciar os agregados graúdos dos miúdos independem do tamanho máximo nominal (TMN) da mistura. Assim, todo material retido na peneira com abertura 4,75mm é considerado graúdo e todo material passante é chamado de miúdo, não importando se o tamanho máximo da mistura é de, por exemplo, 9,5mm ou 25mm.

Para o método Bailey a definição de graúdo e miúdo é mais específica. Não existe um único tamanho que determine a espessura do agregado, pois este está relacionado ao tamanho máximo nominal da mistura. Neste os agregados graúdos são aqueles que formam vazios quando colocados em um volume definido e os agregados miúdos são aqueles capazes de preencher os vazios criados pelos agregados graúdos.

A peneira que divide o material graúdo do miúdo é conhecida como peneira de controle primário (PCS) (em inglês *primary control sieve*) e é definida como a peneira de tamanho mais próximo do resultado da fórmula apresentada na Equação 13.

$$PCS = TMN \cdot 0,22$$

Equação 13

Onde:

PCS = peneira de controle primário

TMN = tamanho máximo nominal

No Apêndice A deste estudo estão todos os dados encontradas para cada uma das misturas que tiveram sua seleção de agregados feita pela metodologia Bailey.

3.2.2.2 Densidade solta e compactada dos agregados

Para unir as frações de agregados e conseguir determinar o volume de vazios, deixado pelos agregados graúdos que precisam ser preenchidos pelos agregados miúdos, é necessário avaliar o intertravamento da mistura por meio das densidades solta e compacta das porções que irão compô-la.

O ensaio para determinar a densidade solta das frações 3/4, 3/8 e pó de pedra foi realizado segundo a norma AASHTO T-19. Em um recipiente cilíndrico, de volume conhecido, derramou-se o material, a uma altura de 50mm do topo do recipiente, até seu extravasamento. Após nivelou-se a superfície com auxílio de uma régua e pesou-se o conjunto (Figura 19).

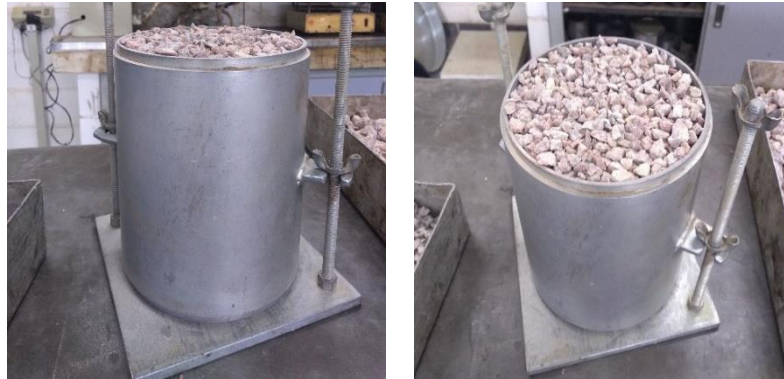


Figura 19 - Determinação da densidade do agregado

O objetivo deste procedimento foi encontrar a densidade solta de cada agregado. A ação foi repetida três vezes para cada frações, de modo a se obter um valor médio a ser inserido na Equação 14.

$$M = \frac{G - T}{V}$$

Equação 14

Onde:

M = densidade solta/compacta do agregado (kgm/m³)

G = massa do agregado e do cilindro (kg)

T = massa do cilindro (kg)

V = volume do cilindro (m³)

O ensaio de densidade compacta foi executado seguindo a mesma normativa da densidade solta. Porém neste foi aplicado um esforço de compactação, aumentando o contato entre as partículas e reduzindo o volume de vazios.

Para o processo supracitado dividiu-se em três partes iguais o cilindro metálico de forma a compactar o material em sucessivas camadas, aplicando a cada uma delas um total de 25 golpes. Igualmente à densidade solta, realizou-se mais de uma medida para cada fração e calculou-se a densidade compactada utilizando, também, a Equação 14.

3.2.2.3 Seleção dos agregados

Finalizada a primeira etapa, descrita acima, inicia-se o cálculo da densidade escolhida. A partir desta determinação é possível identificar o volume de agregado graúdo e o grau de intertravamento. Também se define a estrutura da mistura, podendo ser densa graúda ou miúda, de acordo com predominância destes materiais no esqueleto pétreo (Figura 20)

A densidade escolhida é obtida através da multiplicação da densidade solta das frações graúdas (brita 3/4" e 3/8") por uma porcentagem da densidade solta do agregado graúdo, de acordo com as necessidades da mistura. Indica-se selecionar porcentagem entre 95 a 105% para composições graúdas, sendo apropriado valores próximos a 105% para agregados sujeitos à degradação e não indicado porcentagens que ultrapassem o limite máximo devido à dificuldade de compactação em campo e à possibilidade de fratura dos agregados (VAVRIK et al., 2002).

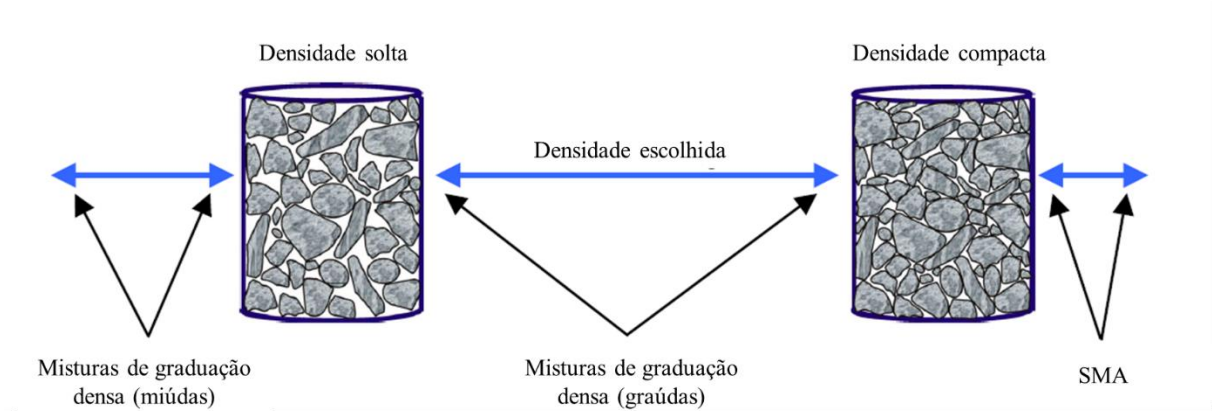


Figura 20 - Seleção da densidade dos agregados graúdos
Fonte: VAVRIK et al., 2002

Nesta pesquisa foram elaboradas duas granulometrias densas a partir do método Bailey. Apesar de uma possuir uma granulometria mais fina que a outra, ambas se enquadraram no ramo graúdo da metodologia. Adotou-se o percentual de 100% da densidade solta nas duas composições, visto a necessidade de enquadrar as misturas entre os pontos de controle exigidos na granulometria Superpave.

3.2.3 Procedimento de dosagem Superpave

Amplamente utilizado em empresas e órgãos rodoviários, há muitos anos o método de dosagem Marshall é normatizado e utilizado no Brasil. No entanto, apesar de utilizar equipamentos simples e de baixo custo, historicamente, a metodologia relata problemas prematuros

decorrentes do excesso de ligante estimado no teor ótimo e do tipo de compactação – por impacto – que não simula adequadamente o que ocorre em campo.

Diversamente, a metodologia utilizada nesta pesquisa, denominada *Superpave* – abreviação das palavras *SUperior PERforming asphalt PAVements* – propicia a formação de uma estrutura pétreia mais semelhante a obtida em campo. Utilizando uma compactação por amassamento é possível simular os procedimentos típicos de uma obra de pavimentação e tornar-se a melhor opção tanto na dosagem, quanto na preparação dos corpos de prova para os ensaios mecânicos.

A partir do ano de 2018, o DNIT regulamentou, por meio da norma DNIT 178/2018-PRO, o procedimento que estabelece as condições de preparação e compactação de misturas asfálticas utilizando a metodologia *Superpave*. Todavia, esta foi elaborada apenas para orientar o procedimento de ensaio e não normatizar o método de dosagem propriamente.

3.2.3.1 Seleção do ligante asfáltico

A seleção do ligante asfáltico, utilizando o método *Superpave*, fundamenta-se nas condições do tráfego e climáticas a que o pavimento será submetido. Em razão deste estudo ser apenas de caráter laboratorial, sem aplicação em campo, e dos ligantes brasileiros não possuírem especificações relativas aos limites de temperatura que o pavimento pode atingir, a seleção do ligante não se baseou na metodologia em questão.

3.2.3.2 Composição granulométrica

Foram utilizadas três granulometrias nesta pesquisa, duas densas (selecionadas a partir do método Bailey) e uma descontínua (obtida pelo método de tentativas). As curvas das misturas densas foram ajustadas para atender a especificação norte-americana AASHTO M 323 (2004). A granulometria descontínua foi elaborada de modo a enquadrar-se na classificação do Departamento de Transportes da Califórnia (Caltrans) para misturas *Gap Graded* com asfalto borracha (em inglês *rubberized hot mix asphalt – gap graded*).

A nomenclatura adotada para classificação das granulometrias norte-americanas utiliza como parâmetro os tamanhos máximos nominais (TMN), o qual é definido como sendo o tamanho da abertura da peneira imediatamente acima da que retém mais de 10% de material. Neste estudo, utilizando o conceito mencionado acima, as misturas densas foram compostas limitando-se aos

pontos de controle impostos pelo TMN 19 mm e 12,5 mm. A Tabela 7 apresenta os pontos de controle determinados pela AASHTO M 323.

Tabela 7 - Pontos de controle em função do tamanho máximo nominal (TMN)

Peneira (mm)	TMN 37,5 mm		TMN 25 mm		TMN 19 mm		TMN 12,5 mm		TMN 9,5mm		TMN 4,75mm	
	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.	máx.	mín.
50	100											
37,5	90	100	100									
25		90	90	100	100							
19				90	90	100	100					
12,5						90	90	100	100		100	
9,5								90	90	100	95	100
4,75										90	90	100
2,36	15	41	19	45	23	49	28	58	32	67		
1,18											30	60
0,075	0	6	1	7	2	8	2	10	2	10	6	12

Fonte: AASHTO M 323, 2004.

Diferentemente da AASHTO, que utiliza pontos de controle, o Departamento de Transportes da Califórnia delimita suas curvas granulométricas por faixa, estabelecendo uma graduação exclusiva para *Gap Graded* utilizando ligante modificado com borracha. A Tabela 8 apresenta as duas possibilidades normatizadas pelo Departamento, sendo a granulometria de 1/2 polegada (em inglês *1/2 inch*) a opção adotada nesta pesquisa.

Tabela 8 - Faixas granulométricas para *Gap Graded* utilizando ligante com borracha

Peneira (mm)	3/4 inch			1/2 inch		
	máx.	mín.	tolerância	máx.	mín.	tolerância
25	100	100	-	100	100	-
19	95	98	± 5	100	100	-
12.5	83	87	± 6	90	98	± 6
9.5	65	70	± 5	83	87	± 5
4.75	28	42	± 6	28	42	± 6
2.4	14	22	± 5	14	22	± 5
0.075	0	6	± 2	0	6	± 2

Fonte: CALTRANS, 2018.

Equiparando as composições supracitadas às normativas brasileiras foi possível enquadrá-las dentro dos limites estabelecidos para as faixas B, C e *Gap Graded* utilizadas pelo DNIT. A Tabela 9 apresenta as misturas utilizadas nesta pesquisa com a respectiva classificação norte-americana e a equivalente brasileira.

Tabela 9 - Equiparação das granulometrias

Mistura	Classificação americana	Classificação brasileira
TMN 19	TMN 19,0 mm	faixa B DNIT
TMN 12,5	TMN 12,5 mm	faixa C DNIT
GAP GRADED	1/2 inch	Gap Graded DNIT

3.2.3.3 Confeção dos corpos de prova

Para determinação do teor de projeto e produção dos corpos de prova utilizou-se o compactador giratório Superpave (SGC), seguindo os passos constantes no manual MS-02 do *Asphalt Institute* (2014). A metodologia Superpave indica confeccionar amostras com 150mm de diâmetro e 115mm de altura, sendo necessário o equivalente a 4700g de agregado. Contudo, houve uma adaptação em relação as dimensões e, nesta pesquisa, preparou-se corpos de prova nas dimensões Marshall, com 100mm de diâmetro e aproximadamente 63,5mm de altura, precisando de apenas 1200g para a confeção das misturas.

O ligante asfáltico, os agregados, as ferramentas e os moldes utilizados durante o procedimento de mistura e moldagem foram aquecidos nas temperaturas indicadas no item 3.2.1. A mistura dos agregados com o ligante foi preparada em um misturador de asfalto com pá giratória e cuba térmica, aquecido na temperatura de compactação (Figura 21).



Figura 21 - misturador de asfalto (a), cuba térmica (b) e molde Superpave (c)

Com objetivo de simular o envelhecimento do ligante durante a usinagem, todas as misturas, após serem retiradas da cuba térmica, permaneceram na estufa à temperatura de compactação por um período de duas horas. Os moldes Superpave também foram aquecidos pelo mesmo espaço de tempo a fim de homogeneizar a temperatura de todo o processo.

Após o envelhecimento, as misturas foram inseridas nos moldes e levadas ao compactador giratório, configurado de acordo com o *Asphalt Institute*, para aplicar uma pressão de vertical de 600kPa, um ângulo de giro externo de 1,25° e uma velocidade de 30 giros por minuto, como mostra a Figura 22.

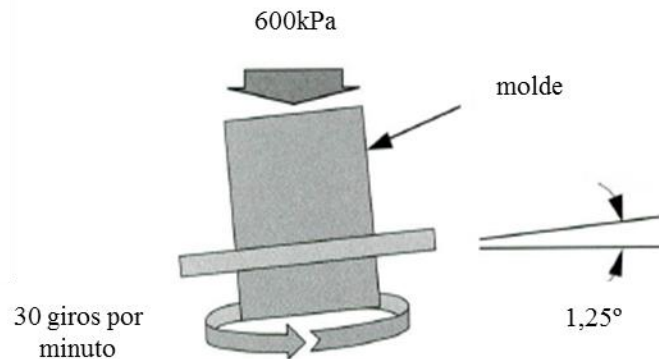


Figura 22 - Configuração padrão compactador giratório Superpave
Fonte: *Asphalt Institute*, 2014.

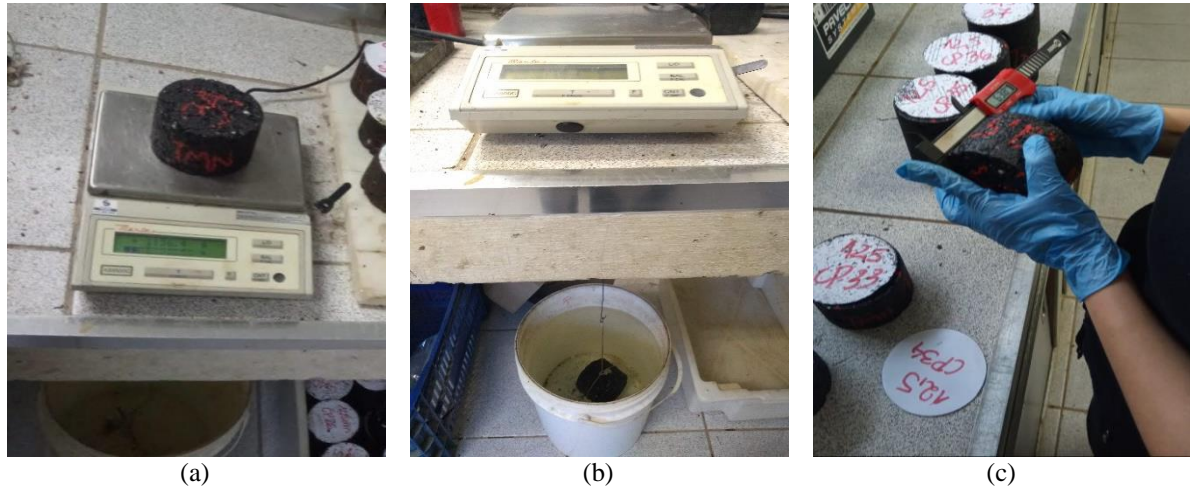
O *Asphalt Institute* (2014), com base na carga de tráfego esperada para compactação dos corpos de prova, estabelece três diferentes níveis de rotação do equipamento, os quais foram estabelecidos comparando as densidades moldadas em laboratório com as densidades obtidas em campo. Os níveis supracitados são referenciados como $N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$. Neste estudo considerou-se um volume de tráfego médio a alto, portanto um $N_{inicial}$ igual a 8; um $N_{projeto}$ igual a 100 giros; e um $N_{máximo}$ de 160 (Tabela 10).

Tabela 10 - Número de giros do compactador Superpave em função do tráfego

Tráfego (milhões)	Número de giros		
	N_{ini}	N_{proj}	$N_{máx}$
< 0,3	6	50	75
0,3 a < 3	7	75	115
3 a < 30	8	100	160
≥ 30	9	125	205

Fonte: *Asphalt Institute*, 2014.

Ao final da compactação os corpos de prova foram extraídos dos moldes e deixados em temperatura ambiente até o dia seguinte, quando se executou o ensaio de determinação da massa específica aparente (G_{mb}), pela norma NBR 15573/2012, e se definiu a altura das amostras, através da média aritmética de quatro leituras em posições diametralmente opostas. A Figura 23 ilustra as etapas dos procedimentos citados.



(a) (b) (c)
 Figura 23 – Peso seco (a), peso submerso (b) e definição da altura média (c)

3.2.3.4 Determinação do teor de projeto

Inicialmente o percentual de ligante tem por objetivo balizar o teor necessário para que as misturas densas atinjam 4% de vazios no número de giros de projeto e a descontínua 5%. O primeiro passo do procedimento consistiu na compactação de dois corpos de prova, por mistura, com um teor de ligante inicial para cada uma, estabelecido com base nos valores das massas específicas efetivas dos agregados. Além disto separou-se uma amostra com 1300g para determinação da massa específica máxima medida (G_{mm}), seguindo a especificação da norma NBR 1519/2012 (método Rice).

Com etapa supracitada concluída, foi possível estabelecer o teor de ligante estimado, o qual é obtido por meio de fórmulas empíricas e deve respeitar os requisitos volumétricos apresentados na Tabela 11. Uma vez atendido os critérios, foram confeccionados mais dois corpos de prova no teor estimado e em outros três teores a partir deste, isto é, $\pm 0,5\%$ e $+1\%$.

Tabela 11 - Requisitos volumétricos do Superpave

Tráfego (milhões)	Gmm (%)			VAM _{mín} (%)						Relação betume /vazios	Proporção pó/asfalto
				TMN							
	N _{ini}	N _{proj}	N _{máx}	37,5	25,5	19,0	12,5	9,5	4,75		
< 0,3	≤ 91,5	96,0	≤ 98,0	11	12	13	14	15	16	70 - 80	0,6 - 1,2
0,3 a < 3	≤ 90,5									65 - 78	
3 a < 10	≤ 89,0									65 - 75	
10 a < 30										65 - 75	
≥ 30	≤ 89,0										

Fonte: Asphalt Institute, 2014.

Os corpos de prova da segunda etapa foram novamente compactados no Nproj e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto foi aquele que correspondeu a um volume de vazios (Vv) igual a 4% e 5% após traçado o gráfico Vv *versus* teor de asfalto.

Após definido o teor de ligante de projeto de cada mistura, duas amostras adicionais foram compactadas até o Nmáx, a fim de verificar se a mistura não excederia a densificação máxima de 98%.

3.2.4 Dano por umidade induzida

A umidade no pavimento asfáltico pode ocasiona a diminuição da durabilidade do revestimento, pois a perda da adesividade procede da ação da água ou vapor de água entre o agregado e o ligante, fazendo com que haja um descolamento entre os materiais. Assim, em misturas mornas, onde a temperatura de secagem do agregado é menor, o dano por umidade induzida torna-se um ensaio importante a fim de avaliar mecanicamente a adesividade do ligante asfáltico com o agregado.

O ensaio de dano por umidade induzida (DUI) foi realizado conforme a NBR 15617 (2015), com seis corpos de prova, por mistura, nas dimensões Marshall, moldados com índice de vazios $7\pm 1\%$ e divididos em duas categorias, condicionados e não condicionados. Os três corpos de prova do grupo condicionado foram, primeiramente, submetidos a saturação à vácuo (entre 55% e 80% do volume da amostra) e na sequência levados a um ciclo de congelamento por 16 horas. Após, foram colocados em banho-maria à 60°C para degelo por 24 horas. Ao final, os corpos de prova condicionados e não condicionados foram postos em banho-maria à 25°C por um período de 2 horas e então rompidos a resistência a tração por compressão diametral. A Figura 24 apresenta todas as etapas do ensaio de dano por umidade induzida (DUI).

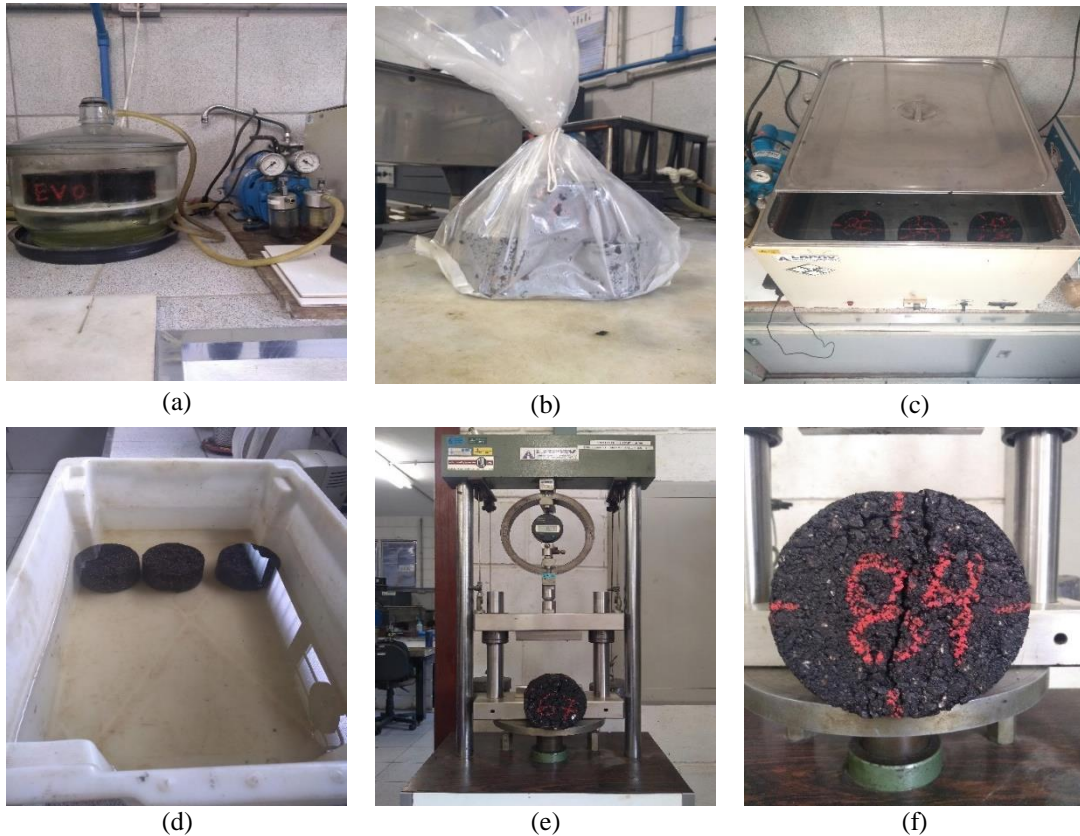


Figura 24 - Aplicação de vácuo (a), ciclo de congelamento (b), banho-maria 60°C (c), banho-maria 25°C (d), prensa de resistência a tração por compressão diametral (e) e corpo de prova após ruptura (f)

Após todos os corpos de prova serem submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi possível obter a resistência retida à tração (RRT) conforme a Equação 15, sendo a relação mínima desejada igual a 70% ou 80%, dependendo do órgão rodoviário.

$$RRT = \frac{RT_{cond.}}{RT_{\bar{n}/cond.}} \cdot 100$$

Equação 15

Onde:

RRT = resistência retida à tração (%)

$RT_{cond.}$ = resistência à tração média das amostras condicionadas (MPa)

$RT_{\bar{n}/cond.}$ = resistência à tração média das amostras não condicionadas (MPa)

3.2.5 Resistência à tração por compressão diametral

A resistência à tração por compressão diametral (RT) é um parâmetro muito utilizado no Brasil para caracterização das misturas asfálticas e tem por objetivo determinar a deformabilidade destas a partir da aplicação de duas forças, concentradas e diametralmente opostas de

compressão, que geram, ao longo do diâmetro solicitado, tensões de tração uniformes perpendiculares a esse diâmetro (Figura 25).

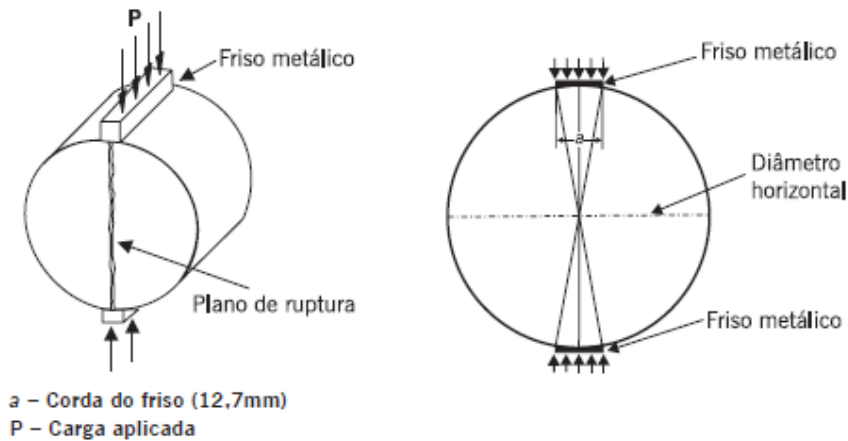


Figura 25 - Esquema de carregamento e plano de ruptura gerados durante o ensaio de RT
Fonte: Adaptado de BERNUCCI et al., 2010

O ensaio de RT foi realizado seguindo os procedimentos das normas NBR 15087/2012 e DNIT 136/2018-ME. Os corpos de prova foram moldados nas dimensões Marshall, com V_v de projeto, condicionados em estufa a 25°C por 4 horas. O carregamento estático de compressão foi aplicado de forma progressiva, com velocidade de deformação de 0,8mm/s até a ruptura da amostra, isto é, a separação do corpo de prova (CP) em duas metades seguindo o plano diametral vertical, como mostra a Figura 26.



Figura 26 - Ensaio de resistência à tração

Ao final do ensaio, a RT foi calculada conforme a Equação 16. Os valores mínimos almejados de acordo o DNIT 112/2009-ES, utilizando asfalto-borracha, foram 0,75MPa para as misturas densas e 0,50MPa para a mistura descontínua.

$$\sigma_R = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \cdot 100$$

Equação 16

Onde:

σ_R = tensão de tração (MPa)

F = carga de compressão na ruptura (N)

D = diâmetro do corpo de prova (cm)

H = altura do corpo de prova (cm)

3.2.6 Módulo de Resiliência

Classicamente o módulo de resiliência (MR) é definido como uma energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando se interrompem as tensões causadoras das deformações (BERNUCCI et al., 2010). Logo, a nível de ensaio, o MR consiste na relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano vertical de uma amostra cilíndrica e a deformação específica recuperável (resiliente) correspondente à tensão aplicada, em uma determinada temperatura.

Nesta pesquisa a determinação do MR seguiu os procedimentos especificados pelas normas NBR 16018/11 e DNER-ME 135/18. O ensaio foi executado por um sistema pneumático, dentro de uma câmara com temperatura controlada a $25 \pm 0,5^\circ\text{C}$ (Figura 27). Foram moldados três corpos de prova por mistura nas dimensões Marshall, com Vv de projeto, armazenados em estufa por 4 horas na mesma condição atmosférica do ensaio.



Figura 27 - Equipamento de ensaio para determinação de MR

Seguindo as normativas brasileira, o carregamento para avaliação do MR ocorreu por meio de um pistão, o qual aplicou cargas cíclicas na amostra, com duração de 0,1s e frequência de 0,9s,

isto é, tempo de aplicação e repouso. A carga sobreposta aos corpos de prova correspondeu a 15% do valor da RT, a qual foi definida previamente. A leitura da deformação horizontal foi registrada através de um sensor de deslocamento tipo LVDT, acoplado ao eixo horizontal do corpo de prova.

Os módulos de resiliência das misturas foram calculados através da Equação 17

$$MR = \frac{P}{|\Delta H|t} \cdot (0,9976\mu + 0,2692)$$

Equação 17

Onde:

MR = módulo de resiliência (MPa)

P = carga cíclica (N)

ΔH = deslocamento horizontal na interseção das duas tangentes (mm)

t = altura/espessura do corpo de prova (mm)

μ = coeficiente de Poisson

3.2.7 Ensaio uniaxial de carga repetida

Para execução do ensaio uniaxial de carga repetida a pesquisa teve como base as normas NBR 16505/16, AASTHO TP 79-15 e o trabalho de mestrado realizado no LAPAV pela eng^a Larissa Monragner de Barros. A seguir estão descritos os procedimentos para confecção das amostras e realização do ensaio.

3.2.7.1 Confecção dos corpos de prova

Os corpos de prova para o ensaio uniaxial de carga repetida foram produzidos utilizando os mesmos equipamentos e princípios da dosagem das misturas, isto é, a mesma cuba misturadora com capacidade para cerca de 10kg, o mesmo sistema de compactação (Superpave) e o mesmo processo de envelhecimento de curto prazo.

Confeccionou-se amostras, no compactador giratório Superpave, com 100mm de diâmetro, $150 \pm 2,5$ mm de altura (Figura 28) e volume de vazios de $7 \pm 0,5\%$. Apesar das especificações e do programa experimental indicarem o mínimo de três corpos de prova por mistura, moldou-se aproximadamente cinco a sete amostras por composição asfáltica e normativa.



Figura 28 – Dimensões dos corpos de prova para ensaio de deformação

3.2.7.2 Execução do ensaio uniaxial de carga repetida

O ensaio uniaxial de carga repetida é utilizado para a determinação da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas através do parâmetro *flow number* (FN). Este tem o objetivo de comparar misturas asfálticas, ou seja, busca identificar qual composição dispõem a melhor resposta no que se refere à deformação permanente.

Para realização do ensaio uniaxial de carga repetida utilizou-se a prensa hidráulica modelo MTS 810 (*Material Test Systems*) disponível no laboratório de pavimentação LAPAV. O condicionamento dos corpos de prova deu-se pela própria câmara da prensa, dado que esta possui um controle de temperatura externo e interno, como mostra a Figura 29. As amostras permaneceram por um período de 3 horas a 60°C.

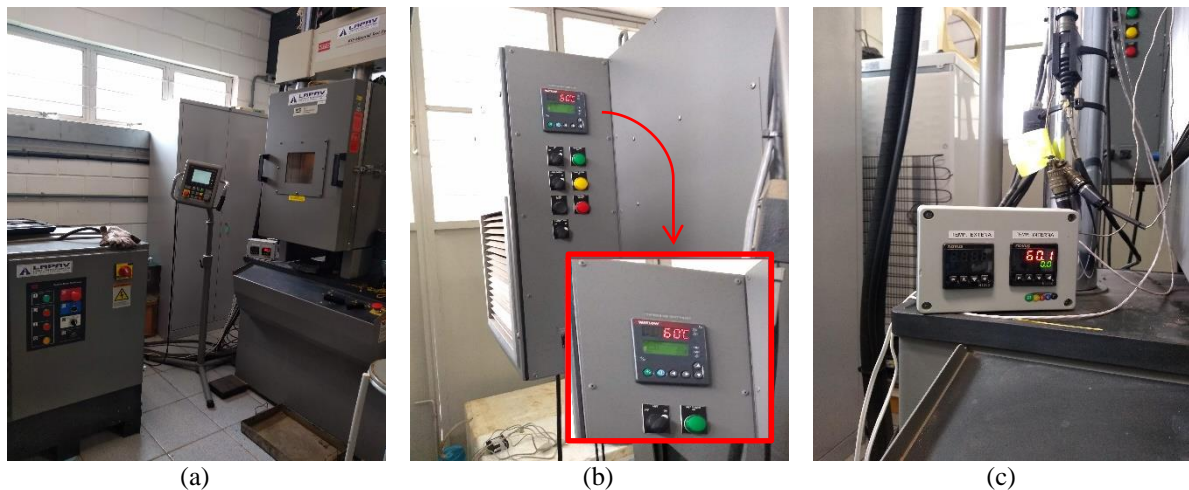


Figura 29 - Prensa MTS 810 (a), controle temperatura externo (b) e controle temperatura externo (c)

Após o sensor interno de temperatura atingir 60°C, garantindo a homogeneidade da amostra, o CP foi posicionado para o ensaio. Neste acoplou-se, na área central da superfície lateral, dois extensômetros (sensores de deslocamento tipo LVDT) diametralmente opostos. Instalou-se o conjunto no atuador da máquina de ensaio, perfeitamente centralizado, entre os pratos superior e inferior.

O carregamento do ensaio foi dividido em duas etapas, pré-carregamento e carregamento cíclico. O pré-carregamento consistiu na aplicação inicial de uma carga de contato (P_{contato}) equivalente a 5% da carga máxima ($P_{\text{máxima}}$), por um período de 60 segundos. Já no carregamento cíclico, utilizando a normativa brasileira NBR 16505/2016, aplicou-se uma carga de 204 kPa com um pulso *haversine* de 0,1 segundos e repouso de 0,9 segundos, isto é, variando desde P_{contato} até $P_{\text{máxima}}$. Para a normativa americana, AASTHO TP 79-15, o procedimento de ensaio permaneceu igual ao sobredito, contudo a carga máxima utilizada foi de 600 kPa, aproximadamente o triplo da especificação brasileira.

Considera-se critério de finalização do ensaio quando a amostra atinge 7.200 ciclos ou observa-se a zona terciária na curva de deformação plástica vertical uniaxial. Na presente pesquisa nenhuma das misturas estudadas alcançou o número máximo de ciclos, portanto, foram ensaiadas até a obtenção da taxa mínima de deformação plástica, onde é obtido o FN. A Figura 30 traz exemplos visuais da deformação sofrida pelas amostras ao final do ensaio.



Figura 30 - Amostras deformadas após o término do ensaio uniaxial de carga repetida

Com os dados gravados ao longo do procedimento foi possível analisar os resultados através da curva de deformação permanente *versus* número de ciclos ajustada ao modelo Francken.

3.2.8 Ensaio de fadiga à tração direta

Para execução do ensaio de tração direta a pesquisa teve como referência a norma AASHTO TP 107-14 e o trabalho de mestrado realizado no LAPAV pelo eng^o Douglas Martins Mocelin. A seguir estão explicados os métodos para confecção dos corpos de prova e realização do ensaio.

3.2.8.1 Confecção dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados no compactador giratório Superpave com as dimensões de 100mm de diâmetro, 170mm de altura e volume de vazios de projeto. As amostras foram deixadas em temperatura ambiente, para, no dia seguinte à compactação, terem suas extremidades retificadas, passando a medir $100 \times 130 \pm 2,5$ mm. A Figura 31 mostra a execução do corte no corpo de prova e sua superfície após serrado.



Figura 31 - Execução do corte no corpo de prova (a) e superfície serrada (b)

Embora o procedimento descrito pela norma AASHTO TP 107-14 recomende que a extração das amostras seja do núcleo de corpos de prova de diâmetro maior do que o estipulado, nesta pesquisa, conforme descrito no parágrafo anterior, elas foram obtidas de modo distinto, isto é, já no diâmetro a ser ensaiado. De acordo com Nascimento (2015), tal procedimento é apropriado e reduz o pela metade a quantidade de massa para necessária para confecção dos corpos de prova.

3.2.8.2 Execução do ensaio de fadiga à tração direta

O ensaio de tração direta fundamenta-se em avaliar a evolução da rigidez do material até o momento de sua ruptura. Ele busca, conforme explicado por Mocelin (2018), caracterizar o

comportamento das misturas quando solicitadas à tração, sendo considerado um ensaio de método construtivo e não simulativo. No método construtivo as condições de campo são avaliadas por alguma ferramenta de análise, separadamente da execução do ensaio, portanto, não há calibrações para os materiais nem estabelecimento de fator laboratório campo.

Para realização do ensaio utilizou-se a prensa hidráulica modelo MTS 810, com algumas adaptações (Figura 32). Foi necessário a instalação de peças especiais de colagem dos corpos de prova e fixação na prensa.

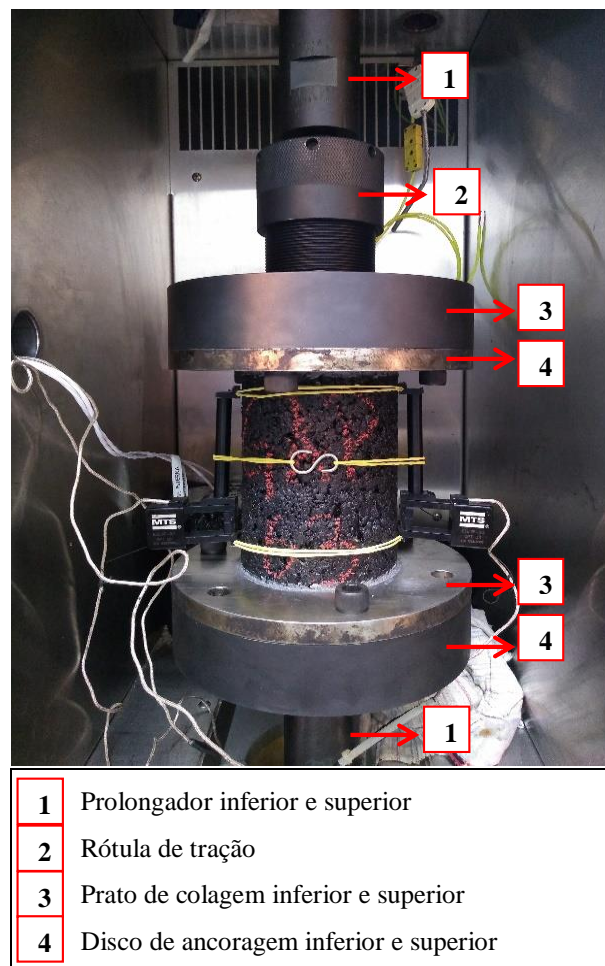


Figura 32 – Peças especiais de fixação à MTS

Para fixação da amostra junto aos pratos de colagem inferior e superior, como mostra o item 3 da Figura 32, primeiramente, o topo e a base do corpo de prova, assim como os pratos, foram lixados em duas direções ortogonais para melhor aderência à colagem. Na sequência, para unir os elementos, utilizou-se uma cola epóxi bicomponente de baixa fluidez (Figura 33 (a)) com tempo de cura de 24 horas. Já para garantir o processo de fixação e o perfeito alinhamento do

material no centro das chapas circulares – para que se desenvolva apenas tensões de tração durante o ensaio – recorreu-se a um aparato de colagem. Este pode ser visto na (Figura 33 (c)).

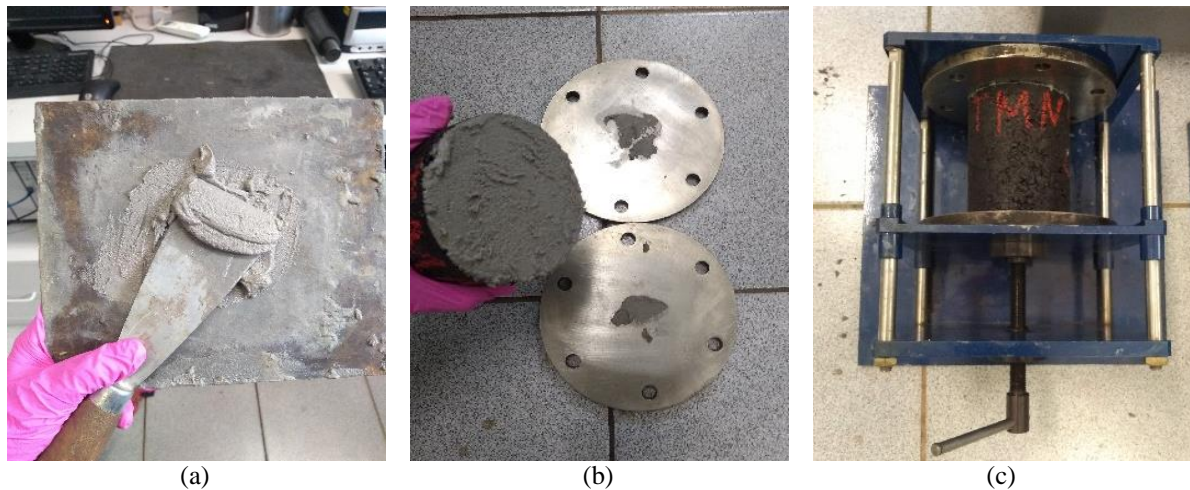


Figura 33 - Cola epóxi (a), distribuição da cola (b) e aparato de colagem (c)

O condicionamento do corpo de prova deu-se pela própria câmara da prensa à temperatura controlada de $20^{\circ}\pm 0,5^{\circ}\text{C}$. Para aferição desta, o controle foi realizado por sensores externo e interno, com uma diferença de no máximo $\pm 1^{\circ}\text{C}$ entre eles.

O ensaio de tração direta consistiu na aplicação de uma deformação cíclica senoidal de amplitude constante até que a amostra entre em colapso, tratando assim, de um ensaio à deformação controlada. Para monitorar a deformação foram acoplados à amostra dois extensômetros (tipo LVDT) igualmente distanciados ao redor do corpo de prova, travados por meio de elásticos finos. Antes de iniciar os teste e depois de o posicionar a amostra na prensa MTS, aplicou-se uma carga de contato de 0,05kN para fixação da rótula ao prolongador do pistão, está, logo após foi cessada.

A execução do ensaio foi dividida em duas etapas. Primeiramente realizou-se um pequeno carregamento à tensão controlada e frequência de 10Hz, denominado *fingerprint*, para determinação do módulo dinâmico ($|E^*|_{\text{fingerprini}}$). Nesta fase buscou-se um nível de deformação que mantivesse o material em seu regime linear elástico, portanto, utilizou-se uma amplitude de carga que provocasse na amostra uma deformação entre 50 e 70 $\mu\epsilon$. Na segunda etapa se iniciou o ensaio de fadiga propriamente. Este foi conduzido com deformação de tração controlada e frequência de 10 Hz, com uma variação da amplitude de deformação em três níveis, sendo um nível por amostra, buscando que os níveis de deformação ficassem dentro da faixa de ruptura de 500 ciclos a 100.000 ciclos.

Para estabelecer os níveis supramencionados, os primeiros corpos de prova de cada mistura foram ensaiados a uma deformação de $300\mu\epsilon$ até a ruptura – com exceção da mistura descontínua (GAP) que necessitou ser testada à $400\mu\epsilon$ em virtude do tempo de ensaio. Assim, observando a Tabela 12, os níveis de deformação do segundo e terceiro corpos de prova tiveram como base o número de ciclos resultante da falha do primeiro (N_{f1}).

Tabela 12 - Níveis de deformação a serem adotados na segunda e terceira amostra

Caso (condição)	ϵ_{os2}	ϵ_{os3}
$500 < N_{f1} < 1.000$	$\epsilon_{os1} -100$	$\epsilon_{os1} -150$
$1.000 < N_{f1} < 5.000$	$\epsilon_{os1} -50$	$\epsilon_{os1} -100$
$5.000 < N_{f1} < 20.000$	$\epsilon_{os1} +50$	$\epsilon_{os1} -50$
$20.000 < N_{f1} < 100.000$	$\epsilon_{os1} +100$	$\epsilon_{os1} +50$
$100.000 < N_{f1}$	$\epsilon_{os1} +150$	$\epsilon_{os1} +100$

Ao total foram testadas três amostras por temperatura, totalizando seis corpos de prova por granulometria. Cada amostra foi testada a um nível de deformação que para as misturas densas variou entre 250 e $350\mu\epsilon$ e para as misturas descontínuas ficou entre 400 e $500\mu\epsilon$. O critério de ruptura e finalização do ensaio de tração direta ocorreu ao se perceber a queda do ângulo de fase (ϕ). O procedimento foi considerado válido quando o trincamento se manifestou na região central do corpo de prova (Figura 34), isto é, na área de leitura dos LVDT's. No entanto, durante a execução desta pesquisa, algumas misturas apresentaram falhas e, neste caso, tiveram que ser descartadas das análises.



Figura 34 - Ruptura na área central

Com as informações colhidas ao longo do ensaio foi possível gerar a curva característica de dano (C versus S) e as envoltórias de ruptura com auxílio da planilha FLEXMat, desenvolvida

pela *North Carolina State University* (NCSU) e também utilizada na pesquisa de Mocelin (2018) – base do presente estudo. As curvas características de dano, que tiveram os resultados obtidos em diferentes condições a partir da variação da amplitude da deformação, geraram individualmente uma curva *C versus S*, as quais por meio da função potencial apresentada na Equação 18, resultaram na curva média do material (*fit*).

$$C(S) = 1 - C_{11}S^{C_{12}}$$

Equação 18

Onde:

$C(S)$ = integridade do material ou pseudo-rigidez

C_{11} e C_{12} = coeficientes da curva *C versus S* média das amostras (constantes do ajuste)

Um dos benefícios da tração direta está em obter os dados da fadiga com um número reduzido de corpos de prova e em poucos dias. Considerando do preparo das amostras à aquisição das curvas de dano foi necessário cerca de uma semana para cada conjunto de aproximadamente três amostras.

3.2.9 Módulo Dinâmico

Para execução do ensaio de módulo dinâmico, o presente estudo baseou-se no trabalho de mestrado desenvolvido pela eng^a Natália Guterres Mensch e na normativa norte-americana AASHTO T 342-11. Na sequência estão descritos os métodos de confecção dos corpos de prova e o procedimento de ensaio.

3.2.9.1 Confecção dos corpos de prova

Preparou-se amostras com 100mm de diâmetro, $150 \pm 2,5$ mm de altura e volume de vazios de $5,5 \pm 0,5\%$ (grau de compactação de 98,5%). Moldou-se o mínimo de duas amostras para cada mistura.

3.2.9.2 Execução do ensaio de módulo dinâmico

Para caracterização viscoelástica linear das misturas se utilizou o ensaio do módulo dinâmico (MD). Segundo Mensch (2017), o módulo dinâmico ($|E^*|$) corresponde ao valor absoluto do módulo complexo, o qual pode ser utilizado para determinar as propriedades elásticas e viscoelásticas do material asfáltico, que possui em sua composição uma parcela elástica e outra viscosa.

O MD consiste em um ensaio não destrutivo, no qual aplica-se uma carga senoidal uniaxial compressiva, variando a frequência e a temperatura. Neste estudo os ensaios foram realizados nas temperaturas de -10; 4; 20; 40 e 54°C e nas frequências de 25; 10; 5; 1; 0,5 e 0,1Hz, controlando a tensão. O procedimento de ensaio em cada amostra foi iniciado pela menor temperatura e maior frequência.

Antes de iniciar o ensaio se condicionou o corpo de prova a ser ensaiado dentro da câmara da prensa MTS 810 e se instalou os extensômetros, responsáveis pelas leituras durante o ensaio. Foi admitida uma variação máxima de temperatura interna de $\pm 0,3^\circ\text{C}$ para a amostra condicionadas.

Primeiramente se realizou o ajuste *Tuning* para garantir que o equipamento respondesse com precisão ao sinal de comando. Este procedimento foi necessário para que a curva senoidal apresentasse uma forma adequada, e garantisse uma resposta de deformação precisa. No procedimento de ensaio, para representar o regime de viscoelasticidade linear, as deformações axiais foram limitadas entre 50 e 100 $\mu\epsilon$. Dado a magnitude do carregamento ser em função da temperatura, as amostras foram submetidas as cargas da Tabela 13.

Tabela 13 - Força de aplicação em função da temperatura

Temperatura de Ensaio ($^\circ\text{C}$)	Força aplicada (kN)
-10	16
4	8
20	4
40	1,5
54	0,4

Fonte: MENSCH, 2017.

O número de ciclos para cada frequência de carregamento foram estabelecidos pela normativa AASHTO T 342-11. Na realização do ensaio, para os posteriores cálculos, foram adquiridos os dados dos últimos 5 ciclos. Na média se armazenou 200 pontos na frequência de 25 Hz (por limitação do equipamento) e 500 pontos por ciclo nas demais frequências.

3.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A Tabela 14 apresenta um resumo dos ensaios realizados englobando todas as misturas asfálticas estudadas e o número mínimo de corpos de prova adotados.

Tabela 14 - Ensaio realizados na pesquisa

Ensaio	Misturas					
	TMN 19 HMA	TMN 19 WMA	TMN 12.5 HMA	TMN 12.5 WMA	GAP HMA	GAP WMA
Dosagem Superpave	12	-	12	-	12	-
Dano por umidade induzida (DUI)	6	6	6	6	6	6
Resistência à tração (RT)	2	2	2	2	2	2
Módulo de resiliência (MR)	3	3	3	3	3	3
Módulo dinâmico (MD)	2	2	2	2	2	2
Flow number ABNT (FN)	3	3	3	3	3	3
Flow number AASHTO (FN)	3	3	3	3	3	3
Fadiga à tração direta (FTD)	3	3	3	3	3	3

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Este capítulo apresenta os resultados obtidos em todos os ensaios laboratoriais executados durante a pesquisa, seguindo os procedimentos estabelecidos na metodologia descrita no capítulo anterior.

4.1 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Os resultados das densidades soltas e compactas dos agregados utilizados na presente pesquisa, com metodologia explicada no item 3.2.2, estão apresentadas na Tabela 15.

Tabela 15 - Densidade solta e compacta dos agregados

Ensaio	Brita 3/4	Brita 3/8	Pó de pedra
Densidade solta (kg/m ³)	1353,32	1365,64	1579,47
Densidade compacta (kg/m ³)	1473,67	1474,22	1707,96

Para a composição das misturas graúda e miúda, TMN 19mm e TMN 12,5mm, a densidade escolhida foi 100% da densidade solta. A Tabela 16 traz os percentuais ajustados de cada fração de agregado utilizado na composição das granulometrias supracitadas.

Tabela 16 - Porcentagem dos agregados em cada mistura

Mistura	Brita 3/4	Brita 3/8	Pó de pedra 1	Filler
TMN 19mm	34%	23%	38%	5%
TMN 12,5mm	15%	35%	45%	5%

Utilizando a metodologia norte-americana de pontos de controle, chegou-se à composição encontrada na Tabela 17.

Tabela 17 - Composição granulométrica TMN 19mm e TMN 12,5mm

Peneira	mm	Granulometria de Projeto (%)	
		TMN 19mm	TMN 12,5mm
1"	25,00	100,0	100,0
3/4"	19,10	99,5	99,8
1/2"	12,70	82,2	92,2
3/8"	9,50	71,0	86,6
4	4,76	40,4	47,2
10	2,00	25,1	28,8
40	0,42	13,0	14,4
80	0,18	9,6	10,4
200	0,07	5,0	5,0

A partir dos percentuais passantes de cada uma das peneiras da Tabela 17 as curvas granulométricas das Figura 35 e Figura 36 foram desenhadas.

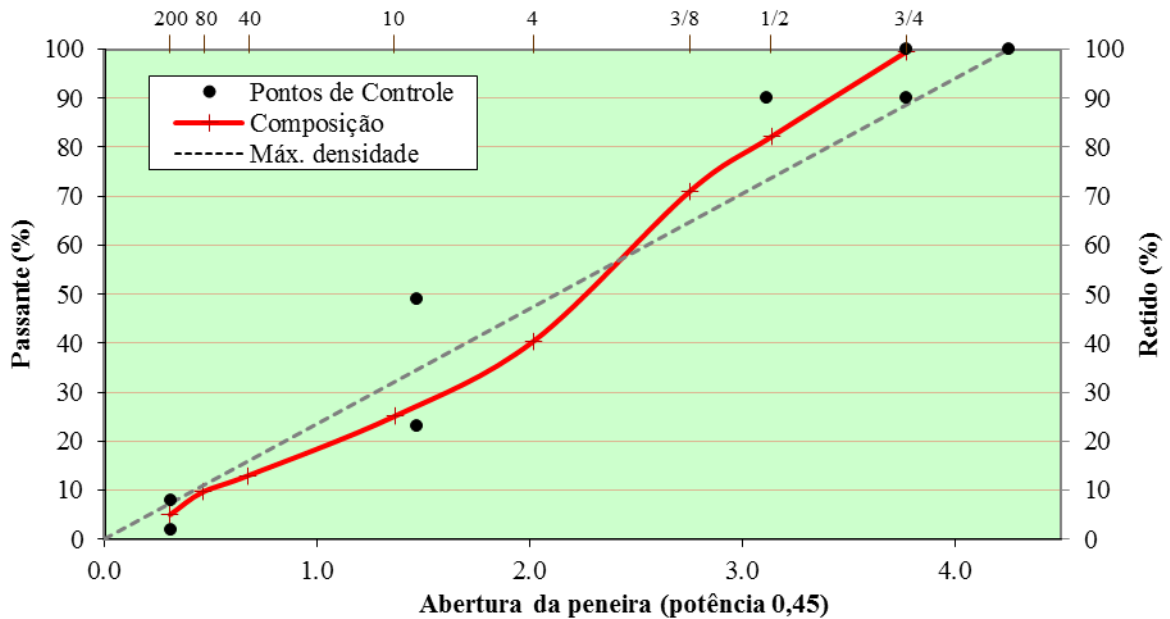


Figura 35 - Curva granulométrica da mistura densa graúda (TMN 19mm)

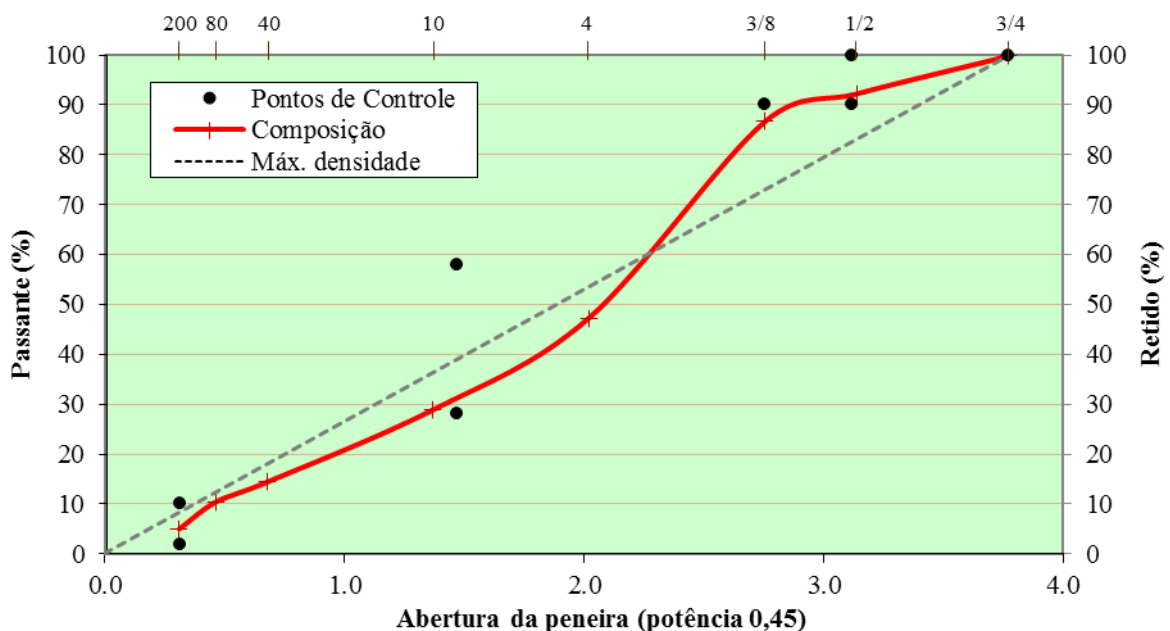


Figura 36 - Curva granulométrica da mistura densa miúda (TMN 12,5mm)

Nos gráficos antepostos (Figura 35 e Figura 36) nota-se que a distribuição dos agregados e os pontos de controle da especificação Superpave foram escalonados, no eixo horizontal, pela abertura de malha das peneiras elevada à potência de 0,45. Também se verifica que não houve sobreposição entre composição e densidade máxima, possibilitando a incorporação de um volume adequado de ligante à mistura.

Para um comparativo, com objetivo de situar as curvas densas na normativa do DNIT traçou-se a composição das misturas pelos parâmetros brasileiros. Conforme mostra a Figura 37, a mistura TMN 19mm enquadrou-se à faixa B do DNIT. Já, de acordo a Figura 38, a mistura TMN 12,5 à faixa C do DNIT.

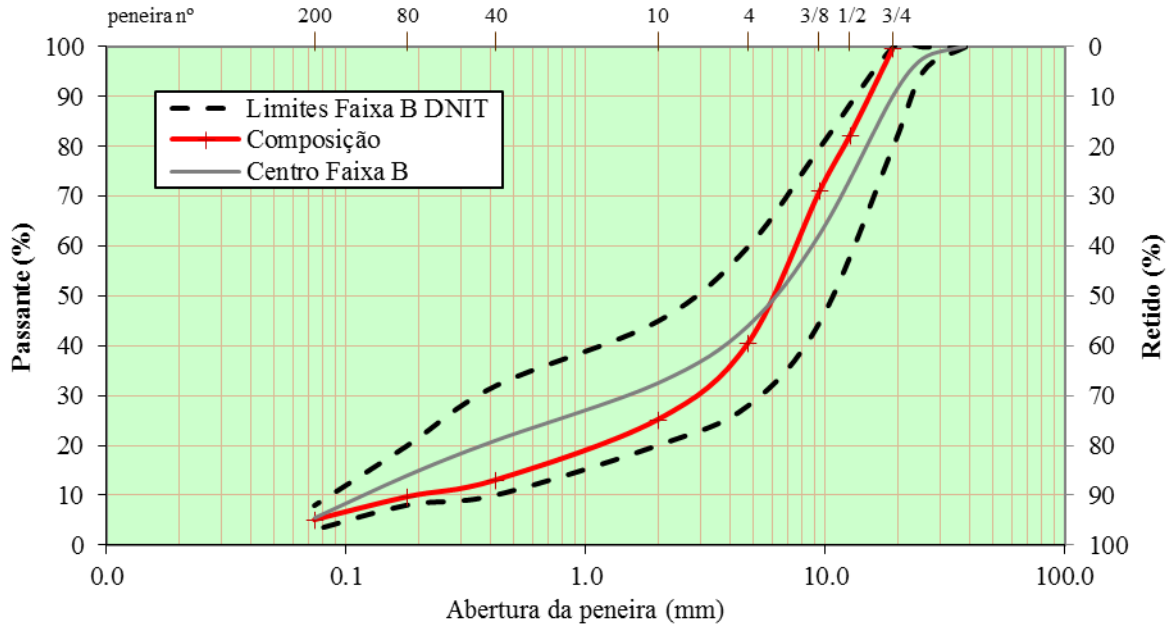


Figura 37 - Curva granulométrica TMN 19mm enquadrada na faixa B do DNIT

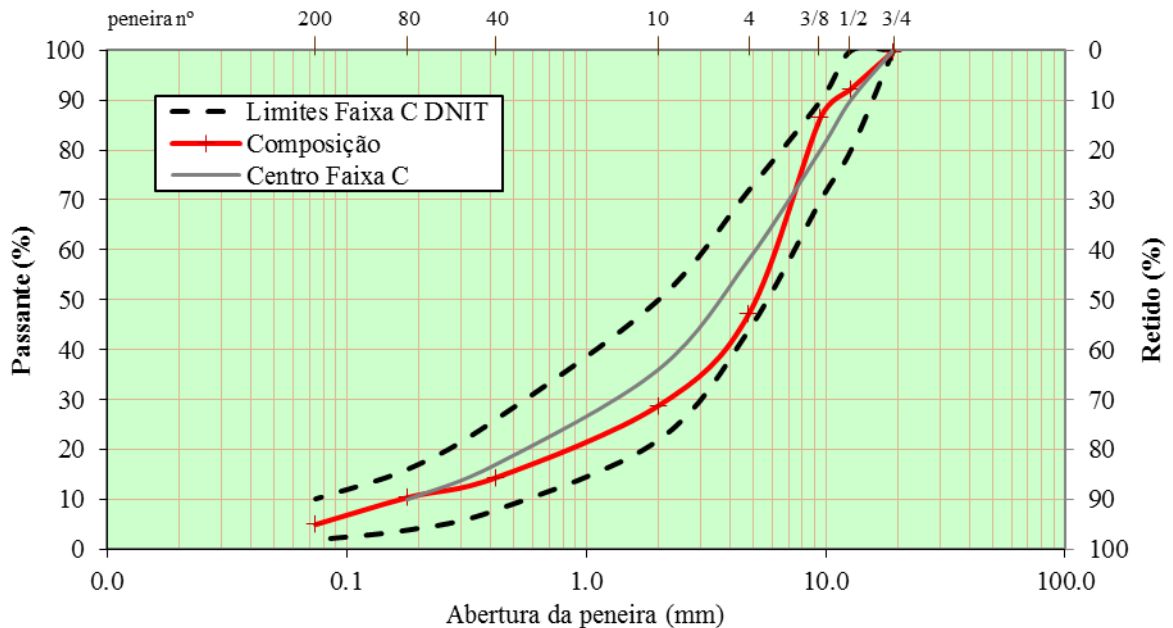


Figura 38 - Curva granulométrica TMN 12,5mm enquadrada na faixa C do DNIT

A mistura descontínua, *Gap Graded*, foi enquadrada sobre dois limites, como pode ser visualizado na Figura 39. Primeiramente se ajustou a composição para os limites estabelecidos

pelo departamento norte-americano Caltrans. Na sequência se observou as demarcações brasileiras, sendo possível incorporar a curva também nesta.

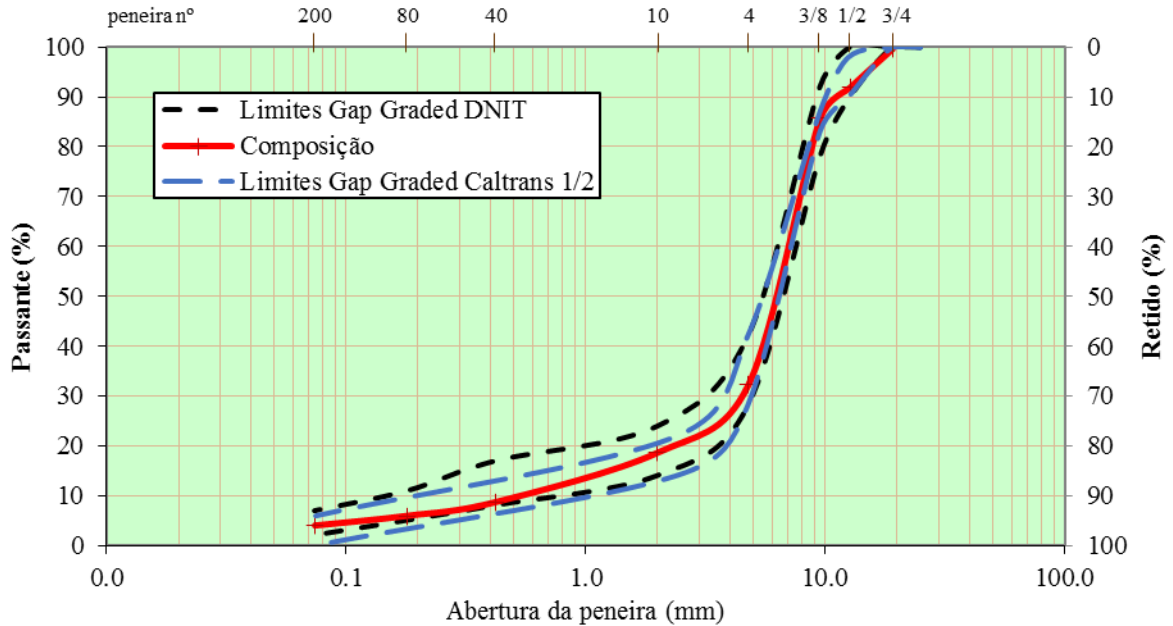


Figura 39 - Curva granulométrica da mistura descontínua (*Gap Graded*)

Para compor a granulometria do *Gap Graded* (Tabela 18) se utilizou o método de tentativas, o qual resultou nos percentuais de 16% de brita 3/4", 52% de brita 3/8", 30% de pó de pedra e 2% de filler.

Tabela 18 - Composição granulométrica *Gap Graded*

Peneira	mm	Granulometria <i>Gap Graded</i> (%)
3/4"	19.10	99.8
1/2"	12.70	92.0
3/8"	9.50	85.8
4	4.76	32.2
10	2.00	18.7
40	0.42	8.7
80	0.18	6.0
200	0.07	4.0

Por fim, vale ressaltar que, para as misturas mornas utilizou-se as mesmas granulometrias das misturas quentes, isto é, os resultados apresentados neste item foram válidos para ambas as temperaturas estudadas. Já o filler, como mencionado no item 3.1.1, foi obtido do agregado, em outras palavras, utilizou-se como enchimento o passante da peneira nº 200 resultante do próprio peneiramento do material pétreo.

4.2 DOSAGEM SUPERPAVE

A seguir, no gráficos das Figuras Figura 40, Figura 41 e Figura 42 estão os dados referentes a dosagem das três composições granulométricas estudadas.

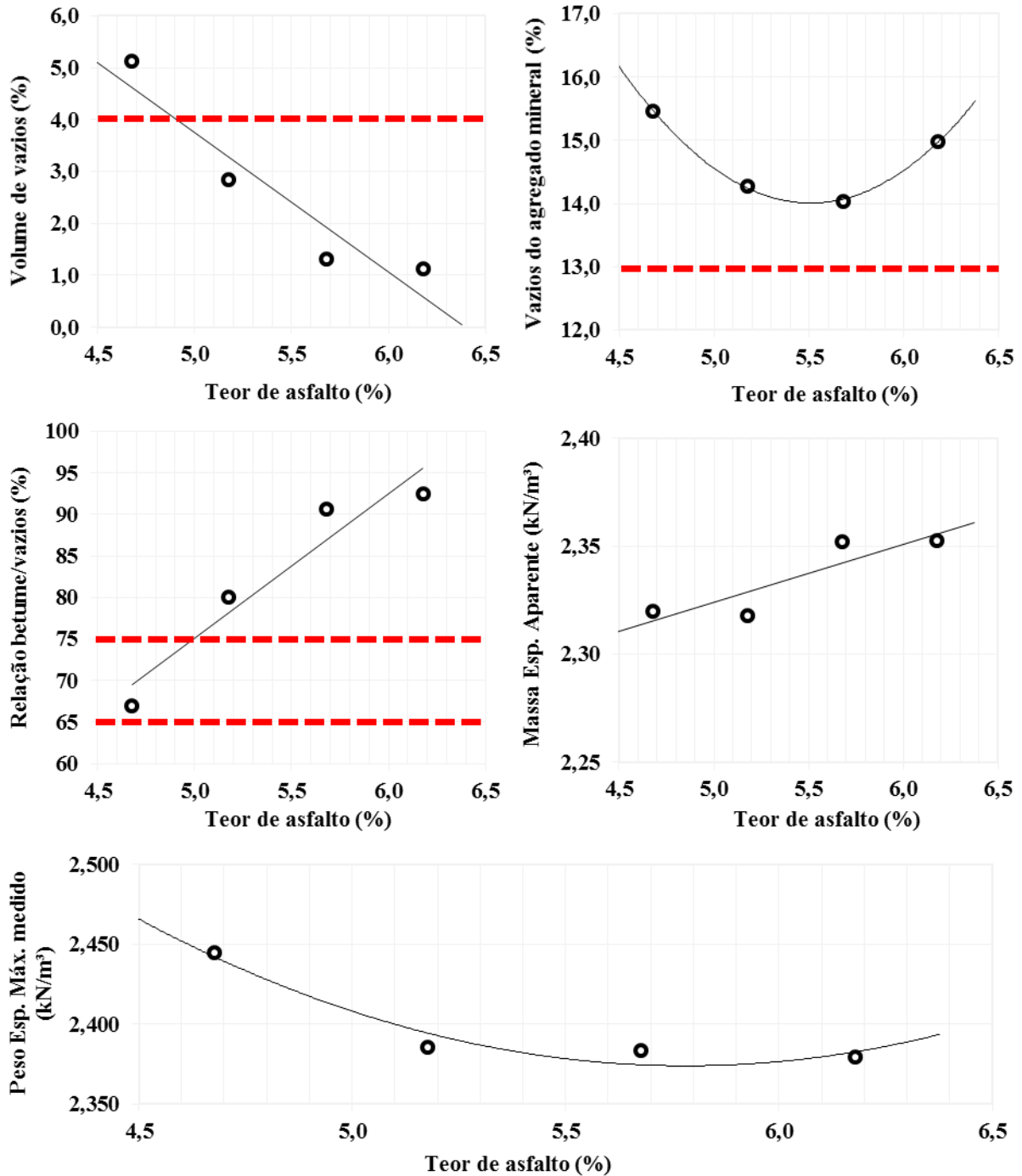


Figura 40 - Resultados da dosagem Superpave: mistura TMN 19

Para a mistura TMN 19, obteve-se um teor de projeto de 4,9%. Comparando os resultados obtidos com as especificações estipuladas pelo Superpave, os parâmetros volume de vazios

(Vv), relação betume vazios (RBV) e vazios do agregado mineral (VAM) foram todos perfeitamente atendidos.

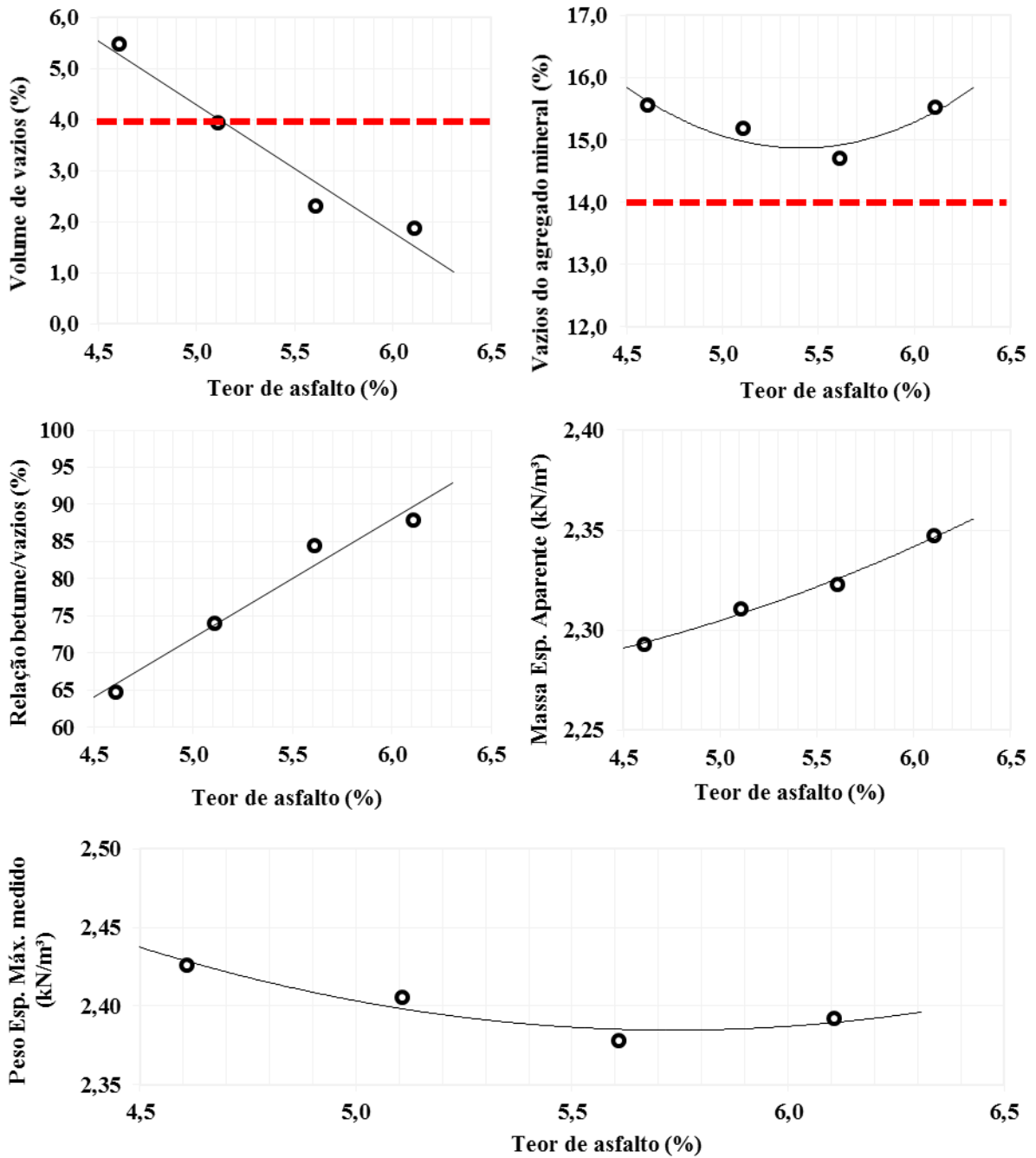


Figura 41 - Resultados da dosagem Superpave: mistura TMN 12,5

Assim como a mistura TMN 19, a composição TMN 12,5 seguiu as especificações Superpave, também tendo os parâmetros de Vv, RBV e VAM atendidos. Porém, nesta, a granulometria ajustou-se a um teor de projeto levemente superior, de 5,1%.

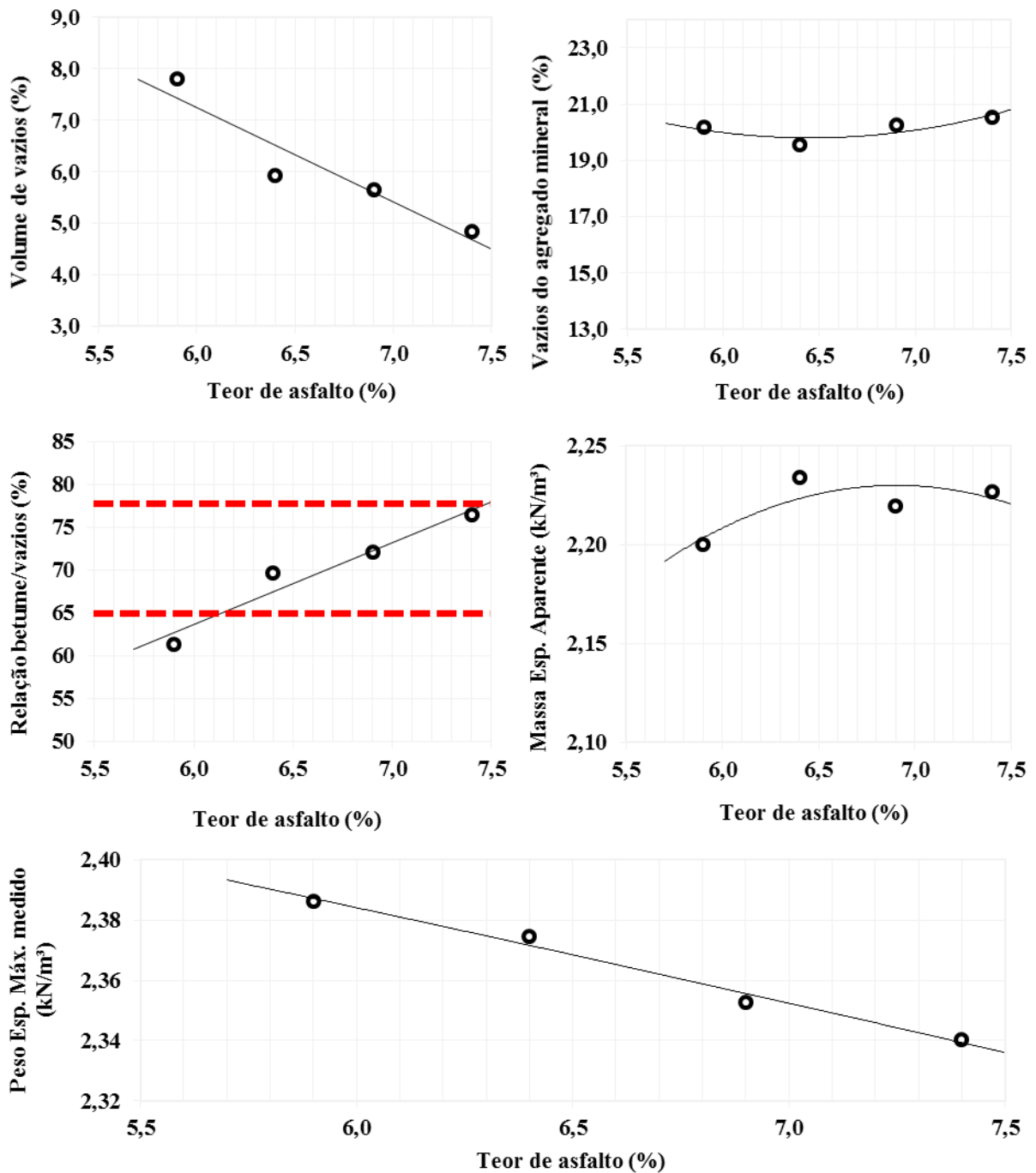


Figura 42 Resultados da dosagem Superpave: mistura *Gap Graded*

Por fim, a mistura *Gap Graded* foi a única que não seguiu os parâmetros Superpave nos quesitos V_v , RBV e VAM, visto essa não tipificar os padrões para a granulometria descontínua. Utilizando as especificações do DNIT 112/2009- ES os resultados encontrados cumpriram com as exigências da normativa e o teor de projeto ficou em 7,2%.

Além das propriedades V_v , RBV e VAM a dosagem por Superpave requer a validação do percentual da massa específica máxima medida ($\%G_{mm}$) atingida conforme no número de giros

($N_{inicial}$, $N_{projeto}$ e $N_{máximo}$). A seguir, na Tabela 19, estão os resultados de todas as dosagens com os critérios que foram atendidos.

Tabela 19 - Resumo dos resultados da dosagem Superpave

Propriedades	Especificações		Resultados		
	Superpave	DNIT 112/09-ES (Gap Graded)	Mistura TMN 19	Mistura TMN 12,5	Mistura Gap Graded
Teor de Projeto (%)	-	-	4,9	5,1	7,2
Volume de Vazios (%)	4,0	4 - 6	4,2	4,4	4,7
Relação Betume Vazios (%)	65 - 75	65 - 75	72,3	71,9	76,7
Vazios do Agregado Mineral (%)	mínimo 13	mínimo 15	15,0	-	20,0
Vazios do Agregado Mineral (%)	mínimo 14	-	-	15,6	-
Massa Esp. Máx. Medida (kN/m ³)	-	-	2,419	2,416	2,236
Massa Esp. Aparente (kN/m ³)	-	-	2,318	2,310	2,236
Relação Filler/Betume (%)	0,6 - 1,2	-	1,02	0,98	-
%Gmm N inicial (8 giros)	< 89%	< 89%	87,7%	88,5%	86,8%
%Gmm N projeto (100 giros)	~ 96%	~ 96%	96,4%	96,7%	94,7%
%Gmm N máximo (160 giros)	< 98%	< 98%	97,6%	97,8%	95,7%

4.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Os resultados do ensaio de resistência à tração por compressão diametral, realizado conforme descrito no item 3.2.5, estão apresentados na Figura 43.

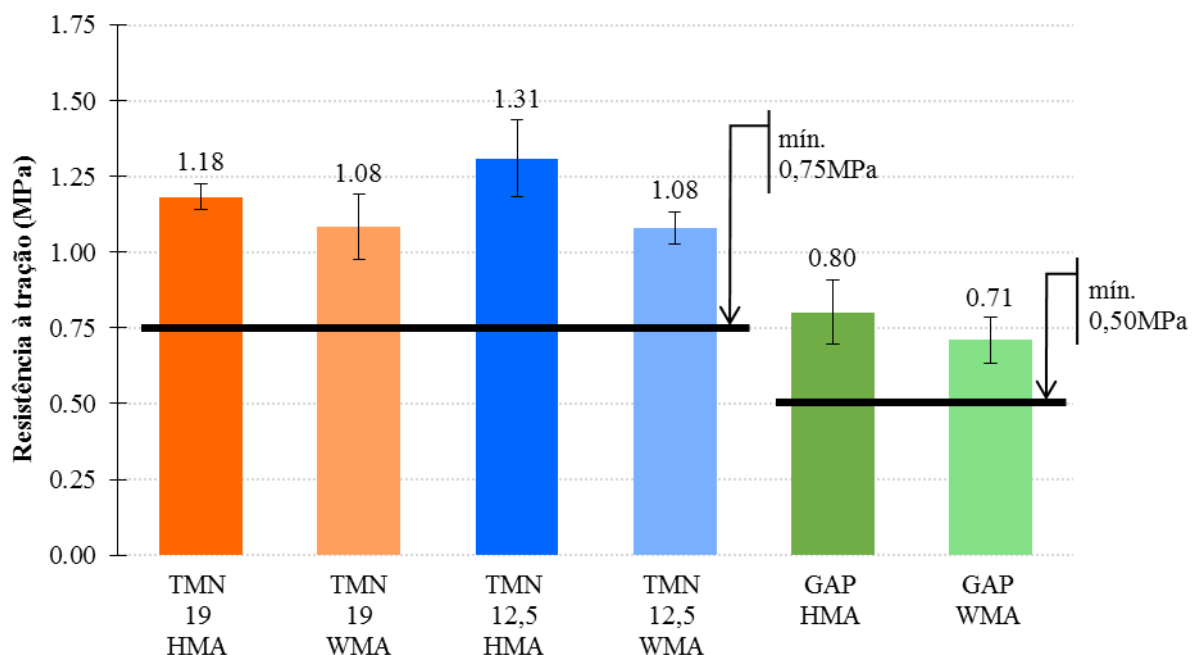


Figura 43 - Resultados para resistência à tração

Pode ser observado que todas as misturas atingiram a resistência à tração mínima estipulada pela norma DNIT 112/2009-ES, com valores maiores que 0,75MPa para as composições densas e superiores a 0,50Mpa para o conjunto *Gap Graded*. Analisando as barras de erro, as misturas TMN 19 e GAP tiveram os resultados sobrepostos entre as composições HMA e WMA, impossibilitando identificar uma diferença de comportamento. Já as misturas TMN 12,5 HMA e TMN 12,5 WMA apresentaram uma representatividade em relação à redução da resistência que pode haver quando se altera a temperatura de usinagem e compactação.

4.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Executado de acordo com o item 3.2.6, os resultados do ensaio de módulo de resiliência estão expostos na Figura 44 a seguir.

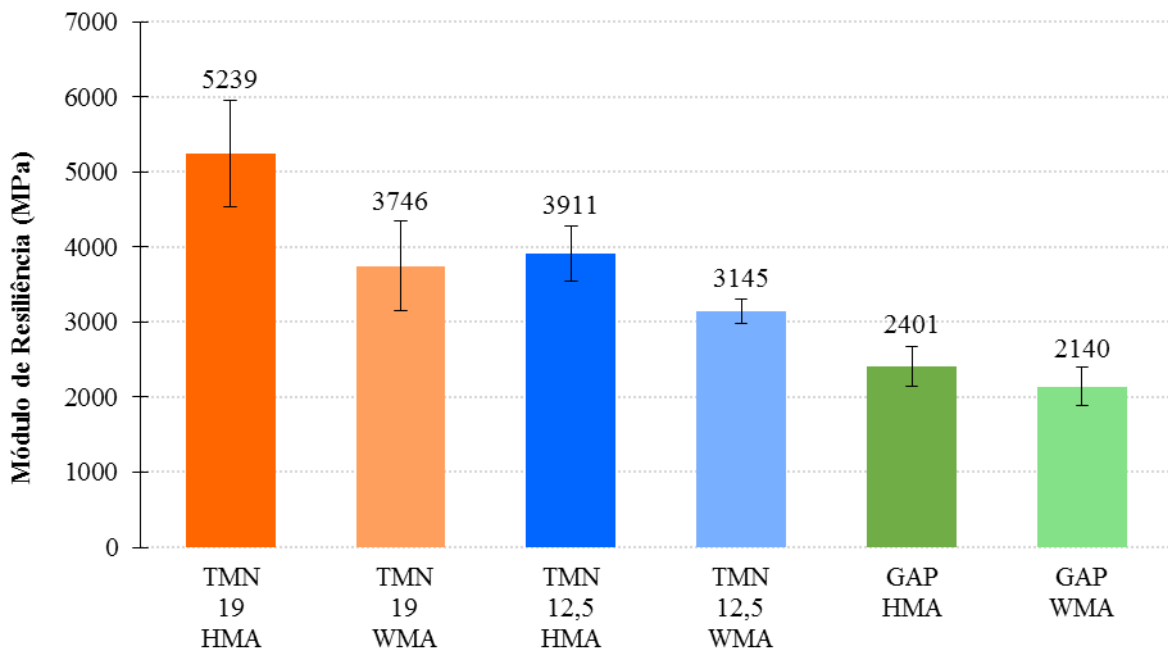


Figura 44 - Resultados para módulo de resiliência

Verificou-se que a mistura quente TMN 19 apresentou o módulo mais elevado, podendo ser efeito da maior rigidez, visto ser a composição com menor teor de ligante. Vale salientar que esta primeira constatação não indica, necessariamente, melhor desempenho quanto à deformação. Observou-se também, que as misturas mornas obtiveram valores menores de MR comparado as respectivas misturas quentes, mostrando que existe uma alteração na rigidez da amostra explicado pelo menor envelhecimento do ligante asfáltico, com exceção da mistura GAP, que pela sobreposição da barra de erro não possibilitou verificar a diferença de comportamento.

4.5 DANO POR UMIDADE INDUZIDA

O ensaio de DUI procedeu conforme explicado no item 3.2.4. Os resultados encontrados estão dispostos na Tabela 20 e mostraram-se satisfatórios, pois todas as misturas superaram o critério mínimo requerido de 80% para a resistência retida à tração (RRT).

Tabela 20 - Resultados do ensaio de DUI

Descrição	Média	Desvio Padrão	RRT
TMN 19 HMA			
Volume de Vazios (%)	6,32	0,29	94%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,94	0,08	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,88	0,06	
TMN 19 WMA			
Volume de Vazios (%)	7,05	0,52	95%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,64	0,03	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,61	0,09	
TMN 12.5 HMA			
Volume de Vazios (%)	6,76	0,25	>100%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,98	0,26	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,99	0,10	
TMN 12.5 WMA			
Volume de Vazios (%)	6,54	0,34	>100%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,68	0,06	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,69	0,11	
GAP HMA			
Volume de Vazios (%)	6,78	0,47	>100%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,38	0,03	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,49	0,12	
GAP WMA			
Volume de Vazios (%)	6,84	0,50	>100%
Resistência <u>sem</u> condicionamento (MPa)	0,48	0,04	
Resistência <u>com</u> condicionamento (MPa)	0,48	0,05	

4.6 MÓDULO DINÂMICO

Seguida a metodologia apresentada no Capítulo 3, item 3.2.9, na sequência estão dispostos os resultados obtidos nos ensaios uniaxiais para determinação do módulo dinâmico. Para a análise da ação da granulometria e da adição do aditivo surfactante no comportamento viscoelástico, os dados de módulo dinâmico e ângulo de fase no espaço de Black, plano Cole-Cole, curva mestra para o módulo dinâmico e ângulo de fase, estão apresentados por composição granulométrica.

Conforme Mensch (2017), o logaritmo do módulo dinâmico em função do ângulo de fase, representado por meio do espaço de Black, permite que os dados em altas temperaturas sejam melhor visualizados. Este tem a capacidade de aferir a qualidade dos dados obtidos.

Analisando o espaço de Black nas diferentes temperaturas e frequências ensaiadas foi possível verificar que todas as misturas tiveram um ângulo de fase crescente até atingirem as temperaturas entre 40 e 20°C. Quanto ao módulo dinâmico, as composições mostraram uma diminuição deste com o aumento da temperatura, fato já esperado visto as características comportamentais comuns de uma mistura asfáltica.

A partir das Figuras 45 e 46, comparando o comportamento das misturas mornas e quentes por granulometria no espaço de Black, pode-se observar que as composições mornas TMN 19 e TMN 12,5 mostraram um maior ângulo de fase comparado às misturas a quente. Segundo Mensch (2017), este desempenho tende indicar que as misturas com aditivo surfactante possuem maior viscosidade. Já, analisando a Figura 47, as misturas GAP apresentaram um patamar onde as composições morna e quente atingiram o mesmo nível. No ponto de inversão do ângulo de fase (na crista das curvas), em que as temperaturas se encontram entre 40 e 20°C, as misturas apontaram um mesmo comportamento, quanto à viscosidade.

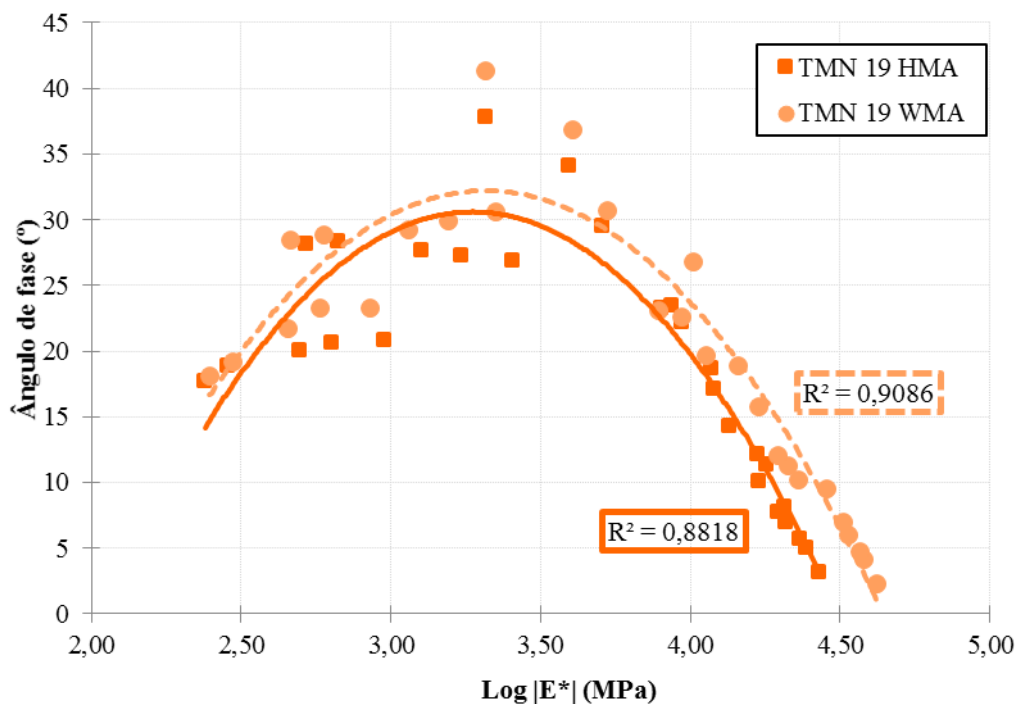


Figura 45 - Espaço de Black das misturas TMN 19

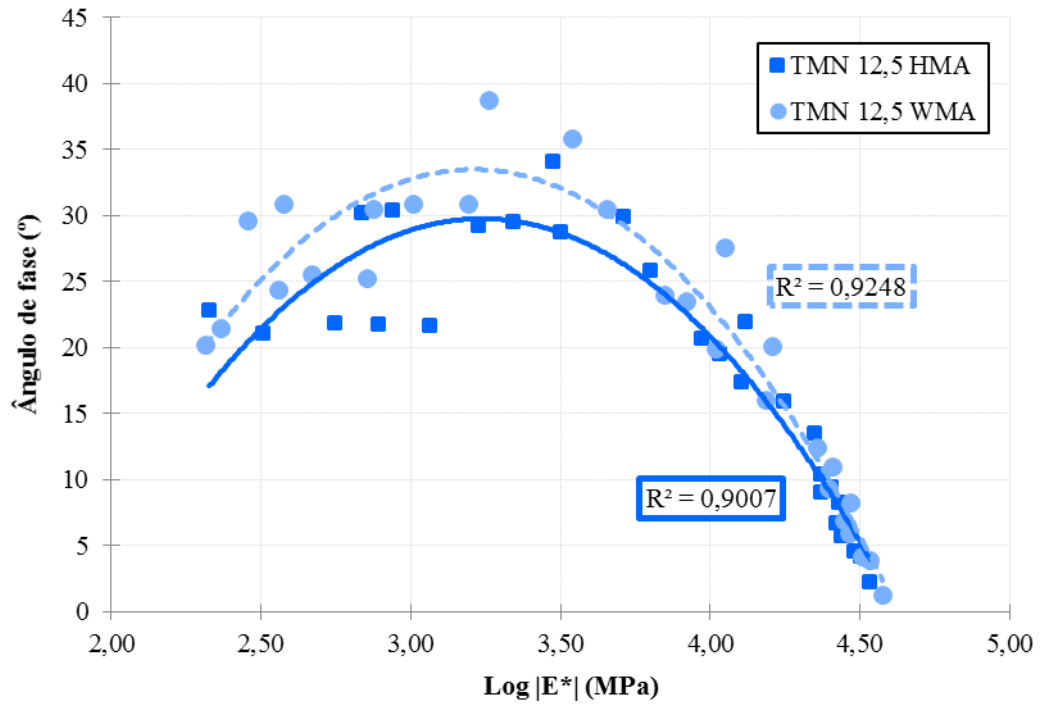


Figura 46 - Espaço de Black das misturas TMN 12,5

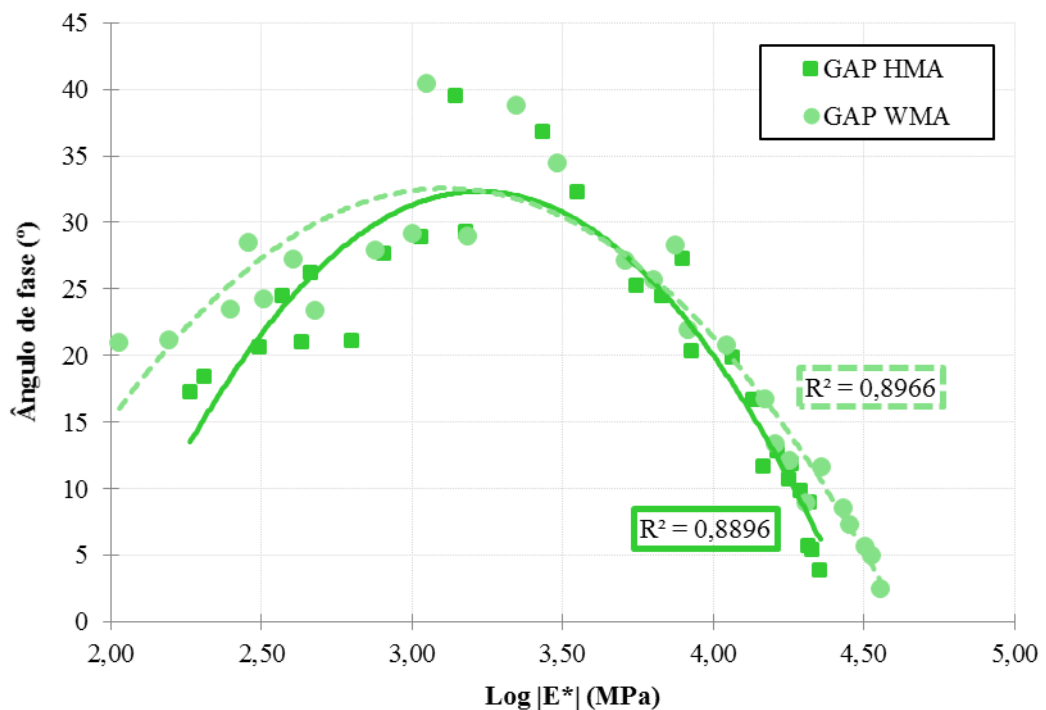


Figura 47 - Espaço de Black das misturas GAP

Ainda observando os gráficos das Figuras 45, 46 e 47 foi possível perceber que as curvas médias geradas apresentaram valores de R^2 próximos ou acima de 0,9. Assim, o ajuste dos dados na curva polinomial de segundo grau se mostrou satisfatório.

Para verificação do comportamento de todas as misturas no espaço de Black, a Figura 48 reuniu as composições em único gráfico.

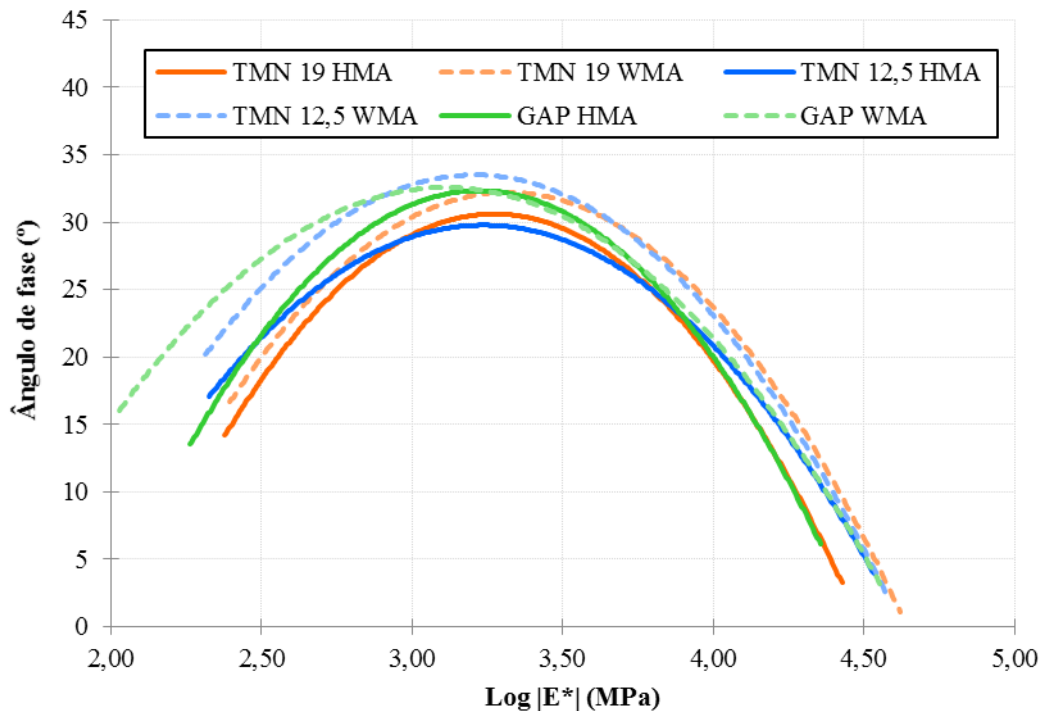


Figura 48 - Espaço de Black para todas as misturas estudadas

Reunindo as curvas do espaço de Black em um único gráfico nota-se a proximidade entre todas elas, isto, pois, utilizou-se o mesmo ligante asfáltico em todas as composições. Ainda assim foi possível verificar um menor ângulo de fase nas misturas quentes, assistindo a fase elástica do material e tendo uma menor dissipação de energia.

Assim como o espaço de Black, o plano Cole-Cole tem a habilidade de conferir a qualidade das informações obtidas nos ensaios. Este tem a capacidade de representar graficamente os resultados do módulo dinâmico para o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. De acordo com Otto (2009), o plano Cole-Cole exhibe os valores do módulo de armazenamento (E1) no eixo horizontal e os valores do módulo de perda (E2) no eixo vertical.

Com objetivo de analisar a energia dissipada e armazenada pelas misturas estudadas, as Figuras 49, 50 e 51 trazem os ajustes polinomiais de segundo grau no plano Cole-Cole separados por composição. O R^2 de todas as misturas assumiram valores acima de 0,9, portanto mostraram um bom ajuste.

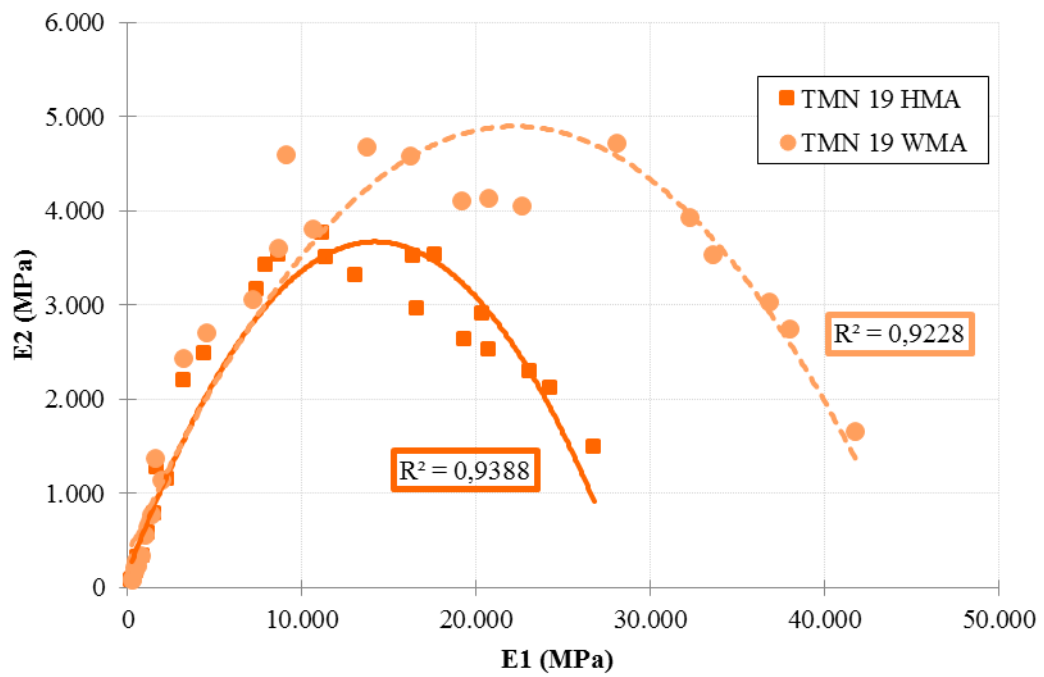


Figura 49 - Plano Cole-Cole das misturas TMN 19

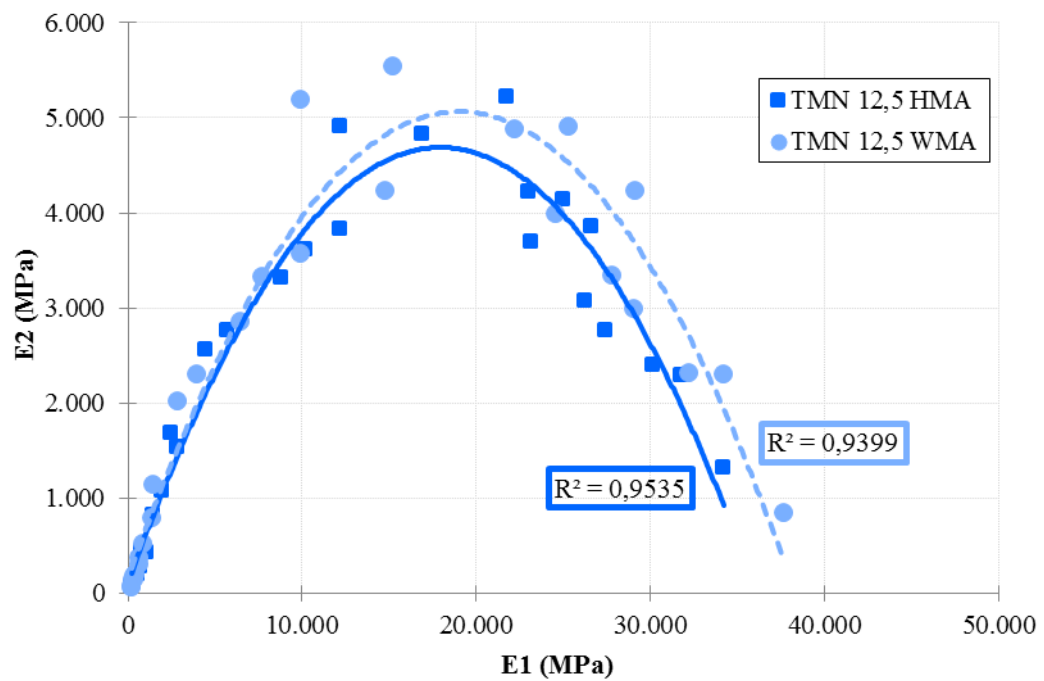


Figura 50 - Plano Cole-Cole das misturas TMN 12,5

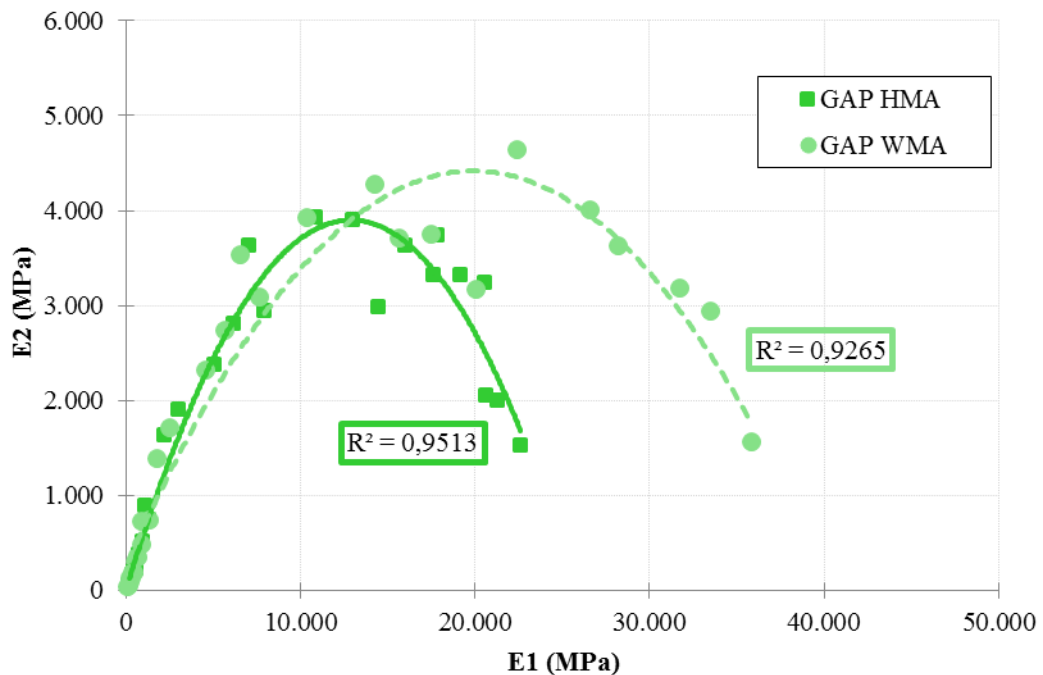


Figura 51 - Plano Cole-Cole das misturas GAP

Mensch (2017) explica que valores menores de E2 representam uma redução do comportamento viscoso irreversível, isto é, ao se deformar, a amostra apresenta um maior retorno as condições iniciais e maior capacidade de atenuação dos esforços aplicados. Já com os valores E1 pode-se verificar a parte recuperável. Analisando as Figuras 49, 50 e 51 é possível observar que as misturas quentes foram responsáveis pelas menores concavidades, portanto os menores valores de E2 e E1. Ainda observando as Figuras 49, 50 e 51, as misturas TMN 12,5 foram as que mostraram menor dispersão entre curvas, com concavidade morna e quente mais próximas.

A Figura 52 reúne todas as misturas estudadas em um só gráfico. Neste foi possível evidenciar que as misturas quentes apresentaram menor comportamento viscoso (E2) e elástico (E1), com exceção da composição TMN 12,5 HMA que teve desempenho mais próximo do revelado pelas misturas mornas. No gráfico também ficou visível a menor concavidade no espaço Cole-Cole das misturas quentes, TMN 19 e GAP, caracterizando um acionamento mais brandos dos agregados para suportar as cargas do pavimento.

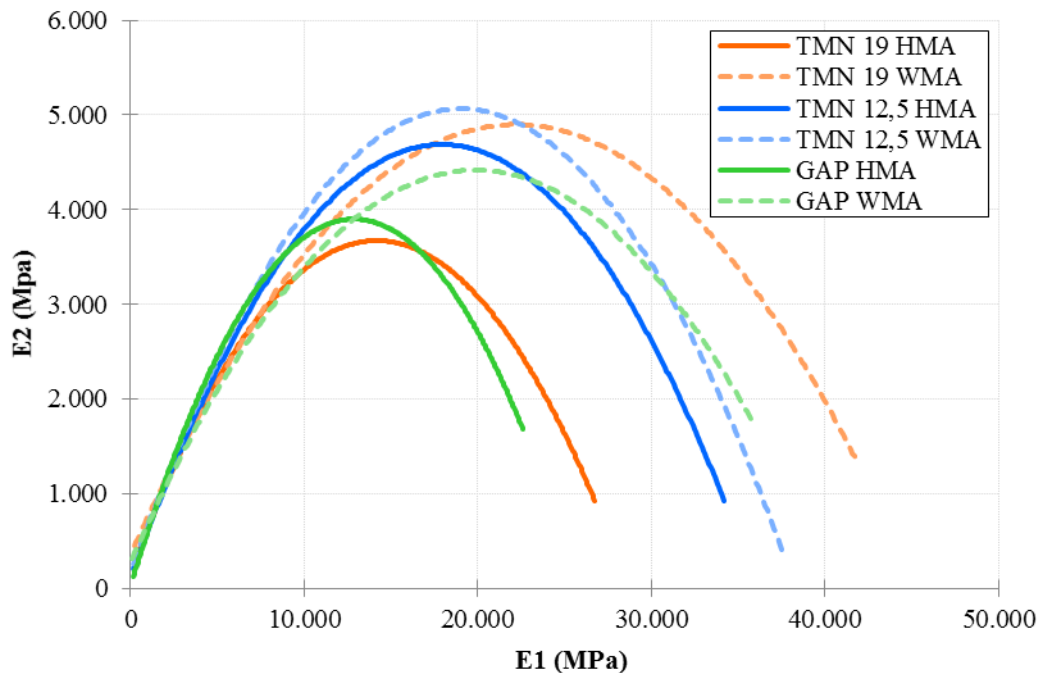


Figura 52 - Espaço Cole-Cole de todas as misturas estudadas

A série de dados obtidos no ensaio de módulo dinâmico também podem ser plotados em função de uma frequência de aplicação de carga e temperatura de ensaio. A gama de frequências e temperaturas quando convertida em uma curva única é denominada de curva mestra e corresponde à rigidez da mistura asfáltica (MENSCH, 2017; GOUVEIA, 2016).

Segundo Boeira (2018) e Mocelin (2018), algumas observações quanto ao desempenho das misturas asfálticas podem ser feitas com os resultados obtidos na curva mestra do módulo dinâmico. Para eles, carregamentos de baixa frequência têm respostas mais viscosas e ocorrência de deformação permanente, já frequências intermediárias e altas têm comportamento elástico e dano por fadiga.

Para a análise pela curva mestra foi utilizado o princípio de superposição tempo-temperatura, com temperatura de referência de 20°C. O comportamento apresentado pelas misturas ficou dentro do comumente esperado, com dados transladados para esquerda conforme o aumento da temperatura e para direita com a diminuição, a partir da temperatura referência. As Figuras 53, 54 e 55 trazem o ajuste das curvas metras do módulo dinâmico das misturas estudadas.

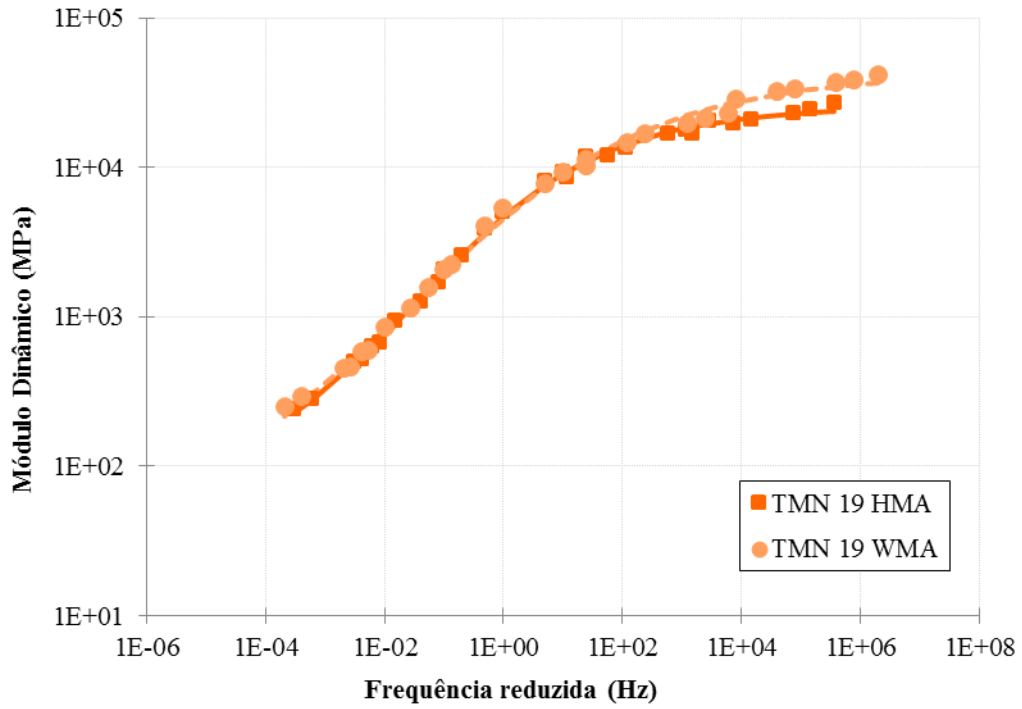


Figura 53 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas TMN 19

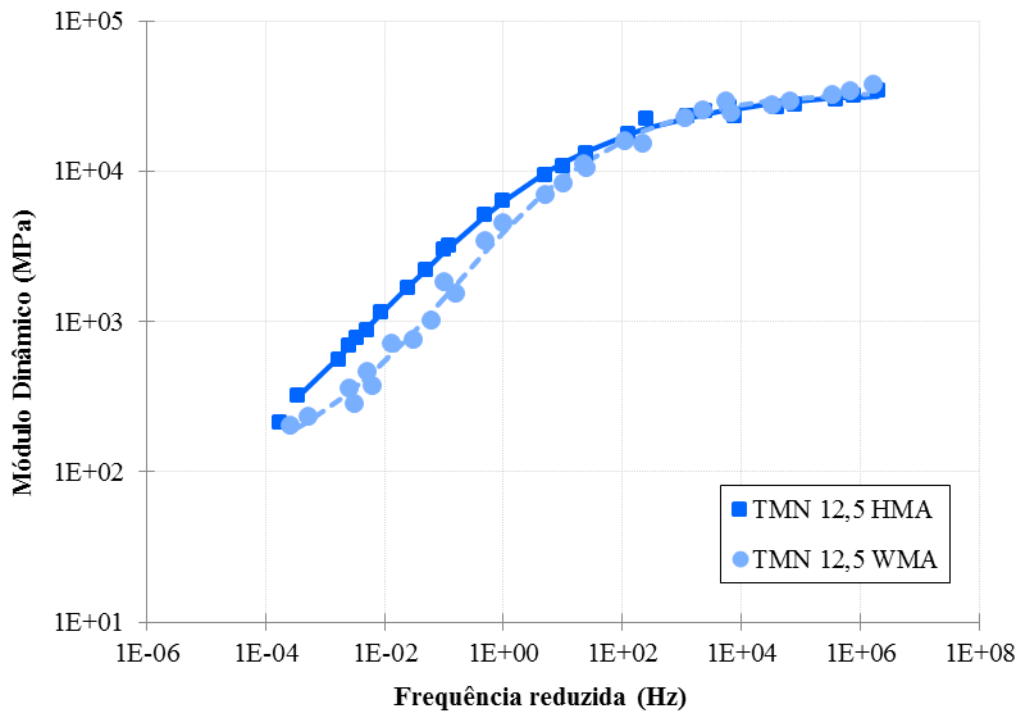


Figura 54 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas TMN 12,5

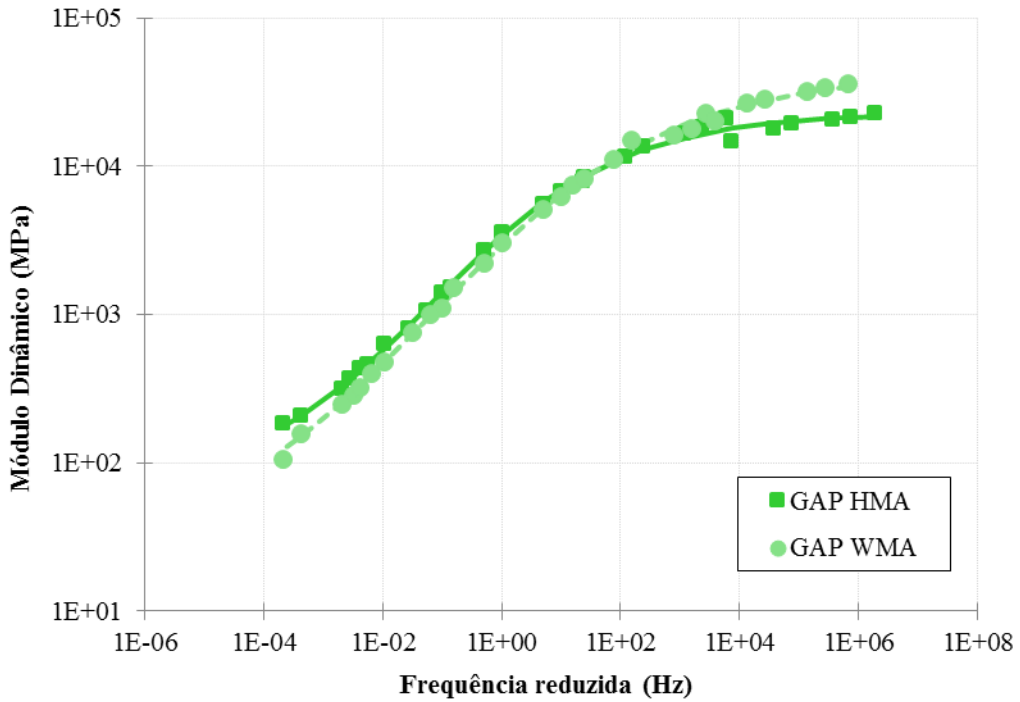


Figura 55 - Curva mestra do módulo dinâmico das misturas GAP

Pelas Figuras 53, 54 e 55 é possível verificar o crescimento do módulo dinâmico com o aumento da frequência. Também observa-se que não houve nenhuma mudança destoante no módulo entre as misturas quentes e mornas.

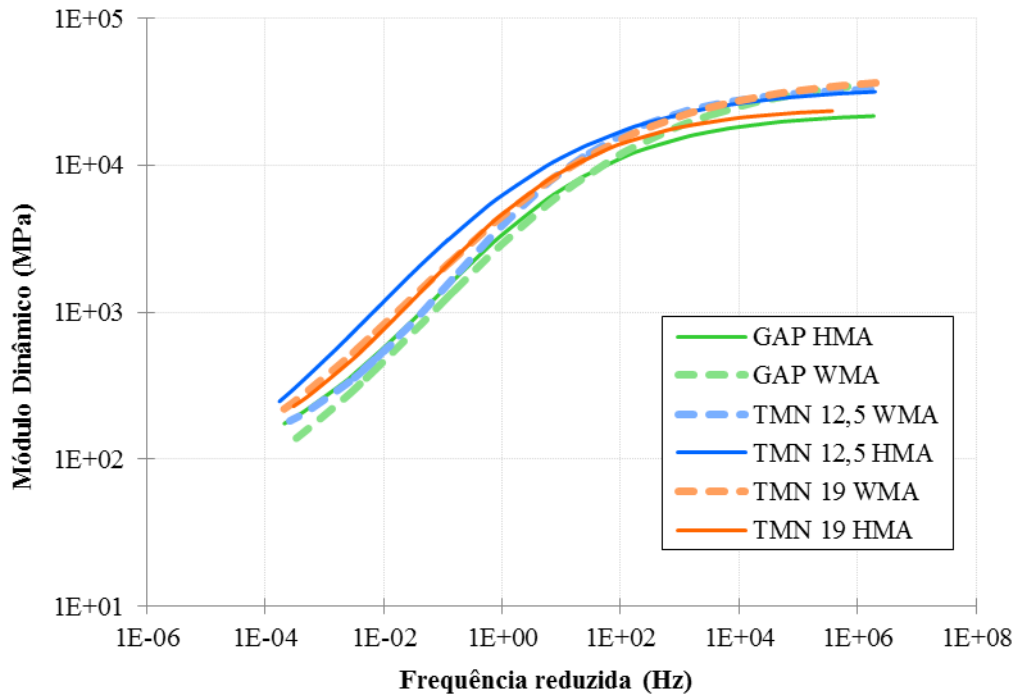


Figura 56 - Curva mestra do módulo dinâmico de todas as misturas

A Figura 56 reúne as curvas mestras de todas as misturas analisadas. Observando estas, percebe-se que a mistura TMN 12,5 HMA apresentou uma rigidez superior das demais, para as baixas e médias frequências. Já nas frequências altas as composições TMN 19 WMA, TMN 12,5 HMA, TMN 12,5 WMA E GAP WMA foram as que mostraram maior rigidez. Também foi possível diagnosticar que o aditivo surfactante provocou alteração na fase elástica das misturas mornas, como já visualizado nos gráficos do espaço Cole-Cole.

Do mesmo modo que as curvas mestras do módulo dinâmico caracterizam a rigidez da mistura asfáltica através da frequência de aplicação de carga e temperatura de ensaio, as curvas mestras do ângulo de fase também a fazem. Segundo Boeira (2018), o ângulo de fase está ligado às propriedades elásticas e viscosas dos materiais asfálticos. Este explica que, a baixas temperaturas, o comportamento dos materiais viscoelásticos lineares homogêneos tende à elasticidade, representado no ângulo de fase por $\varphi=0$. Já para as altas temperaturas, o comportamento tende à viscosidade, ou seja, representado por $\varphi=90^\circ$. Este comportamento é válido para os ligantes asfálticos, mas no caso das misturas asfálticas, que é um material compósito, o intertravamento dos agregados impede que isto ocorra. Assim, o que acontece é que, nas frequências baixas (temperaturas altas) a defasagem do ângulo de fase aumenta, enquanto nas frequências mais altas (temperaturas baixas) acontece o inverso.

As Figuras 57, 58 e 59 apresentam as curvas mestras do ângulo de fase separadas por tipo de granulometria. Nestas verifica-se a prevalência da curva morna acima da quente, indicando que o aditivo surfactante altera as propriedades do ligante, deixando o material mais viscoso ao longo de quase todas as condições. Visualizando as Figuras 58 e 59 nota-se que para a composição TMN 12,5, abaixo da temperatura de 4°C (área a direita do gráfico), o ângulo de fase não apresentou diferenças entre misturas. Já para a composição GAP (Figura 59) a redução da temperatura ocasionou a inversão do ângulo de fase da mistura morna, indicando uma menor viscosidade nesta situação.

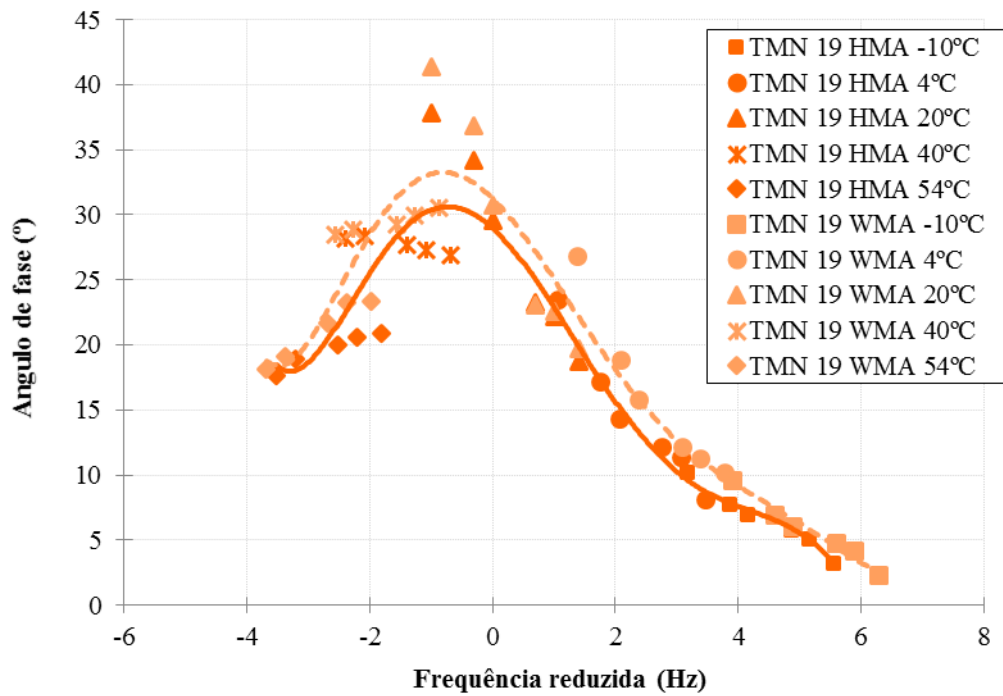


Figura 57 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas TMN 19

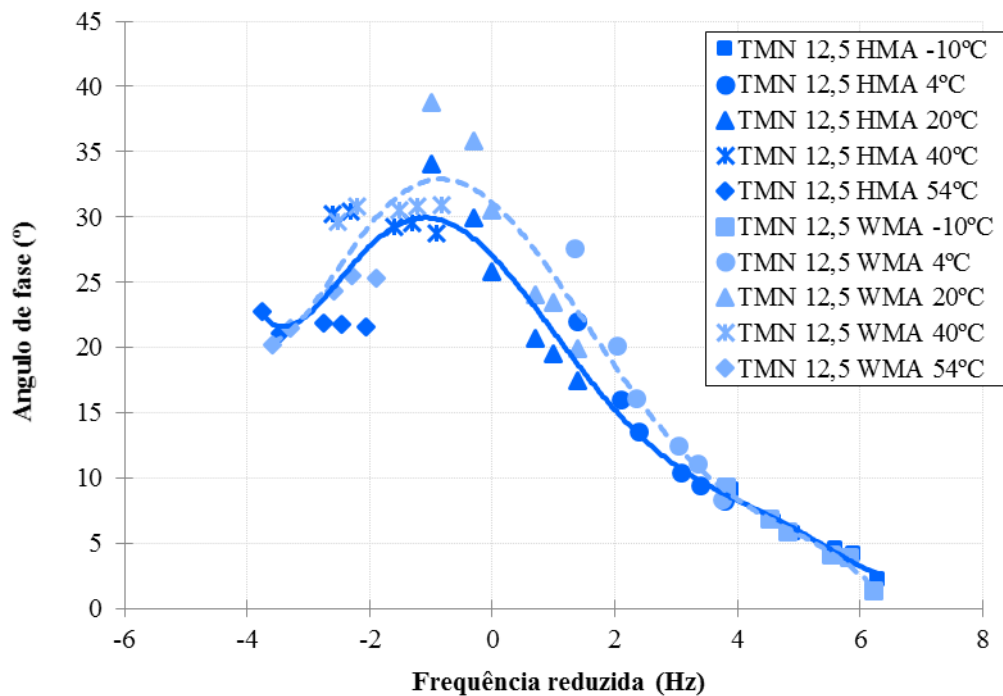


Figura 58 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas TMN 12,5

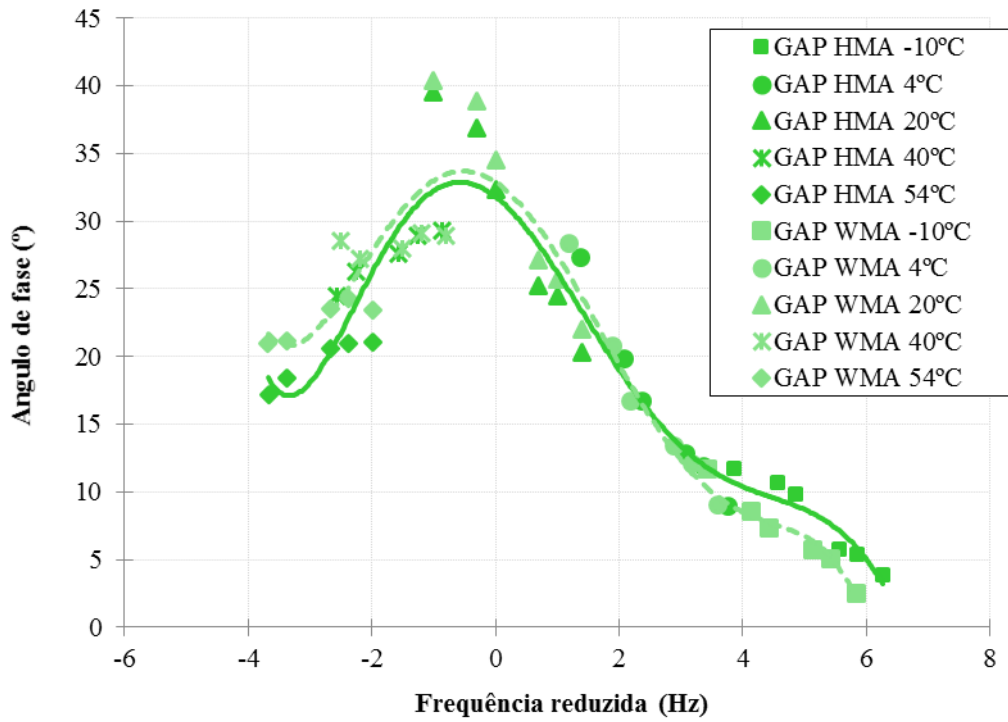


Figura 59 - Curva mestra do ângulo de fase das misturas GAP

A Figura 60 traz as misturas asfálticas plotadas em um único gráfico para uma análise do comportamento de todas as curvas apresentadas anteriormente.

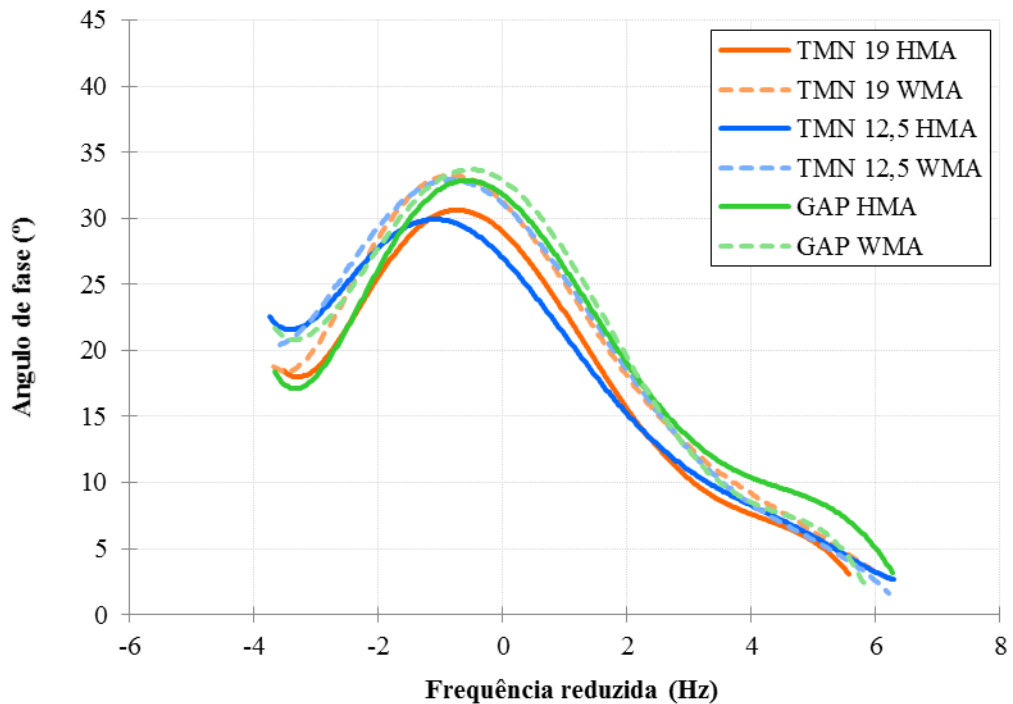


Figura 60 - Curva mestra do ângulo de fase de todas as misturas

Na Figura 60 não foi possível perceber uma diferença significativa no ângulo de fase entre as misturas mornas. No entanto, nas misturas quentes se verificou uma mudança nos valores dos ângulos. As misturas TMN 19 HMA e TMN 12,5 HMA tenderam a um comportamento mais elástico quando comparadas ao GAP, possivelmente associado ao menor teor de ligante asfáltico contido nas duas primeiras.

4.7 ENSAIO UNIAXIAL DE CARGA REPETIDA

O ensaio uniaxial de carga repetida foi realizado conforme descrito no item 3.2.7. Foram testadas três granulometrias em duas temperaturas diferentes, totalizando seis misturas asfálticas para cada nível de carga (204kPa e 600kPa). Nenhuma das misturas estudadas alcançou o limite de encerramento do ensaio, portanto atingiram o FN antes dos 7.200 ciclos.

As curvas de deformação plástica decorrentes dos ensaios realizados utilizando a carga de 204kPa (NBR 16505/2016), foram elaboradas ajustando os resultados dos corpos de prova ao modelo *Francken*, podendo ser visualizadas na Figura 61.

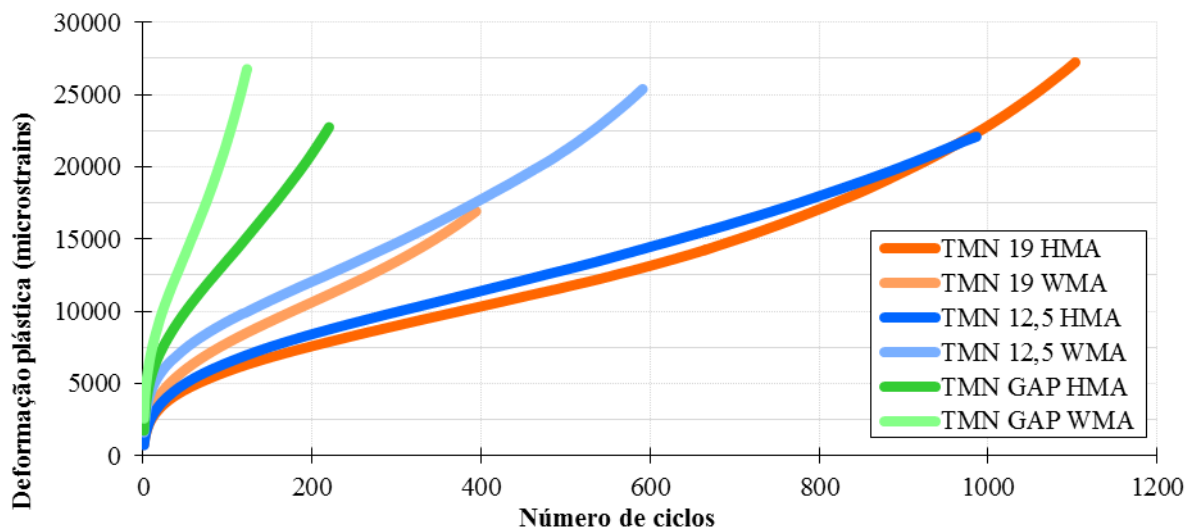


Figura 61 - Curvas de deformação pela NBR 16505/2016

Primeiramente, analisando o gráfico com as curvas de deformação, foi possível detectar que a mistura TMN 19 HMA apresentou o melhor desempenho quanto a resistência à deformação permanente, já a granulometria GAP foi responsável pelos menores números de *Flow Number*. Destaca-se também que nenhuma das misturas mornas (WMA) superou os resultados das respectivas quentes (HMA).

A Tabela 21 traz para avaliação os valores médios de FN, o desvio padrão e a taxa de deformação na zona secundária (b) das curvas exibidas na Figura 61.

Tabela 21 - *Flow Number* obtido pelo modelo *Francken* e seus parâmetro (NBR 16505/2016)

Mistura	FN médio	Desvio Padrão	Parâmetros modelo <i>Francken</i>				$\epsilon_p 10$ [microstrain]	ϵ_p FN [microstrain]	b [microstrain/strain]
			a	b	c	d			
TMN 19 HMA	386	39	1046	0.37	351	0.003	2,524	10,151	20
TMN 19 WMA	193	21	1421	0.36	416	0.006	3,280	10,440	39
TMN 12.5 HMA	249	69	820	0.42	209	0.006	2,660	9,188	27
TMN 12.5 WMA	239	41	1885	0.32	409	0.005	4,546	13,071	37
GAP HMA	112	29	2124	0.39	205	0.015	5,565	14,358	86
GAP WMA	55	12	2863	0.39	350	0.026	7,273	14,669	164

Os dados de FN da presente pesquisa foram analisados tendo como base os critérios para adequado desempenho à deformação permanente apresentados por Nascimento (2008). Este recomenda, para tráfego médio, valor de FN superior a 300 ciclos, o qual foi alcançado na mistura quente TMN 19. Excluindo a mistura mencionada, as demais (TMN 19 WMA, TMN 12,5 HMA, TMN 12,5 WMA GAP HMA e GAP WMA) não se enquadraram ao requisito mínimo de ciclos, por isso, seriam mais indicadas para tráfegos leves.

Analisando a taxa de deformação na zona secundária (b), calculada na Tabela 21 a partir de um modelo linear igualmente utilizado por Nascimento (2008), verificou-se que as misturas com maior FN apresentaram uma menor taxa b. Isto indicou que a mistura permaneceu por mais tempo na região secundária da curva, com deformações praticamente constantes (pequena taxa de variação). As deformações permanentes no FN (ϵ_p FN) das misturas asfálticas estudadas ficaram entre 9.100 e 14.700 microstrain ($\mu\epsilon$), correspondendo respectivamente a uma variação de 1,37mm e 2,21mm. As menores resistências foram visivelmente notadas na composição descontínua tipo *Gap Graded*.

Com o objetivo de verificar os dados obtidos no estudo com outro já realizado, a Figura 62 exhibe um gráfico comparativo trazendo os resultados de Barros (2017). As composições estudadas por esta utilizaram mais de um tipo de ligante asfáltico, no entanto, também tiveram misturas que combinaram a granulometria tipo *Gap Graded* e AB-8. Em geral a pesquisa de Barros (2017) apresentou o mesmo comportamento para as misturas mornas, com número de

FN inferior à sua correspondente quente. Esta também mostrou valores de FN abaixo de 300 ciclos para as misturas utilizando AB, com resultados satisfatórios apenas quando adicionada cal calcítica à composição.

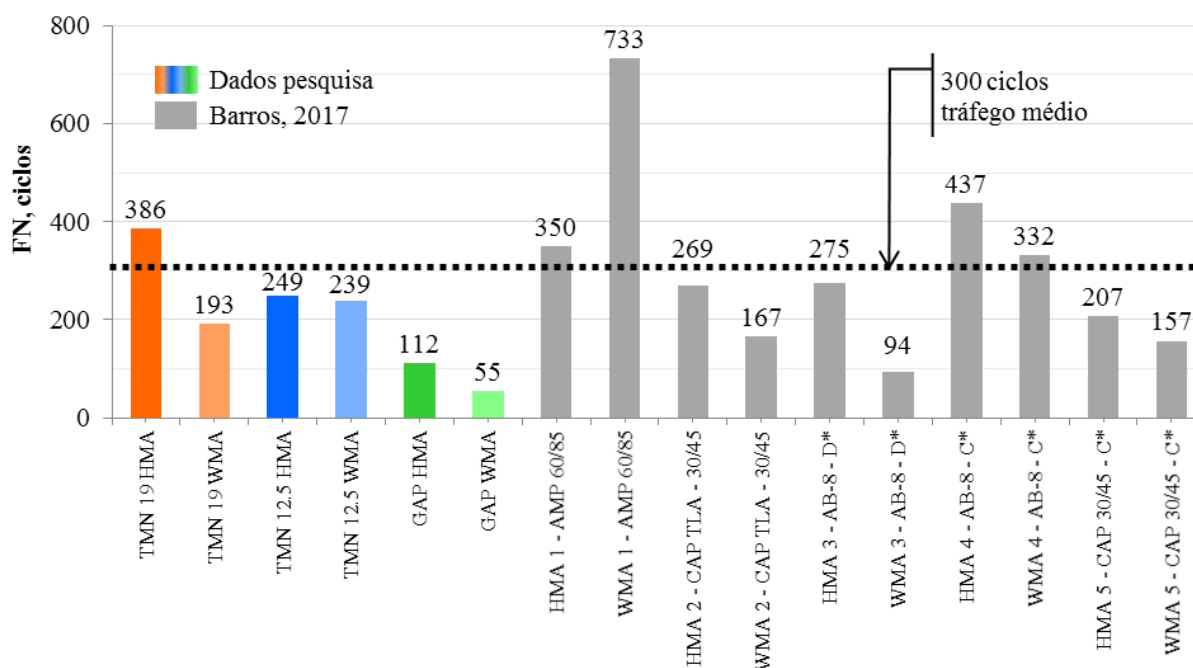


Figura 62 - Comparativo entre os dados da pesquisa e os obtidos por Barros (2017) pela NBR 16505/2016

As curvas de deformação plástica decorrentes dos ensaios realizados utilizando a carga de 600kPa (AASHTO TP 79-15), foram elaboradas seguindo os mesmos conceitos das curvas anteriormente apresentadas para a carga da ABNT. Os resultados das amostras ajustadas pelo modelo *Francken* podem ser identificados na Figura 63.

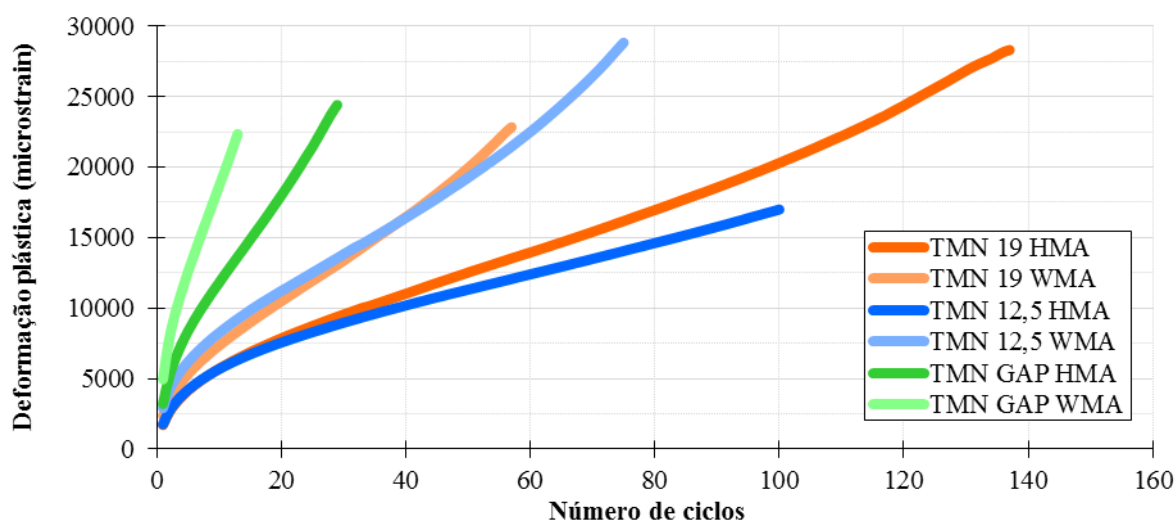


Figura 63 - Curvas de deformação pela AASHTO TP 79-15

Observando o gráfico com as curvas de deformação pela AASHTO foi possível perceber uma redução brusca no eixo que representa o número de ciclos das misturas estudadas. No entanto, admitindo o valor mínimo de Bonaquist (2012), de 50 ciclos para resistir ao tráfego médio quanto ao FN, as misturas TMN 19 HMA e TMN 12,5 HMA se mostraram capazes de atingirem este parâmetro. Também se analisa que a mistura TMN 12,5 HMA foi a que apresentou menor deformação para um mesmo número de ciclos e que as misturas GAP não mostraram diferença entre a zona secundária e terciária.

A Tabela 22 apresenta os valores médios de FN, o desvio padrão e a taxa de deformação na zona secundária das curvas plotadas na Figura 63.

Tabela 22 - Flow Number obtido pelo modelo *Francken* e seus parâmetro (AASHTO TP 79-15)

Mistura	FN médio	Desvio Padrão	Parâmetros modelo <i>Francken</i>				$\epsilon_p 10$ [microstrain]	$\epsilon_p FN$ [microstrain]	b [microstrain/strain]
			a	b	c	d			
TMN 19 HMA	57	2	2009	0.54	2109	0.008	5,702	13,531	167
TMN 19 WMA	25	6	2417	0.46	688	0.043	7,337	11,931	306
TMN 12.5 HMA	64	55	1982	0.44	7	0.055	5,674	12,832	133
TMN 12.5 WMA	31	6	3038	0.42	661	0.038	8,243	14,080	278
GAP HMA	16	9	3403	0.54	26	0.172	11,789	15,470	613
GAP WMA	9	3	5106	0.56	0.08	0.722	18,621	17,420	1200

A Tabela 22 possibilitou confirmar a queda brusca nos valores do FN de todas as misturas ensaiadas utilizando a carga estabelecida pela norma da AASHTO. A composição TMN 12,5 HMA, apesar de ter apresentado um melhor desempenho, revelou um maior desvio padrão, isto é, uma maior dispersão em torno da média amostral. Entretanto, nesta etapa, assim como nas misturas submetidas a carga de 204kPa, as composições mornas demonstraram uma menor resistência comparadas as misturas quentes.

A taxa de deformação na zona secundária seguiu a mesma tendência das amostras testadas pela ABNT, mas com índices mais elevados. Em razão da carga de carregamento aplicada, as misturas TMN 19 apresentaram taxas de deformação oito vezes superiores as observadas na normativa brasileira. As composições GAP entraram em colapso com um número de ciclos extremamente baixo, impossibilitando a identificação do FN.

A seguir a Figura 64 mostra um gráfico de colunas comparando os resultados médios obtidos na atual pesquisa e no estudo realizado por Barros (2017).

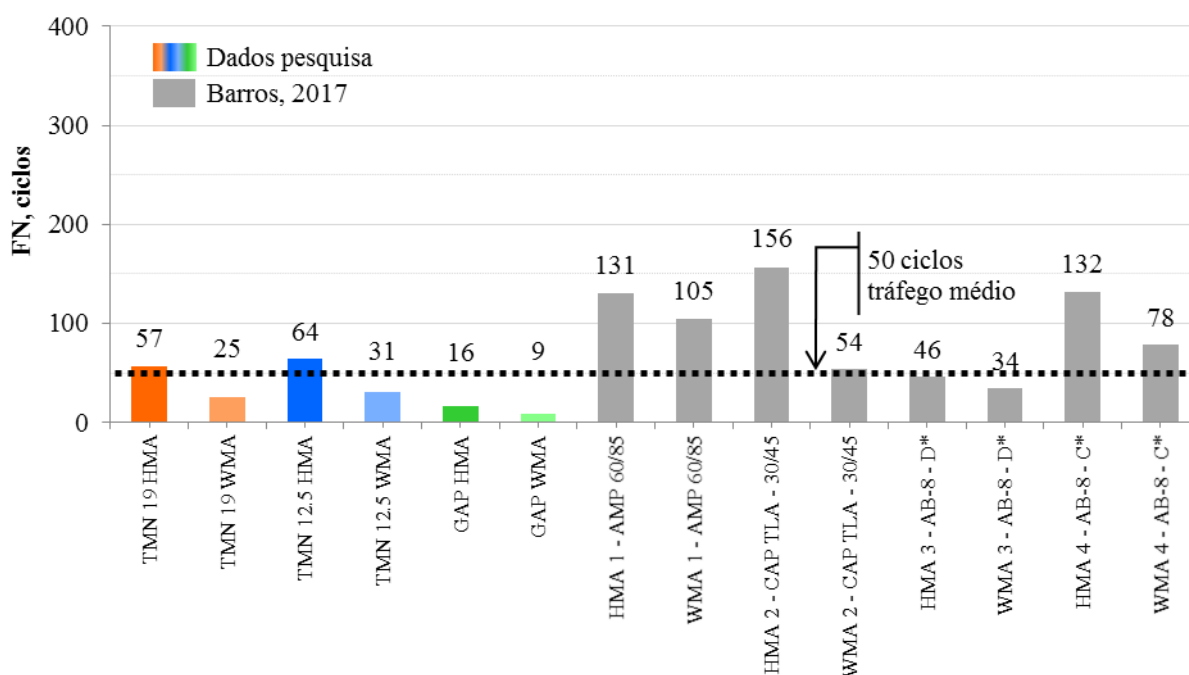


Figura 64 - Comparativo entre os dados da pesquisa e os obtidos por Barros (2017) pela AASHTO TP 79-15

Os resultados apresentados por Barros (2017) foram semelhantes ao deste estudo quanto ao desempenho à deformação das misturas mornas. Mesmo utilizando diferentes tipos de ligantes asfálticos, nenhuma mistura morna estudada por Barros (2017) apresentou resistência superior à sua respectiva versão quente. Todavia algumas composições mostraram FN expressivamente superiores aos analisados neste trabalho, chegando alcançar o número de ciclos para tráfego pesado estabelecido por Bonaquist (2012). Quando se comparou os resultados de Barros (2017), das mistura GAP com AB-8 e cal calcítica (HMA 4 e WMA 4) – granulometria que no presente estudo se mostrou menos resistente à deformação – com as composições TMN 19 e TMN 12,5, as primeiras apresentaram melhores comportamentos, com a mistura morna superando os valores até mesmo amostras das quentes deste trabalho.

4.8 ENSAIO DE TRAÇÃO DIRETA

O ensaio de tração direta foi realizado conforme descrito no item 3.2.8. Para exemplificar como as curvas gerais no plano C *versus* S foram construídas, a Figura 65 traz as curvas originais e a curva média da mistura TMN 19 HMA como modelo. Já o ajuste (*fit*) das demais misturas asfálticas, que possibilitaram a confecção dos gráficos das Figuras 66, 67 e 68, pode ser visualizado no Apêndice D.

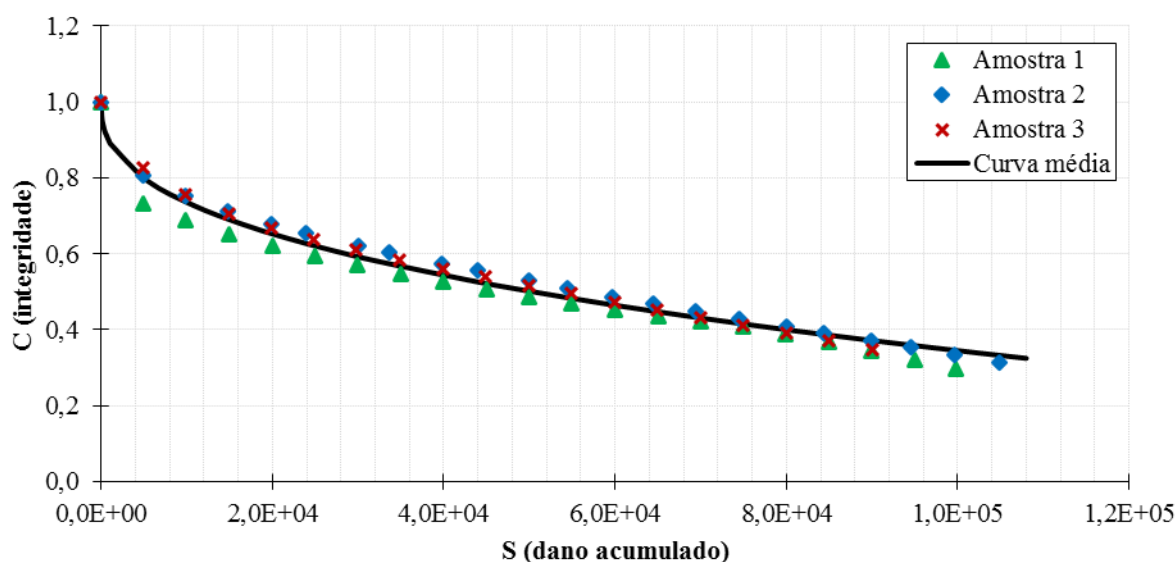


Figura 65 - Gráfico típico da Curva Característica de Dano (C versus S)

A função ajustada de todas as misturas asfálticas densas (TMN 19 e TMN 12,5) estudadas no presente trabalho estão plotadas na Figura 66.

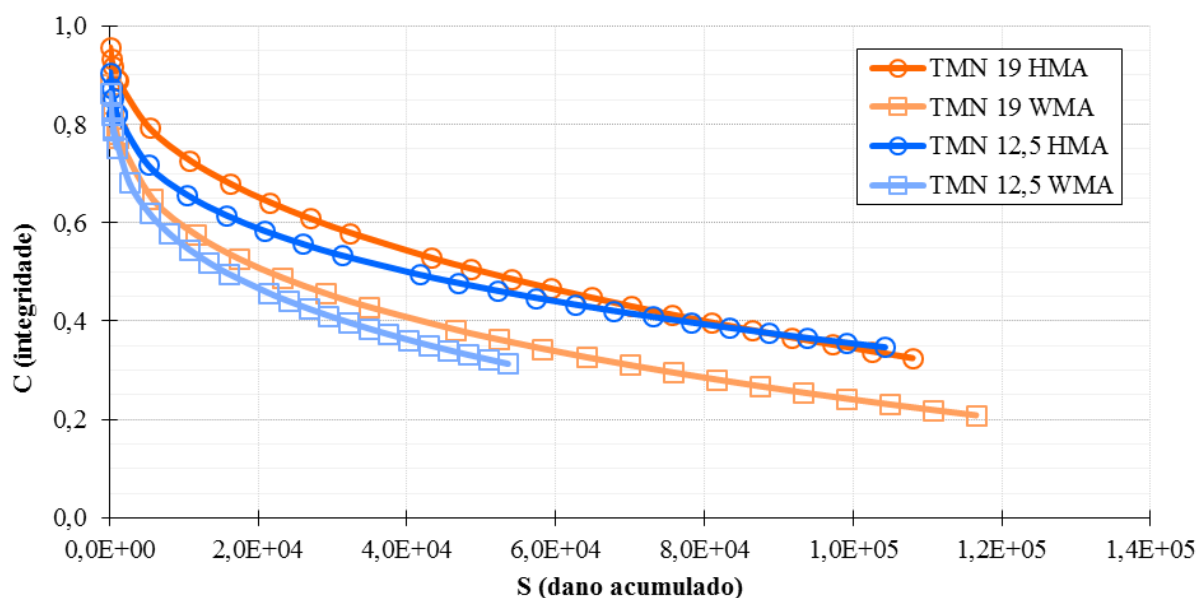


Figura 66 - Curvas C versus S para as misturas densas

Apesar das curvas características de dano serem melhores analisadas à fadiga sob condições reais de pavimento, o gráfico da Figura 66 possibilitou algumas observações. As misturas quentes mostraram-se bastante similares, ambas romperam com uma maior integridade, em torno de 0,35, e com a mesma tolerância à danificação. Já as respectivas misturas mornas, apesar de terem apresentado uma menor integridade, tiveram comportamentos distintos. A mistura TMN 12,5 WMA (morna) apresentou a menor tolerância ao acúmulo de dano. Por sua vez, a

mistura TMN 19 WMA (morna) foi a que atingiu a ruptura com menor integridade, em 0,2, e maior dano acumulado, sugerindo uma maior tolerância a este.

Para confecção das curvas características de dano da mistura descontínua tipo *Gap Graded*, as amostras foram testadas separadamente com a variação da amplitude da deformação entre 400 e 500 $\mu\epsilon$. A função ajustada da mistura, quente e morna, está apresentada na Figura 67 e também foi calculada utilizando a Equação 18.

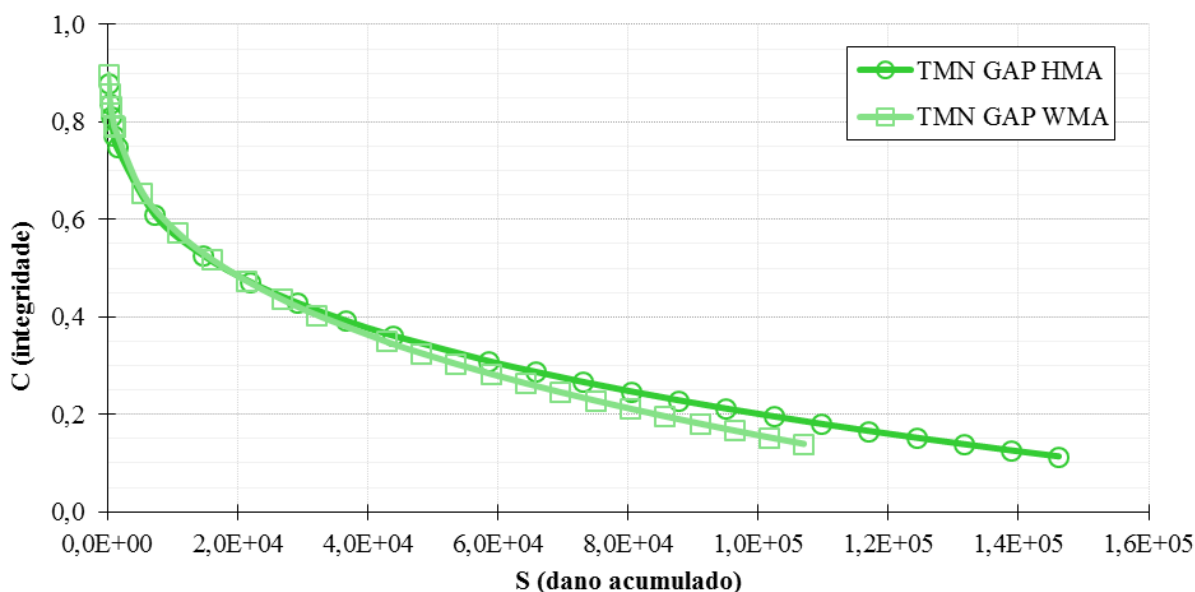


Figura 67 - Curvas *C versus S* para a mistura descontínua

Comparando as misturas HMA e WMA da granulometria tipo *Gap Graded* foi possível identificar um comportamento semelhante entre elas. A integridade da composição GAP WMA aproximou-se a 0,15, enquanto o GAP HMA chegou próximo a 0,1 e mostrou uma maior capacidade de acúmulo de dano até o colapso.

A Figura 68 reúne todas as curvas características de dano das misturas estudadas nesta pesquisa, ajustadas pela Equação 18.

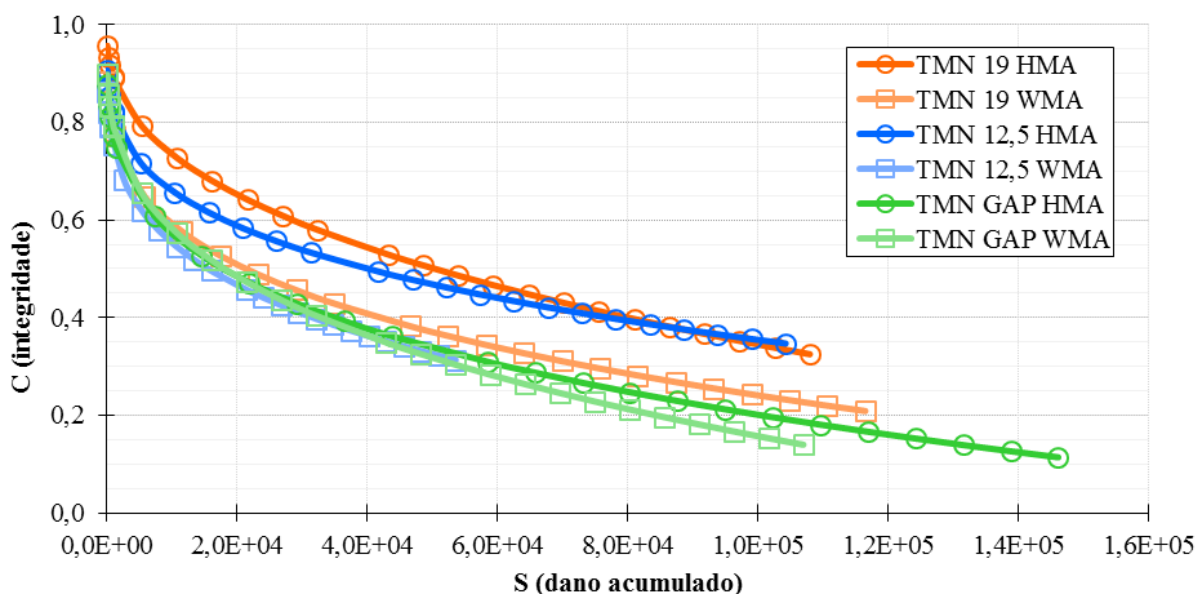


Figura 68 - Curvas C versus S de todas as misturas estudadas

Analisando a Figura 68, com todas as misturas, constatou-se que as misturas mornas (TMN 19 WMA, TMN 12,5 WMA e GAP WMA) e a mistura quente descontínua (GAP HMA) tendem a apresentar uma maior perda de integridade do material quando se analisa um mesmo nível de dano acumulado, já as misturas quentes (TMN 19 HMA e TMN 12,5 HMA) rompem com maior integridade, isto é, são menos tolerantes ao dano acumulado. Outra observação foi quanto a concavidade das curvas, que costuma indicar a taxa de evolução da integridade pelo dano acumulado. Nas misturas estudadas este fenômeno foi constatado, indicando uma menor taxa de integridade e uma maior resistência ao dano acumulado.

Como pode ser visualizado na Tabela 23, os valores de DMR, que segundo Boeira (2018) buscam controlar a qualidade do ensaio de fadiga e que de acordo Sabouri e Kim (2014) devem variar entre 0,9 e 1,1, em alguns casos ficaram fora do desejado. Este mesmo problema foi observado por Mocelin (2018), o qual atribuiu a divergência de valores ao procedimento de modelagem, e se repetiu na presente pesquisa, possivelmente pelo módulo dinâmico ter sido conquistado com outra metodologia de ensaio, onde não ocorreu o corte de topo e base da amostra.

Tabela 23 - *Dynamic Modular Ratio* (DMR) obtido após a realização do ensaio de tração direta

Amostra	TMN 19 HMA	TMN 19 WMA	TMN 12.5 HMA	TMN 12.5 WMA	GAP HMA	GAP WMA
CP 01	1.31	1.11	1.05	1.05	0.83	0.76
CP 02	1.08	1.02	1.09	1.05	1.17	0.78
CP 03	0.93	1.04	1.02	1.14	1.00	0.78

Além das curvas características de dano, também foram elaboradas as envoltórias de ruptura G^R (G^R versus N_f) e D^R (somatória $(1-C)$ versus N_f) como um indicativo da uniformidade do ensaio. Estas foram plotadas em escala logarítmica para G^R e aritmética para D^R , ambas acompanhadas do R^2 de cada mistura. As Figuras 69, 70 e 71 trazem as envoltórias fundamentadas em G^R .

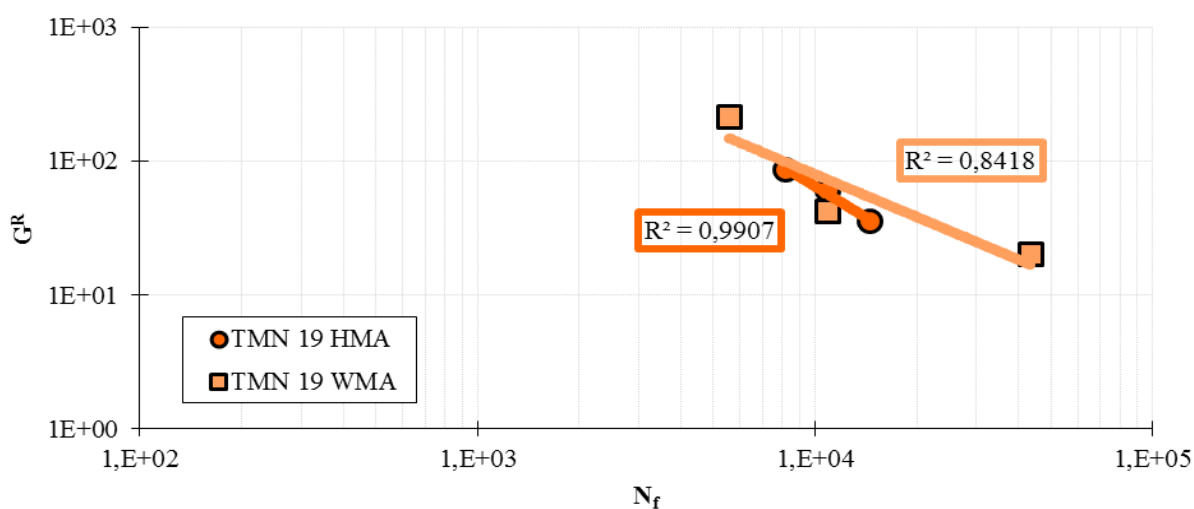


Figura 69 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas TMN 19

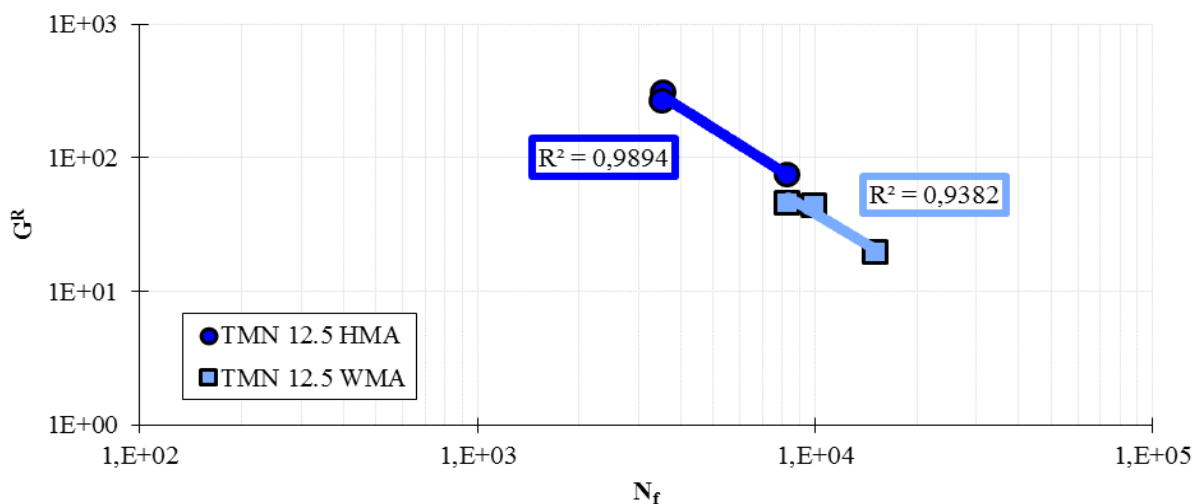


Figura 70 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas TMN 12,5

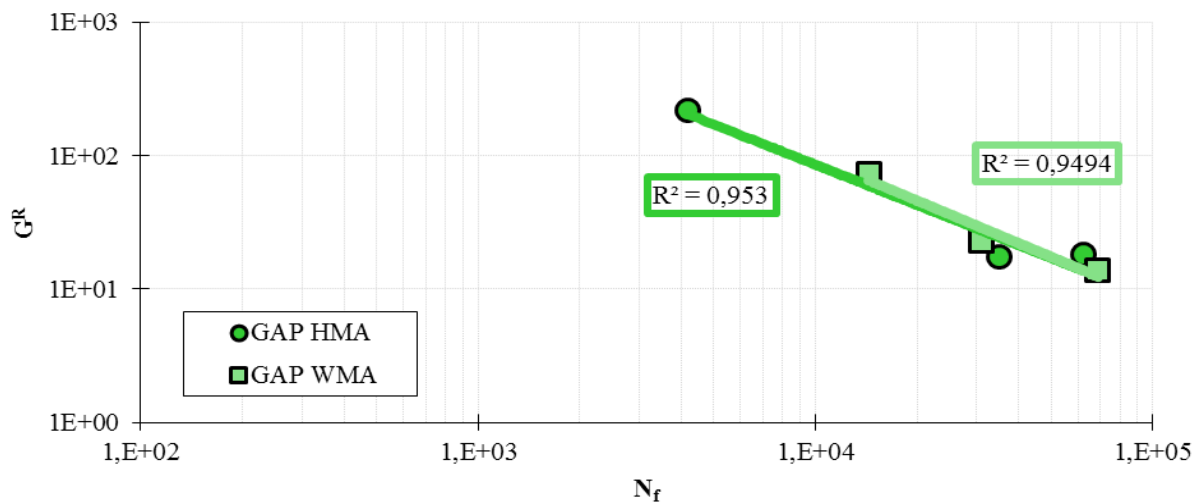


Figura 71 - Envoltória de ruptura G^R para as misturas *Gap Graded*

Todas as misturas asfálticas estudadas, com exceção da TMN 19 WMA que atingiu o valor de 0,84, apresentaram valor de R^2 para a envoltória de ruptura, baseadas no parâmetro G^R , superior à 0,9. Portanto, estes valores elevados indicaram uma pequena variabilidade nos resultados obtidos.

Além do supramencionado, também foi possível comparar a resistência à fadiga por meio da posição das envoltórias de ruptura. Sabouri et al. (2015) explica que as misturas com melhor resistência têm linhas plotadas no canto superior direito e com declividades mais rasas, o que significa que, no mesmo nível o G^R corresponderá a um valor N_f mais alto, apresentando um melhor desempenho. Analisando as misturas estudadas se constatou que as misturas mornas apresentaram envoltória mais à direita em todas as granulometrias e refletiram os gráficos das curvas *C versus S*.

Assim como o G^R as misturas foram plotadas em função do D^R , isto é, somatória $(1-C)$ versus N_f . As Figuras 72, 73 e 74 trazem as envoltórias fundamentadas neste parâmetro.

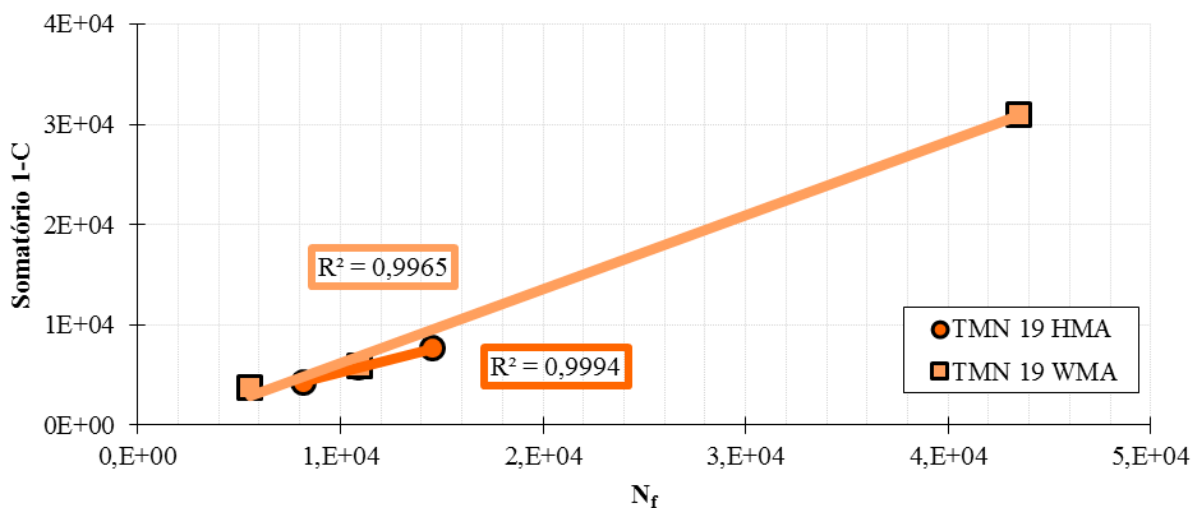


Figura 72 - Envoltória de ruptura D^R para as misturas TMN 19

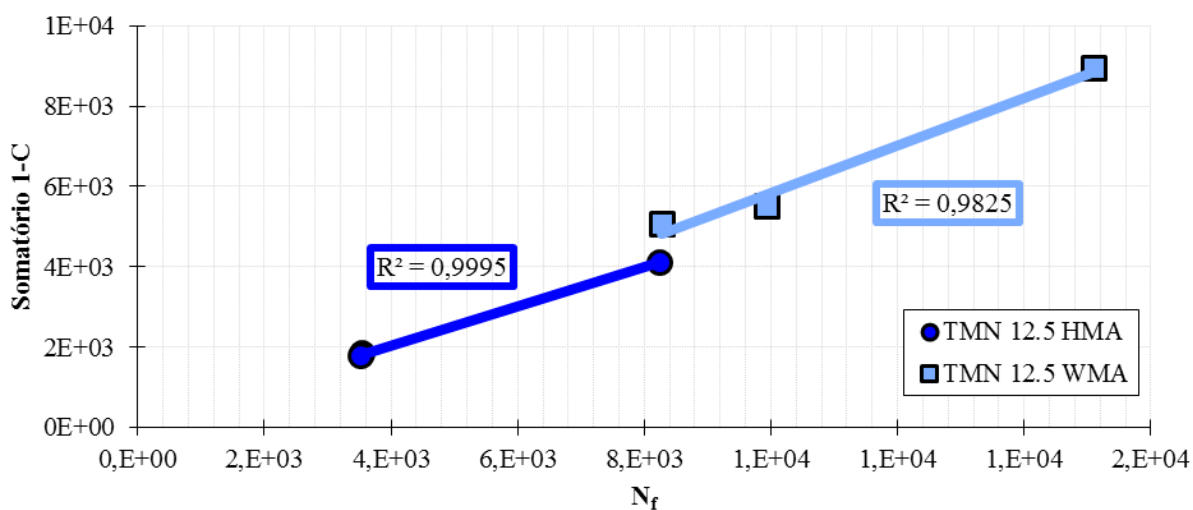


Figura 73 - Envoltória de ruptura D^R para as misturas TMN 12,5

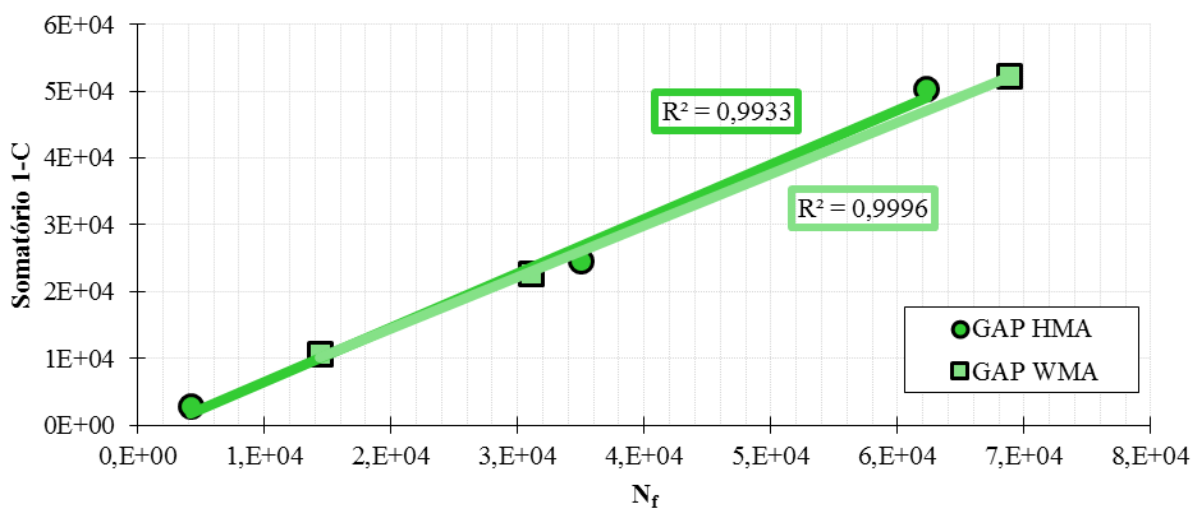


Figura 74 - Envoltória de ruptura D^R para as misturas Gap Graded

Os valores de R^2 para a envoltória de ruptura utilizando o parâmetro D^R foram superiores aos encontrados para G^R , apresentando uma variabilidade ainda menor. O R^2 de todas as misturas ultrapassou 0,97, chegando muito próximo a 1.

Segundo Mocelin (2018), a capacidade de acúmulo de dano, ou seja, a capacidade de dissipar energia até a ruptura, está relacionado a um maior valor de D^R . Desta perspectiva as misturas mornas TMN 19 e TMN 12,5 apresentaram um melhor desempenho. No entanto, se analisado a curva C versus S e a envoltório G^R da mistura TMN12,5 WMA, o comportamento demonstra-se ser inverso ao resultado de D^R .

Por fim, de posse das curvas C versus S e das envoltórias de ruptura foi possível prever o comportamento das misturas em situações diferentes daquelas ensaiadas, por meio das curvas de Wöhler. As curvas foram geradas em três temperaturas diferentes (15, 20 e 25°C), utilizando cinco amplitudes de deformação (200, 250, 300, 350 e 400 $\mu\epsilon$) e uma frequência de 10Hz. As Figuras 75, 76 e 77 apresentam as respostas encontradas para as combinações supracitadas.

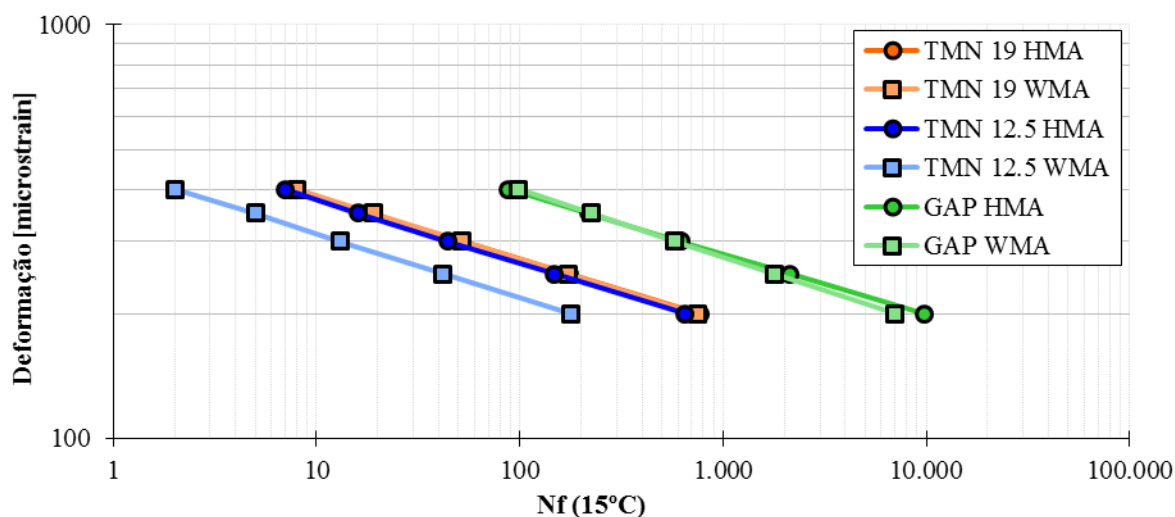


Figura 75 - Curvas de Wöhler para temperatura de 15°C

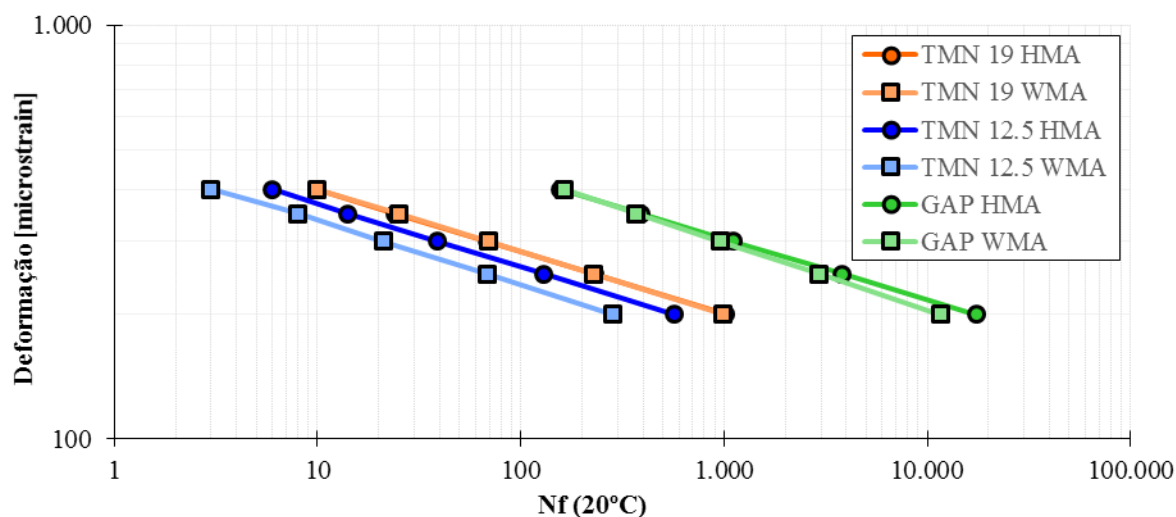


Figura 76 - Curvas de Wöhler para temperatura de 20°C

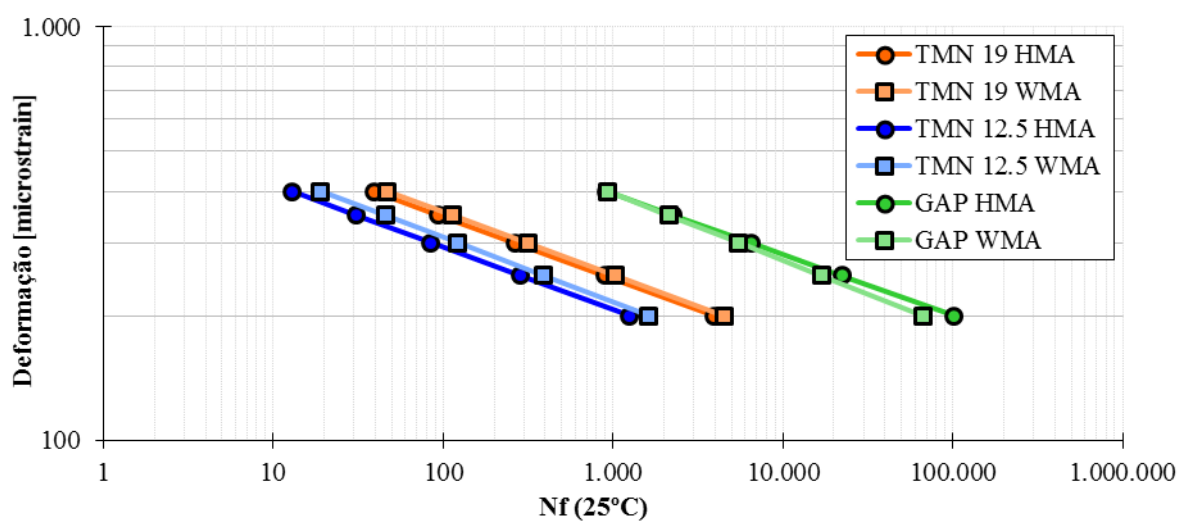


Figura 77 - Curvas de Wöhler para temperatura de 25°C

Analisando as curvas de Wöhler, para todas as temperaturas e níveis de deformação testados, as misturas GAP apresentaram o melhor desempenho à fadiga, não apontando uma diferença significativa entre elas (composição quente e morna). Após estas, as misturas com melhor desempenho foram as TMN 19, as quais mostraram uma diferença ainda menor entre suas composições, chegando a sobreposição do desempenho. Por fim, as piores respostas ao trincamento por fadiga vieram das misturas TMN 12,5.

As misturas TMN 12,5 foram as responsáveis pela maior variabilidade de comportamento entre composições ao longo das análises. Na temperatura de 15°C a composição TMN 12,5 morna apresentou o pior desempenho, já a composição quente assemelhou-se aos resultados da mistura TMN 19 WMA e HMA. Na temperatura de 20°C as respostas da mistura quente se mantiveram

praticamente inalteradas comparadas às temperaturas de 15°C, já a composição morna mostrou uma melhora no seu comportamento, mas, ainda assim, abaixo da TMN 12,5 HMA. O cenário apenas se alterou a partir dos 25°C, com um incremento de 5°C na temperatura a mistura TMN 12,5 morna superou o desempenho da mistura quente, tal comportamento também pode ser visto, mesmo que muito sutilmente, na mistura TMN 19 WMA.

Em trabalhos anteriores como de Nascimento (2015) e Mocelin (2018), por abordarem uma variedade de ligantes, foram identificadas diferenças significativas nas inclinações das curvas de Wöhler. Nesta pesquisa, visto ter sido utilizado apenas o ligante AB-8, os ângulos entre curvas não apresentaram uma grande variação, no entanto ainda assim, ao fazer a extrapolação dos resultados das misturas GAP observou-se que para níveis maiores de deformação a mistura morna tende a apresentar um melhor desempenho que a mistura quente.

Boeira (2018) observou em sua pesquisa que misturas com pouco teor de ligante e muito rígidas, são mais suscetíveis ao trincamento por fadiga, portanto para um melhor desempenho, as misturas com maior teor de ligante (dentro de certo limite), tendem a ter resposta ao trincamento por fadiga melhor do que as misturas asfálticas com teores baixos de ligante. Este fenômeno foi confirmado na presente pesquisa ao se analisar as misturas GAP, mas não pode ser confirmado quando comparado as misturas TMN 19 e TMN 12,5, visto que a primeira foi a composição com menor teor de ligante e a segunda com maior rigidez de acordo com o ensaio de módulo dinâmico.

Comparando o desempenho à fadiga das misturas asfálticas através das curvas de Wöhler, o *ranking* de melhor para pior foi: GAP, TMN 19 e TMN 12,5. Mesmo assim, visto a complexidade do fenômeno de fadiga em misturas asfálticas, a abordagem das curvas de Wöhler não podem ser tidas como definitivas, pois uma modelagem que simule o comportamento de um pavimento asfáltico, tentando abranger o máximo possível das variedades de campo, poderia trazer outros resultados/ranqueamento as misturas estudadas.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo estão apresentadas as principais conclusões obtidas após a realização da presente pesquisa. Neste também são expostas algumas sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

a) Quanto ao módulo dinâmico:

- no espaço de Black, pode-se observar que as composições mornas TMN 19 e TMN 12,5 mostraram um maior ângulo de fase comparado as misturas quente, indicando que as misturas com aditivo surfactante possuem maior viscosidade;
- no plano Cole-Cole as misturas quentes foram responsáveis pelas menores concavidades, portanto os menores valores de E2 e E1, isto é, apresentaram menor comportamento viscoso (E2) e elástico (E1). Peça menor concavidade no espaço Cole-Cole das misturas quentes TMN 19 e GAP também foi possível caracterizar um acionamento mais brando dos agregados para suportar as cargas do pavimento;
- a partir das as curvas mestras se observou que, para as baixas e médias frequências, a mistura TMN 12,5 HMA foi a que apresentou maior rigidez. Já nas frequências altas as composições TMN 19 WMA, TMN 12,5 HMA, TMN 12,5 WMA E GAP WMA foram as que apresentaram tal característica;
- em geral, os resultados das curvas mestras das misturas estudadas não apontaram nenhuma mudança discrepante, mas foi possível verificar que os valores do módulo das composições com aditivo variaram ao longo das frequências. No ensaio a mistura com maior módulo foi TMN 12,5 HMA.

b) Quanto a deformação permanente (ensaio uniaxial de carga repetida):

- observando o ensaio uniaxial de carga repetida, ensaiado pela norma brasileira NBR 16505/2016, verificou-se que todas as misturas mornas obtiveram desempenho inferior as misturas quentes, no entanto, analisando o valor do *Flow Number* e o desvio padrão das misturas TMN 12,5 foi possível perceber que a composição morna possui potencial de superar o desempenho da respectiva mistura quente, indicando a necessidade de maiores estudos desta granulometria;
- ainda pela norma brasileira NBR 16505/2016, a mistura TMN 19 HMA apresentou o melhor desempenho quanto a resistência à deformação permanente e foi a única que

transpôs o mínimo de ciclos, estabelecido por Nascimento (2008) e Faccin (2018), para se enquadrar no nível de tráfego médio. As misturas GAP foram responsáveis pelos menores números de *Flow Number*, mas alterando o critério de número de ciclos mínimo para o de Bastos (2016), a composição GAP HMA também se adequaria ao tráfego médio;

- assim como na normativa brasileira, o desempenho das misturas mornas também foi inferior ao das misturas quentes pela norma AASHTO TP 79-15;
- analisando a deformação permanente pela norma norte-americana AASHTO TP 79-15, todas as misturas apresentaram uma queda brusca nos valores do *Flow Number*, possibilitando constatar que a carga de 600kPa estipulada pela metodologia se mostrou severa para as composições asfálticas estudadas. A exemplo da severidade da carga, as misturas GAP romperam ligeiramente, impossibilitando a distinção entre a zona secundária e terciária da curva, isto é a identificação do *Flow Number*.
- considerando o número de ciclos mínimos estabelecido por Bonaquist (2012) para carga de 600kPa, apesar dos valores de FN serem baixos e no caso da mistura GAP, indetectáveis, as misturas TMN 19 HMA e TMN 12,5 HMA se enquadraram na faixa de ciclos para tráfego médio. Ainda assim, cabe destacar que a mistura TMN 12,5 HMA apresentou uma grande dispersão entre os resultados, sendo importante uma melhor análise sobre estes.

c) Quando a fadiga (ensaio de tração direta):

- as curvas características de dano das misturas quentes TMN 19 e TMN 12,5 mostraram-se bastante semelhantes quanto a integridade e tolerância à danificação. Já as misturas mornas destas composições, apesar de apresentarem uma menor integridade não se assemelharam quanto a tolerância ao acúmulo de dano, pois a mistura TMN 12,5 WMA rompeu com um acúmulo visivelmente menor comparada a todas as demais misturas;
- nas curvas *C versus S* da mistura tipo *Gap Graded* foi possível identificar um comportamento semelhante entre composição morna e quente quanto à integridade, já quanto à capacidade de acúmulo de dano até o colapso, a mistura GAP HMA se mostrou mais tolerante;
- os valores de DMR de algumas amostras postaram-se fora do intervalo desejado. Esta condição pode ser observada principalmente na mistura GAP WMA, em que todas as amostras ficaram com os valores de DMR abaixo do sugerido. No entanto isto pode ser

justificado pelos diferentes procedimentos de moldagem do ensaio de módulo dinâmico e de tração direta, os quais se correlacionam para obtenção do DMR;

- a simulação do comportamento das misturas utilizando diferentes critérios de ruptura, G^R e D^R , mostram uma diferença nos resultados dependendo do critério escolhido. Mesmo assim, ambos apresentaram um bom coeficiente de determinação (R^2), acima de 0,8 para o critério G^R e de 0,9 para o D^R ;
- ao comparar as misturas desta pesquisa a partir das curvas de Wöhler, observou-se que, dependendo do nível de deformação analisado, o comportamento de uma mistura em relação à outra variou principalmente entre temperatura de composição (morna ou quente) e não tanto entre granulometrias. A mistura TMN 12,5 WMA apresentou desempenho inferior a TMN 12,5 HMA nas simulações a 15°C e 20°C, já na temperatura de 25°C a composição morna mostrou ter melhor desempenho, mas nunca superando as demais granulometrias;
- comparando o desempenho à fadiga das misturas asfálticas através das curvas de Wöhler, o ordenamento de melhor para pior foi: GAP, TMN 19 e TMN 12,5. As misturas GAP apresentaram o melhor desempenho à fadiga, não apontando uma diferença significativa entre elas (composição quente e morna). Na sequência as ficaram as misturas TMN 19, as quais mostraram uma diferença ainda menor entre suas composições, chegando a sobreposição do desempenho. Por fim, com as respostas mais baixas ao trincamento por fadiga e responsáveis pela maior variabilidade de comportamento entre composições ao longo das análises ficaram as misturas TMN 12,5.

De modo geral, para a deformação permanente, a inserção do aditivo surfactante mostrou influenciar o desempenho das misturas asfálticas. As composições mornas, em sua maioria, apresentaram respostas inferiores as misturas a quente quanto à capacidade de resistir ao carregamento, assim, perderam a estabilidade e chegaram ao colapso com um menor número de ciclos. Já na vida de fadiga a utilização do aditivo não mostrou intervir em tal grau no comportamento das misturas. Ainda assim, para entender em que circunstâncias as misturas mornas podem ser utilizadas em campo, são fundamentais estudos que monitorem o comportamento em campo e simulem estruturas de pavimento, através de *softwares*, para atestar uma previsão do comportamento das misturas dentro do ambiente climático e de tráfego em que estarão inseridos.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Compor misturas asfáltica utilizando o método de dosagem tradicional Marshall para analisar e comparar o comportamento entre dosagens.
- Compor misturas asfáltica utilizando outros ligantes asfálticos para analisar e comparar o comportamento com o ligante estudado na presente pesquisa.
- Estudar diferentes níveis de temperatura para a compactação das misturas mornas e analisar o desempenho destas quanto à viscoelasticidade, deformação e fadiga.
- Aprofundar o estudo do desempenho à deformação permanente com asfalto borracha, considerando realizar ensaio de *Flow Number* sob condições de confinamento.
- Realizar a simulação do comportamento das misturas ensaiadas à tração direta em uma estrutura de pavimento para comparar o desempenho das composições quentes e mornas.

REFERÊNCIAS

ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, LLC. **A manual for design of hot mix asphalt with commentary**. NCHRP Report 673. National Cooperative Highway Research Program, Washington, 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS, **AASHTO M 323-04: Superpave Volumetric Mix Design**, Washington, DC, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE AND HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS, **AASHTO T 19: Standard Method of Test for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate**. Washington, DC, 2008.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO T 342/11: Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures**. Washington, DC, 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAYS AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO TP-107: Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests**. Washington, DC, 2014.

ASPHALT INSTITUTE. **MS-2: Asphalt Mix Design Methods**. 7th ed. Lexington, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15086: Materiais betuminosos – determinação da recuperação elástica pelo ductilômetro**. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15087: Misturas asfálticas — Determinação da resistência à tração por compressão diametral**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15529: Asfalto borracha – propriedades reológicas de materiais não newtonianos por viscosímetro rotacional**. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15573: Misturas Asfálticas – Determinação da Densidade Aparente e da Massa Específica Aparente de Corpos de Prova Compactados**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15617: Misturas asfálticas – determinação do dano por umidade induzida**. Rio de Janeiro, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16505: Misturas asfálticas – resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida**. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16018: Misturas asfálticas – Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6296: Produtos betuminosos semissólidos – determinação da massa específica e densidade relativa.** Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6560: Materiais betuminosos – determinação do ponto de amolecimento – Método do anel e bola.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576: Materiais asfálticos – determinação da penetração.** Rio de Janeiro, 2007.

BAPTISTA, A. M. C. **Misturas betuminosas recicladas a quente em central: contribuição para o seu estudo e aplicação.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2006.

BARROS, L.M. **Deformação permanente de misturas asfálticas: avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e mornas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2017.

BASTOS, J. B. D. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico.** Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. **Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo.** Transportes, vol. 25, n.º. 2, p.29-40, 2017. Disponível em: <https://www.revistatransportes.org.br/anpet/article/view/1284>. Acesso em: 29 nov. 2019.

BELL, C.A. **The prediction of permanent deformation in flexible pavements.** Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido, 1978.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros.** Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 3ª reimp., 2010.

BERTOLLO, S. M; FERNANDES JR, J. L; SCHALCH, V. **Benefícios da incorporação de borracha de pneu em pavimentos asfálticos.** Congreso Interamericano de Ingeniería Sanitaria y Ambiental. México, 2002

BILIGIRI, K. P.; KALOUSH, K. E.; MAMLOUK, M. S. E WITCZAK, M. W. **Rational modeling of tertiary flow for asphalt mixtures.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, vol. 2001, n.º 1, p. 63-72. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, 2007.

BOEIRA, F. D., **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria, 2018.

BONAQUIST, R. **Evaluation of Flow Number (FN) as a discriminating HMA mixture property**. Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-09-01, 2012.

BRASIL. Ministério do Meio Ambiente: Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). **Resolução n. 416**. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/legiabre.cfm?codlegi=616>> Acesso em: 12 ago. 2018.

BROWN, E. R.; KANDHAL, P. S.; ZHANG, J. **Performance testing for hot mix asphalt**. Auburn: NCAT at Auburn University, 2001. Disponível em: <<http://www.eng.auburn.edu/research/centers/ncat/files/reports/2001/rep01-05.pdf>>. Acesso em: 28 dez. 2017.

CALTRANS. **Asphalt rubber usage guide**. Sacramento, CA: State of California Department of Transportation, 2006.

CAMARGO, F. F.; BERNUCCI, L. **Case history study: field monitoring and performance prediction of a field-blended rubber asphalt mixture in Brazil**. International Journal Of Pavement Engineering, vol. 20, nº 2, p. 172-182. Informa UK Limited, 2019.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. Rio de Janeiro: ABEDA, 1ª imp., 2015.

CERVARICH, M. **Foaming the Asphalt New Warm-mix Technique Challenges conventional Wisdom** — Hot Mix Asphalt Technology, vol. 12, nº 4, p. 23-24, National Asphalt Pavement Association, Lanham, 2007.

CHAVEZ, F.; MARCOBAL, J.; GALLEGO, J.. **Laboratory evaluation of the mechanical properties of asphalt mixtures with rubber incorporated by the wet, dry, and semi-wet process**. Construction and Building Materials, vol. 205, p. 164-174. Elsevier BV, 2019.

CHOWDHURRY, A.; BUTTON, J. W. **A Review of warm mix asphalt**. Texas Transportation Institute, Texas A&M University. Texas, 2008.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Transporte rodoviário: por que os pavimentos das rodovias do Brasil não duram**. Brasília: CNT, 2007.

CROTEAU, J. M.; TESSIER, B. **Warm Mix Asphalt Paving Technologies: a Road Builder's Perspective**. Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Toronto, 2008. Disponível em: <<http://conf.tac-atc.ca/english/resourcecentre/readingroom/conference/conf2008/english/foreword.htm>> Acesso em: 26 fev. 2018.

D'ANGELO, J. D.; HARM, E.; BARTOSZEK, J.; BAUMGARDNER, G.; CORRIGAN, M.; COWSERT, J.; HARMAN, T.; JAMSHIDI, M.; JONES, W.; NEWCOMB, D.; PROWELL, B.; SINES, R.; YEATON, B. **Warm-mix asphalt: european practice**. International Technology Scanning Program. Virginia: FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION, 2008.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 035/98:** Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 054/97:** Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 078/94:** Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 081/98:** Agregados– determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 086/94:** Agregado – determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 089/94:** Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de solução de sulfato de sódio ou magnésio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 005/2003-TER:** Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 031/2006-ES:** Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 112/2009-ES:** Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto-borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 135/2018-ME:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 136/2018 - ME:** Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Publicação IPR 747:** Diretrizes básicas para execução de misturas asfálticas mornas com o uso de aditivos surfactantes. Rio de Janeiro, 2018.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM R. **Fatigue of bituminous mixtures.** Materials and Structure, v. 37, p. 202-216, 2004.

FACCIN, C. **Concretos Asfálticos em Utilização no Rio Grande do Sul: Comportamento Mecânico e Desempenho em Campo quanto à Deformação Permanente.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

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

FREIRE, R. A.; BABADOPULOS L. F. A. L.; CASTELO BRANCO, V. T. F. **Análise do dano por fadiga com o uso do modelo VECD para materiais asfálticos em diferentes escalas**. 22º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 2016.

GARDETE, D. C. **Comparação de Ensaio Laboratoriais para a Caracterização de Misturas Betuminosas à Deformação Permanente**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Rodoviária). Faculdade de Ciência e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2006.

GODOI, L. C. **Aplicação do Ensaio de Flexão em Amostra Semicircular para Avaliação do Trincamento de Misturas Asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

GOUVEIA, B. C. S. **Métodos de previsão e determinação de módulo dinâmico de misturas asfálticas aplicadas em rodovias brasileiras**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

KHANZADA, S. **Permanent Deformation in Bituminous Mixtures**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Faculdade de Engenharia, University Of Nottingham, Nottingham, 2000.

MAHMOUD, A. F. F; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Wisconsin, Madison, 2004.

MARTINS, A. T. **Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2014.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Interciência, 3ªed, 2015.

MELLO, D. **Avaliação da adição de Evotherm no comportamento de misturas asfálticas em laboratório e no desempenho em campo**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2012.

MENSCH, N. G. **Análise viscoelástica de misturas asfálticas quentes e mornas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

MERIGHI, C. F. **Estudo do comportamento de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimento com adição de borracha moída de pneu**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade de São Paulo, São Paulo, 2015.

MOCELIN, D. M. **Avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas quentes e mornas através do modelo de dano contínuo viscoelástico**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2018.

MORILHA JR, A. **Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2004.

MOROSINI, F. **A guerra dos pneus**. Seminário de inauguração da casoteca latino-americana de direito e política pública. Rio de Janeiro: Fundação Getúlio Vargas, cap 1, p. 66-90, 2006. Disponível em: <[http://www.researchgate.net/publication/257836347_A_Guerra_dos_Pneus_*](http://www.researchgate.net/publication/257836347_A_Guerra_dos_Pneus_)> Acesso em: 12 ago. 2018.

MOTTA, R. dos S. **Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e consumo energético**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

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

NASCIMENTO, L. A. H. do. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H. do; ROCHA, S. M. N.; NASCIMENTO, C. E. H. do; KIM Y. R.; CHACUR, M.; MARTINS, A. T. **Uso da Mecânica do Dano Contínuo na Caracterização de Misturas Asfálticas Brasileiras**. 21º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 2014.

NASCIMENTO, L. A. H. do. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Dissertação (Doutorado em filosofia) - Faculty of North Carolina State University. Transportation Materials. Raleigh, North Carolina – USA, 2015.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION. **Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2018**. Information Series 138: 9th edition. National Asphalt Pavement Association, Washington DC, 2019.

NATIONAL INSTITUTE FOR OCCUPATIONAL SAFETY AND HEALTH. **Health effects of occupational exposure to asphalt**: Hazard review. 2000.

NEWCOMB, D. **An introduction to warm-mix asphalt**. National Asphalt Pavement Association, Lanham, 2006. Disponível em: <<http://www.warmmixasphalt.org/>> Acesso em: 26 fev. 2018.

NUSTAR ENERGY L.P. **Warm Mix Asphalt**. San Antonio: MWV EVOTHERM, 2012.

OLIVEIRA, J. R.M.; SILVA, H. M. R. D.; ABREU, L. P. F.; FERNANDES, S. R. M. **Use of a warm mix asphalt additive to reduce the production temperatures and to improve the performance of asphalt rubber mixtures.** Journal Of Cleaner Production, vol. 41, p. 15-22, 2013.

OTTO, G. G. **Misturas asfálticas mornas: Verificação da fadiga e do módulo complexo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009

PARTL, M. N.; BAHIA, H. U.; CANESTRARI, F.; LA ROCHE, C. de.; DI BENEDETTO, H.; PIBER, H.; SYBILSKI, D. **Advances in Interlaboratory Testing and Evaluation of Bituminous Materials.** State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 206-ATB. RILEM, 2013.

PROWELL, B. D.; HURLEY, G. C. **Warm-mix asphalt: Best Practices.** Quality Improvement Series 125. Lanham: National Asphalt Pavement Association, 3rd edition, 2012.

QIAO, Y.; FLINTSCH, G. W.; DAWSON, A. R.; PARRY, T. **Examining effects of climatic factors on flexible pavement performance and service life.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2349, p. 100-107, 2013.

RIVOIRE JR, L. **Avaliação de misturas mornas com emprego de simulador de tráfego linear.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2014.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D.; KENNEDY, T. W. **Hot mix asphalt, materials, mixture design, and construction.** National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, Lanham, 1996.

SABOURI, M. A., KIM, Y. R. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2014.

SABOURI, M.; BENNERT, T.; DANIEL, J.; KIM, Y. R. **Evaluating Laboratory-Produced Asphalt Mixtures with RAP in Terms of Rutting, Fatigue, Predictive Capabilities, and High RAP Content Potential.** Transportation Research Record – Journal of the Transportation Research Board. Washington, DC. 2015.

SANTOS, C. R. G. **Avaliação das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SANTUCCI, L. **Rut Resistant Asphalt Pavements.** Technology Transfer Program. Pavement Research Center, Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 2001.

SARGAND, S.; KIM, S. **Pavement performance testing.** Department of Civil engineering, Ohio University, Athens, 2001.

SOUTHERN AFRICAN BITUMEN ASSOCIATION. **Manual 32: Best practice guideline for warm mix asphalt**. ISBN 978-1-8974968-55-1. South Africa, 2011. Disponível em: <<http://www.sabita.co.za>> Acesso em: 25 fev. 2018.

TONIAL, I.A. **Influência do Envelhecimento do Revestimento Asfáltico na Vida de Fadiga de Pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2001.

UNDERWOOD, B. S., KIM, Y. R. **Analytical techniques for determining the endurance limit of hot mix asphalt concrete**. In: 2nd International Conference on Perpetual Pavements. Columbus, Ohio, Estados Unidos, 2009.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; PINE, W. J.; CARPENTER, A. H.; BAILEY, R. **Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design**. Transportation Research Board: Transportation Research Circular. Number E-C044, Washington DC, 2002.

YANG, X.; YOU, Z.; HASAN, M. R. M.; DIAB, A.; SHAO, H.; CHEN, S.; GE, D. **Environmental and mechanical performance of crumb rubber modified warm mix asphalt using Evotherm**. Journal Of Cleaner Production, vol. 159, p. 346-358, 2017.

ZAUMANIS M. **Warm mix asphalt investigation**. Department of Civil Engineering, Technical University of Denmark, Kongens Lyngby, 2010. Disponível em: <http://www.warmmixasphalt.org/submissions/117_20100630_M.Zaumanis_WMA_Master_thesis.pdf>. Acesso em: 21 fev. 2018.

APÊNDICE A
RESULTADOS METODOLOGIA BAILEY

METODOLOGIA BAILEY TMN 12,5

Nota: Preencher células em amarelo

Classificação do material	Agregado gráudo (coarse aggregate)			Agregado fino (fine aggregate)			Filler (mineral filler)	
	CA-1	CA-2	CA-3	FA-1	FA-2	FA-3	MF-1	MF-2
	3/4"	3/8"		P6 1	P6 2			
Valor de dimensionamento	%			% desejada		% especificado		
	Densidade do AG pela % da densidade solta			100		95 - 105		
	% desejada passante na #200			5		3,5 - 6		
% da mistura	Mistura de agregado gráudo por volume			Mistura de agregado fino por volume				
	30	70		100				
	Verificação			Verificação				
	100			100				

Dados Iniciais								
Normmas DNER	Densidade real (g/cm³)	2,590	2,625		2,634			
	Densidade aparente (g/cm³)	2,543	2,547					
	% Absorção	0,72	1,17		0,79			
Norma AASHTO T19	Densidade solta (g/cm³)	1,353	1,366		1,579			
	Densidade compacta (g/cm³)	1,474	1,474		1,708			

Método Bailey para seleção do agregado								
1º passo	Densidade escolhida (g/cm³)	1,353	1,366					
2º passo	Contribuição (g/cm³)	0,406	0,956		0,818			
3º passo	Vazios de agregado gráudo (%)	14,324	33,583					
total	Total de vazios dos agregados gráudos (%)	47,907						
5º passo	Densidade da mistura (g/cm³)	2,180			2,180			
6º passo	% por peso	18,6	43,8		37,5			
7º passo	% agregados finos no agregado gráudo	0,77	2,00					
8º passo	% agregados gráudo no agregado miúdo				37,07			
9º passo	% agregados finos na mistura	0,1	0,9					
10º passo	% total de agregados finos na mistura	1,0						
11º passo	% agregados gráudos na mistura				13,9			
11º passo	% total de agregados gráudos na mistura				13,9			
12º/13º passo	% ajustada da mistura	14,62	34,96		50,43			
14º passo	Contribuição #200	0,1	0,2		0,0		5,0	
15º passo	% ajustada da mistura				45,4			

porcentagem passante #2,38mm

RESULTADOS		
Classe	Agregado	%
CA-1	3/4"	14,62
CA-2	3/8"	34,96
FA-4	P6 1	50,43

Peneiras de Controle		
TMN	12,5	mm
Half sieve	6,25	mm
PCS	2,75	mm
SCS	0,61	mm
TCS	0,13	mm

Proporções		
% Half sieve	60,92	
% PCS	34,39	
% SCS	17,13	
% TCS	9,5	
CA Ratio	0,68	
FAc Ratio	0,50	
FAf Ratio	0,56	

TABLE 2 Control Sieves for Various Asphalt Mixes

	NMPS, mm					
	37.5	25.0	19.0	12.5	9.5	4.75
Half Sieve	19.0	12.5	9.5	**	4.75	2.36
PCS	9.5	4.75	4.75	2.36	2.36	1.18
SCS	2.36	1.18	1.18	0.60	0.60	0.30
TCS	0.60	0.30	0.30	0.150	0.150	0.075

** The nearest "typical" half sieve for a 12.5-mm NMPS mixture is the 4.75 mm. However, the 6.25 mm sieve actually serves as the breakpoint. Interpolating the percent passing value for the 6.25-mm sieve for use in the CA Ratio will provide a more representative ratio value.

TABLE 1 Recommended Ranges of Aggregate Ratios

	NMPS, mm					
	37.5	25.0	19.0	12.5	9.5	4.75
CA Ratio	0.80-0.95	0.70-0.85	0.60-0.75	0.50-0.65	0.40-0.55	0.30-0.45
FAc Ratio	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50
FAf Ratio	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50

NOTE: FA_c = fine aggregate coarse; FA_f = fine aggregate fine. These ranges provide a starting point where no prior experience exists for a given set of aggregates. If the designer has acceptable existing designs, they should be evaluated to determine a narrower range to target for future designs (see Evaluating Existing Mixture Designs with the Bailey Method).

Propriedade dos agregados								Mistura Calculada
Peneiras (mm)	15	35		45		5		100,0
38,10	100,00	100,00		100,00		100,00		100,0
25,40	100,00	100,00		100,00		100,00		100,0
19,10	98,49	100,00		100,00		100,00		99,8
12,70	46,83	100,00		100,00		100,00		92,2
9,50	15,55	97,08		100,00		100,00		86,6
6,35	1,58	32,40		99,40		100,00		61,7
4,76	0,98	4,79		88,93		100,00		47,2
2,38	0,73	1,48		58,14		100,00		32,0
2,00	0,70	1,35		51,22		100,00		28,8
1,18	0,63	1,17		39,34		100,00		23,37
0,59	0,55	1,02		25,40		100,00		17,0
0,42	0,52	0,95		19,84		100,00		14,4
0,30	0,49	0,90		16,13		100,00		12,7
0,18	0,44	0,82		11,20		100,00		10,4
0,15	0,43	0,80		10,11		100,00		9,9
0,0740	0,35	0,67		0,00		94,43		5,0

METODOLOGIA BAILEY TMN 12,5										
<i>Nota: Preencher cédulas em amarelo</i>										
Classificação do material	Agregado graúdo (course aggregate)			Agregado fino (fine aggregate)			Filler (mineral filler)			
	CA-1 3/4"	CA-2 3/8"	CA-3	FA-1 Pó 1	FA-2 Pó 2	FA-3	MF-1	MF-2		
Valor de dimensionamento	Densidade do AG pela % da densidade solta			% desejada			% especificado			
	% desejada passante na #200			100			95 - 105			
% da mistura	Mistura de agregado graúdo por volume			Mistura de agregado fino por volume						
	30 70 Verificação			100			100 Verificação			
Normmas DNER	Dados Iniciais									
	Densidade real (g/cm³)	2,590	2,625		2,634					
	Densidade aparente (g/cm³)	2,543	2,547		0,79					
Norma AASHTO T19	Densidade solta (g/cm³)	1,353	1,366		1,579					
	Densidade compacta (g/cm³)	1,474	1,474		1,708					
Método Bailey para seleção do agregado										
1º passo	Densidade escolhida (g/cm³)	1,353	1,366		4º passo					
2º passo	Contribuição (g/cm³)	0,406	0,956			0,818				
3º passo	Vazios de agregado graúdo (%)	14,324	33,583							
total	Total de vazios dos agregados graúdos (%)	47,907								
5º passo	Densidade da mistura (g/cm³)	2,180				2,180				
6º passo	% por peso	18,6	43,8			37,5				
7º passo	% agregados finos no agregado graúdo	0,77	2,00							
	% agregados graúdo no agregado médio					37,07				
8º passo	% agregados finos na mistura	0,1	0,9							
9º passo	% total de agregados finos na mistura	1,0								
10º passo	% agregados graúdos na mistura					13,9				
11º passo	% total de agregados graúdos na mistura					13,9				
12º/13º passo	% ajustada da mistura	14,62	34,96			50,43				
14º passo	Contribuição #200	0,1	0,2			0,0			5,0	
15º passo	% ajustada da mistura					45,4				
RESULTADOS										
Classe	Agregado									
CA-1	3/4"							14,62		
CA-2	3/8"							34,96		
FA-4	Pó 1							50,43		
Peneiras de Controle										
TMN	12,5	mm								
Half sieve	6,25	mm								
PCS	2,75	mm								
SCS	0,61	mm								
TCS	0,13	mm								
Proporções										
% Half sieve	60,92									
% PCS	34,39									
% SCS	17,13									
% TCS	9,5									
CA Ratio	0,68									
FAc Ratio	0,50									
FAf Ratio	0,56									
TABLE 2 Control Sieves for Various Asphalt Mixes										
NMPS, mm										
	37.5	25.0	19.0	12.5	9.5	4.75	4.75			
Half Sieve	19.0	12.5	9.5	**	4.75	2.36				
PCS	9.5	4.75	4.75	2.36	2.36	1.18				
SCS	2.36	1.18	1.18	0.60	0.60	0.30				
TCS	0.60	0.30	0.30	0.150	0.150	0.075				
** The nearest "typical" half sieve for a 12.5-mm NMPS mixture is the 4.75 mm. However, the 6.25 mm sieve actually serves as the breakpoint. Interpolating the percent passing value for the 6.25-mm sieve for use in the CA Ratio will provide a more representative ratio value.										
TABLE 1 Recommended Ranges of Aggregate Ratios										
NMPS, mm										
	37.5	25.0	19.0	12.5	9.5	4.75				
CA Ratio	0.80-0.95	0.70-0.85	0.60-0.75	0.50-0.65	0.40-0.55	0.30-0.45				
FAc Ratio	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50				
FAf Ratio	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50	0.35-0.50				
NOTE: FAc = fine aggregate coarse; FAf = fine aggregate fine. These ranges provide a starting point where no prior experience exists for a given set of aggregates. If the designer has acceptable existing designs, they should be evaluated to determine a narrower range to target for future designs (see Evaluating Existing Mixture Designs with the Bailey Method).										
Propriedade dos agregados										
Peneiras (mm)	15	35		45		5		Mistura Calculada		
38,10	100,00	100,00		100,00		100,00		100,0		
25,40	100,00	100,00		100,00		100,00		100,0		
19,10	98,49	100,00		100,00		100,00		99,8		
12,70	46,83	100,00		100,00		100,00		92,2		
9,50	15,55	97,08		100,00		100,00		86,6		
6,35	1,58	32,40		99,40		100,00		61,7		
4,76	0,98	4,79		88,93		100,00		47,2		
2,38	0,73	1,48		58,14		100,00		32,0		
2,00	0,70	1,35		51,22		100,00		28,8		
1,18	0,63	1,17		39,34		100,00		23,37		
0,59	0,55	1,02		25,40		100,00		17,0		
0,42	0,52	0,95		19,84		100,00		14,4		
0,30	0,49	0,90		16,13		100,00		12,7		
0,18	0,44	0,82		11,20		100,00		10,4		
0,15	0,43	0,80		10,11		100,00		9,9		
0,0740	0,35	0,67		0,00		94,43		5,0		

porcentagem passante #2,38mm



evitar interpolação com a alteração de peneiragem



APÊNDICE B
AJUSTES DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO PELA NBR 16505/2016

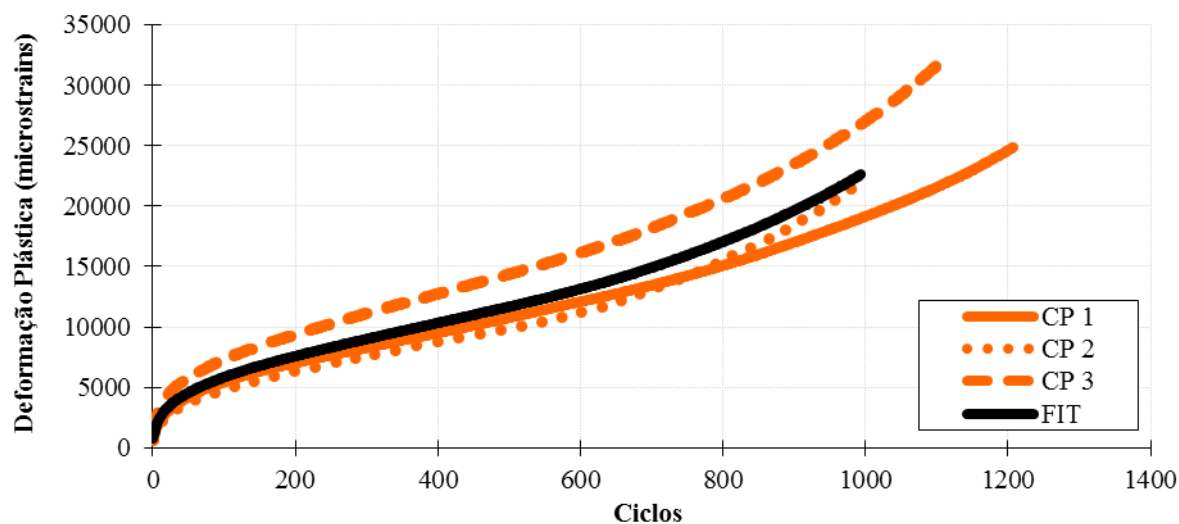


Figura B1 - Curva de deformação TMN 19 HMA pela NBR 16505/2016

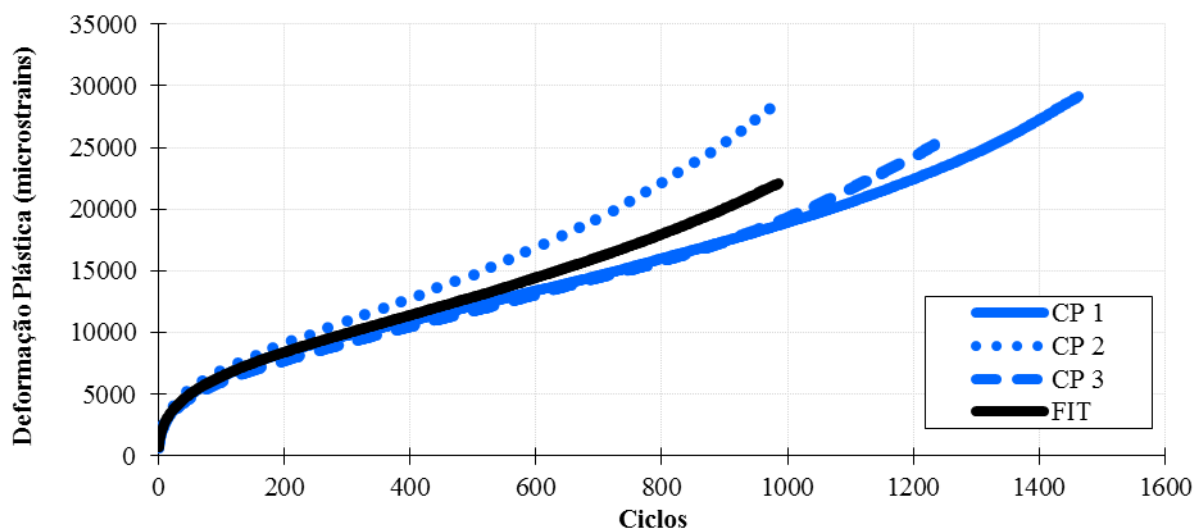


Figura B2 - Curva de deformação TMN 12,5 HMA pela NBR 16505/2016

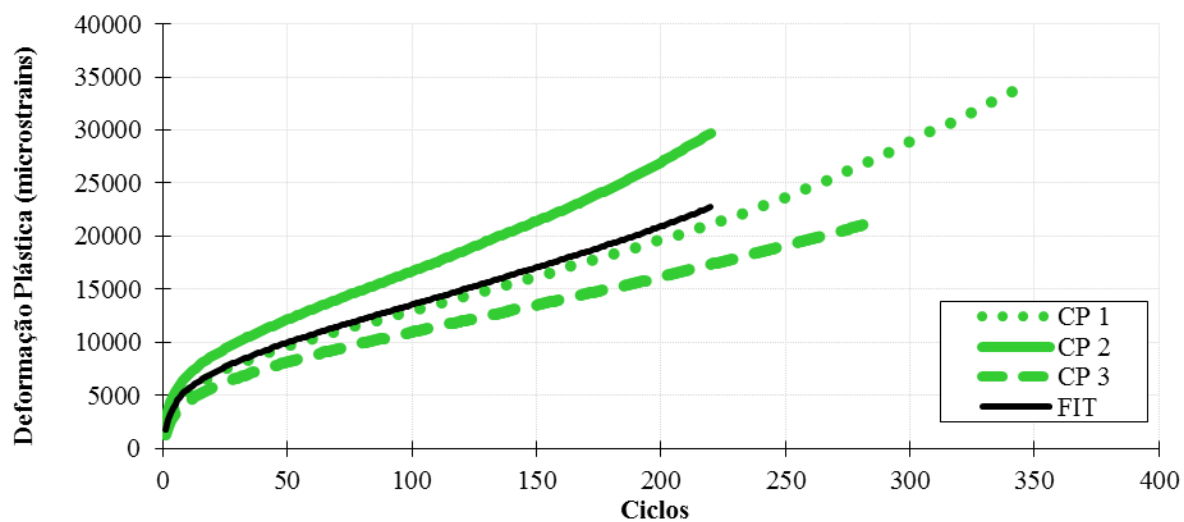


Figura B3 - Curva de deformação GAP HMA pela NBR 16505/2016

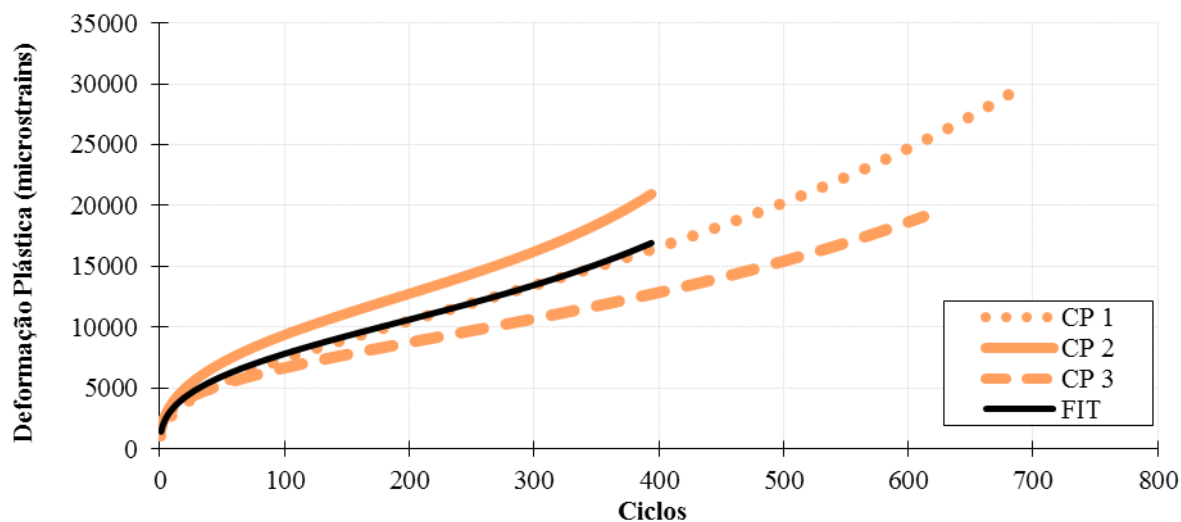


Figura B4 - Curva de deformação TMN 19 WMA pela NBR 16505/2016

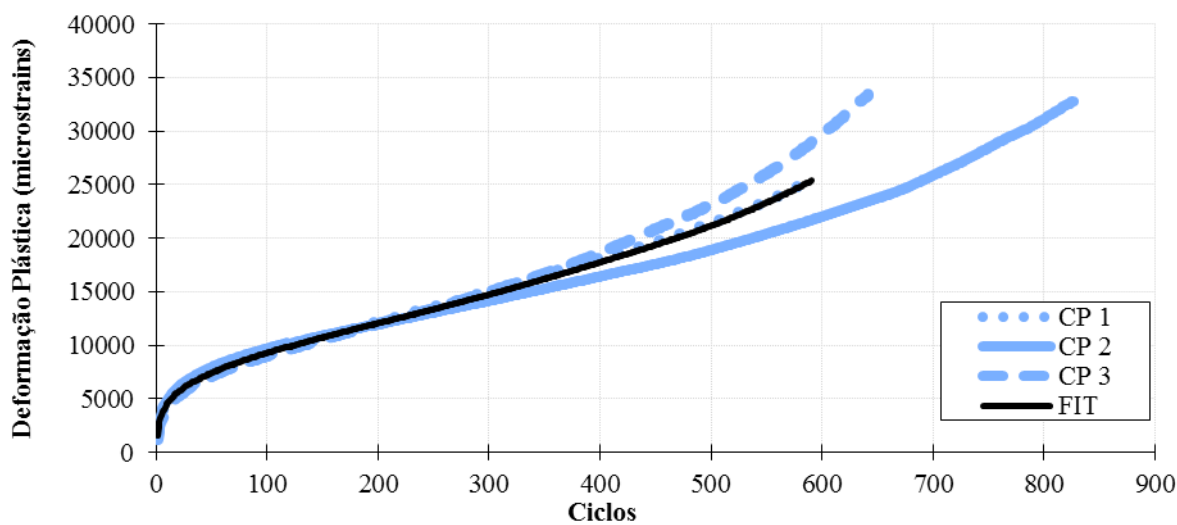


Figura B5 - Curva de deformação TMN 12,5 WMA pela NBR 16505/2016

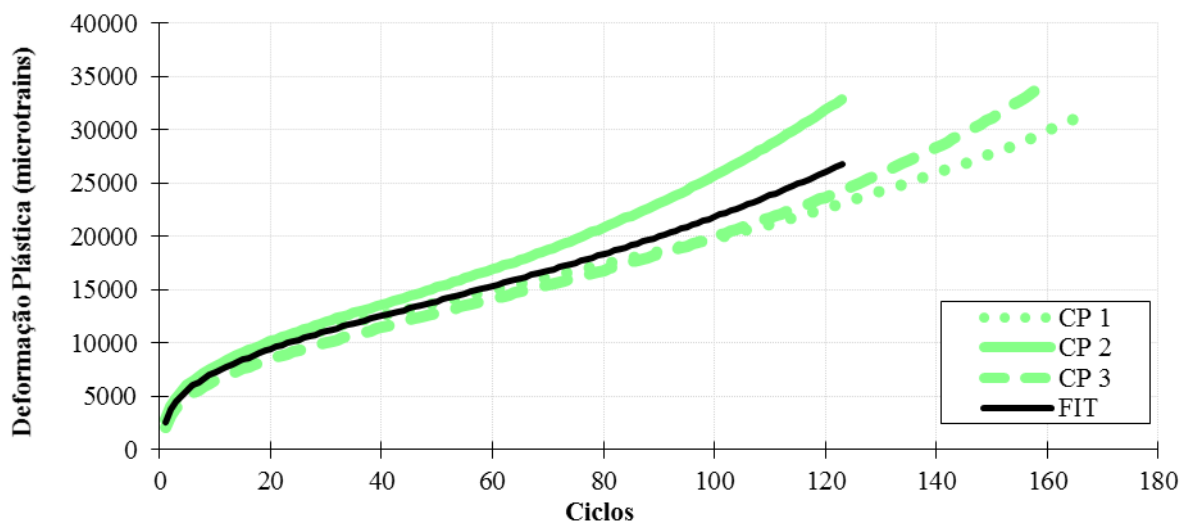


Figura B6 - Curva de deformação GAP WMA pela NBR 16505/2016

APÊNDICE C
AJUSTES DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO PELA AASHTO TP 79-15

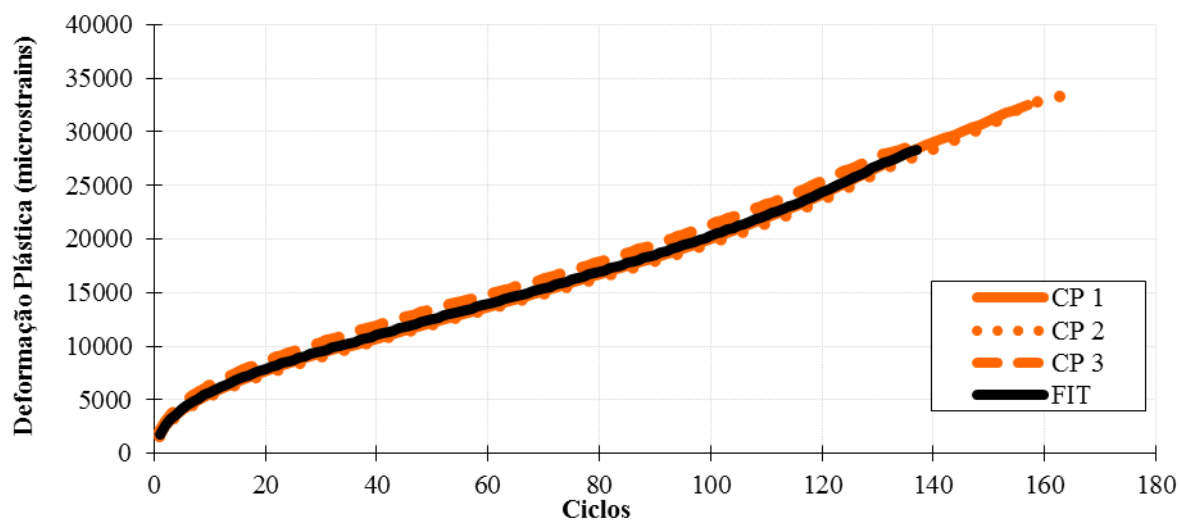


Figura C4 - Curva de deformação TMN 19 WMA pela AASHTO TP 79-15

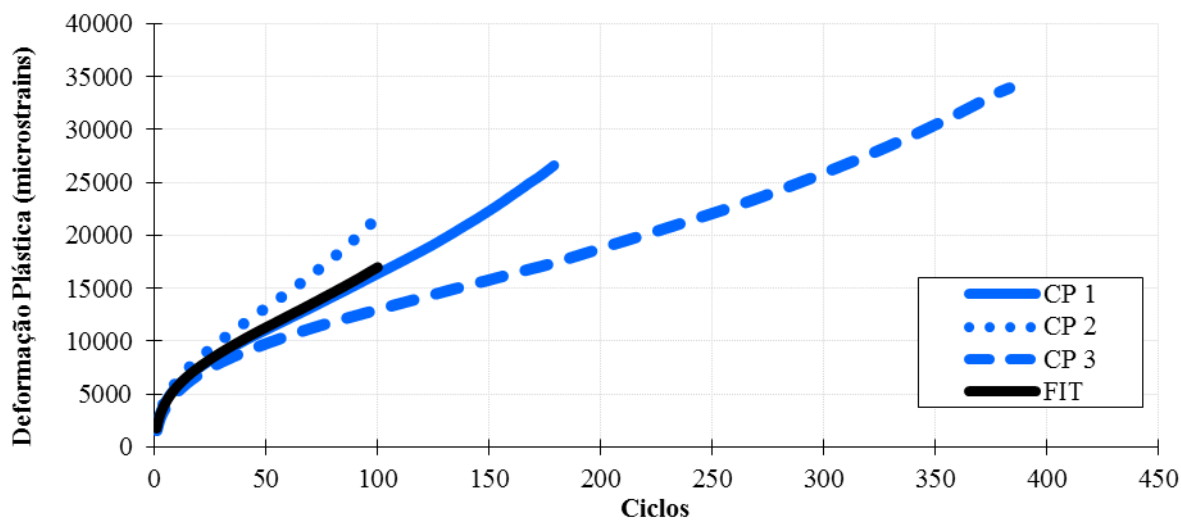


Figura C2 - Curva de deformação TMN 12,5 HMA pela AASHTO TP 79-15

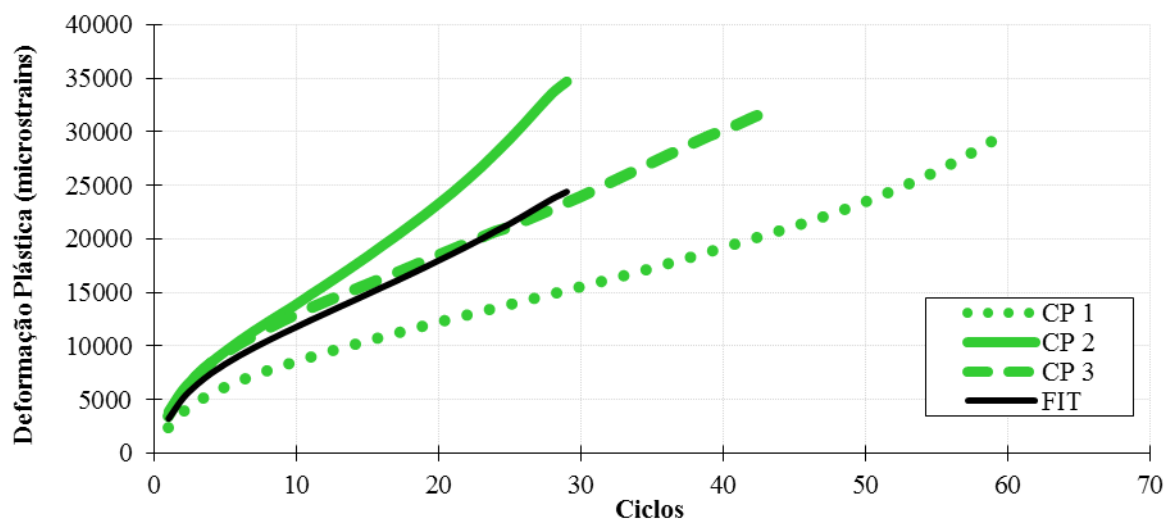


Figura C3 - Curva de deformação GAP HMA pela AASHTO TP 79-15

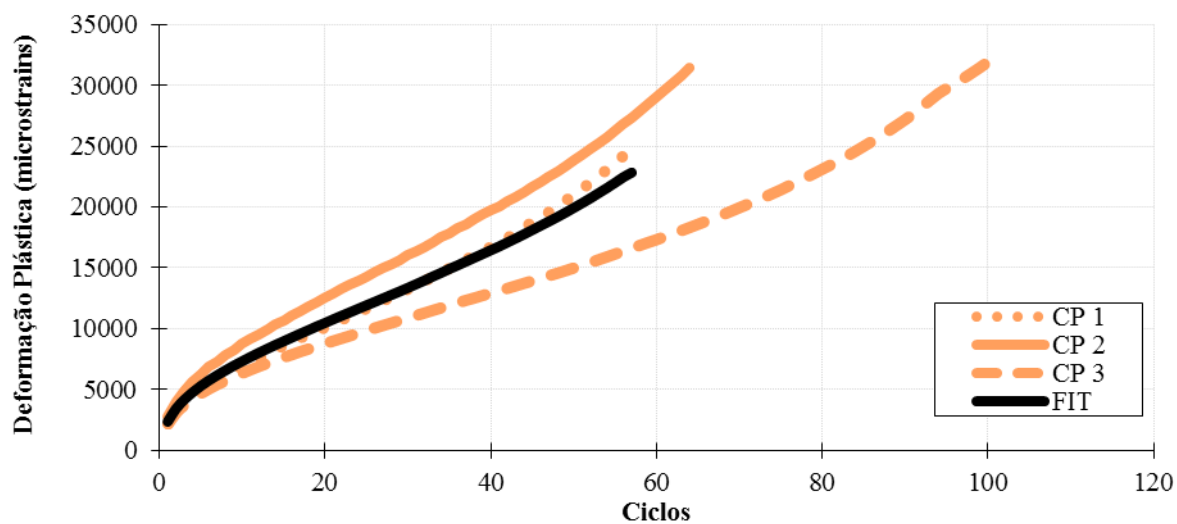


Figura C4 - Curva de deformação TMN 19 WMA pela AASHTO TP 79-15

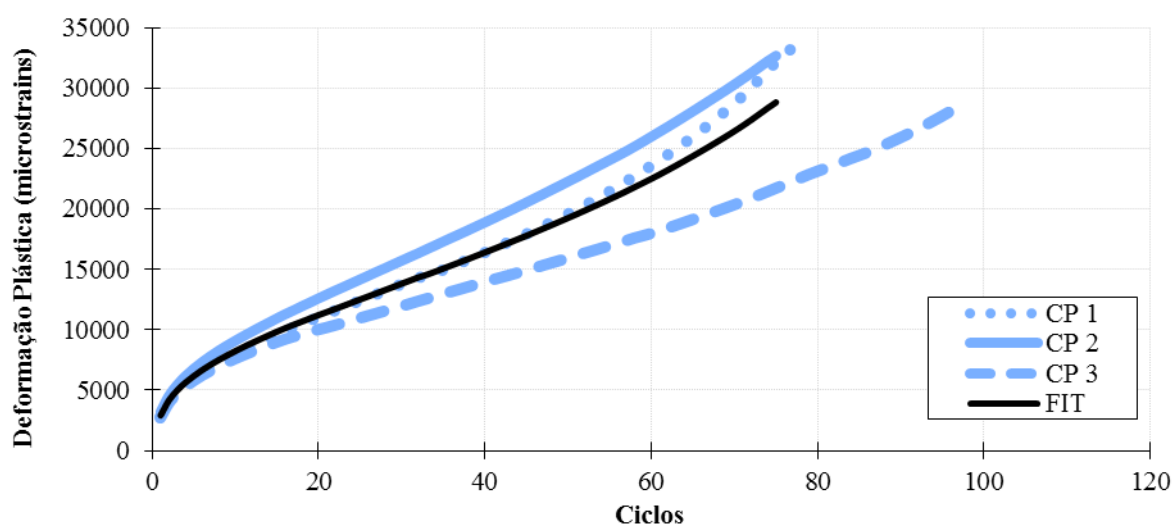


Figura C5 - Curva de deformação TMN 12,5 WMA pela AASHTO TP 79-15

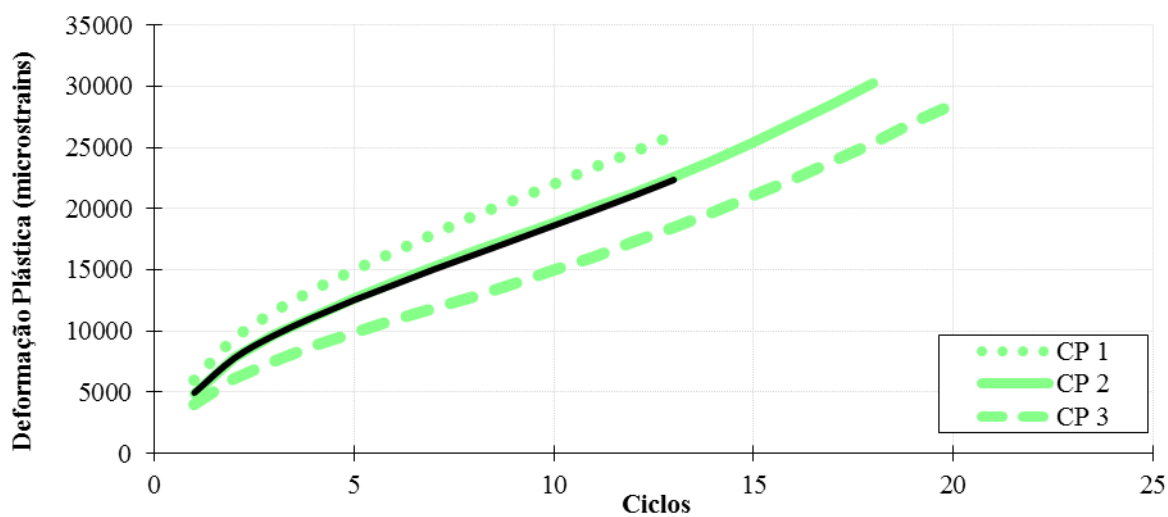


Figura C6 - Curva de deformação GAP WMA pela AASHTO TP 79-15

APÊNDICE D
AJUSTES DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS DE DANO

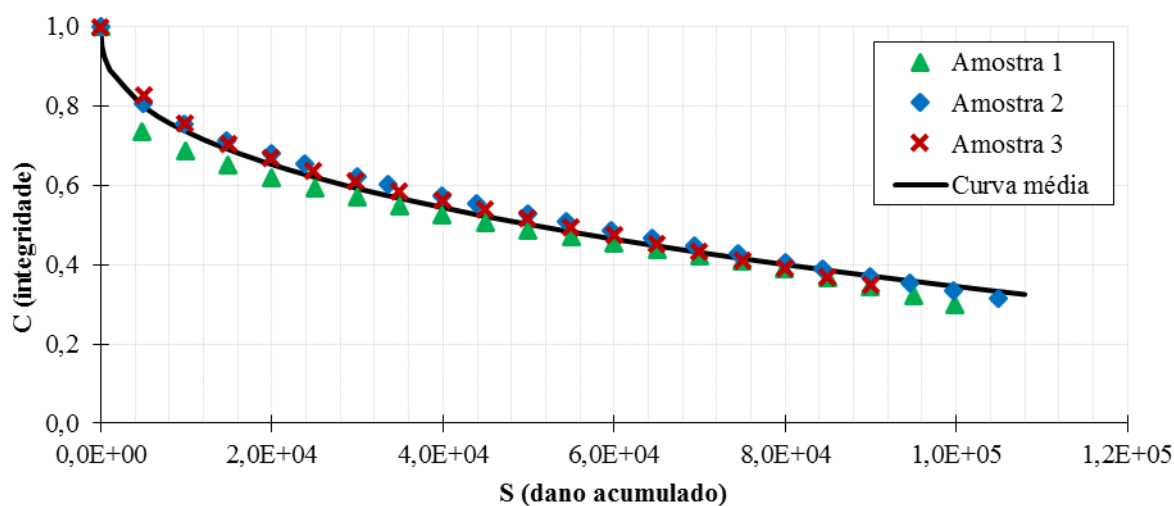


Figura D1 - Curva característica de dano ajustada da amostras TMN 19 HMA

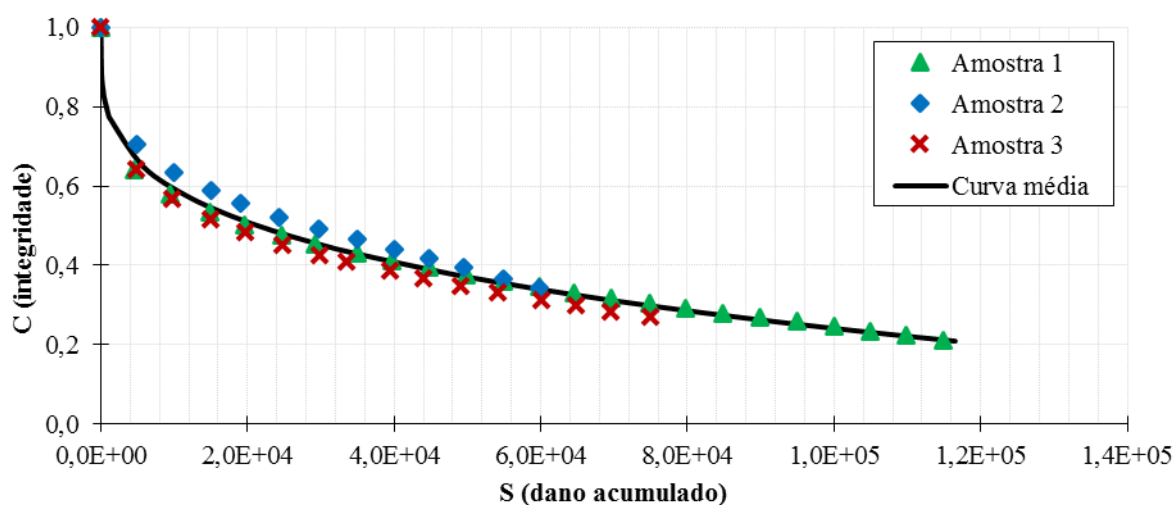


Figura D2 - Curva característica de dano ajustada da amostras TMN 19 WMA

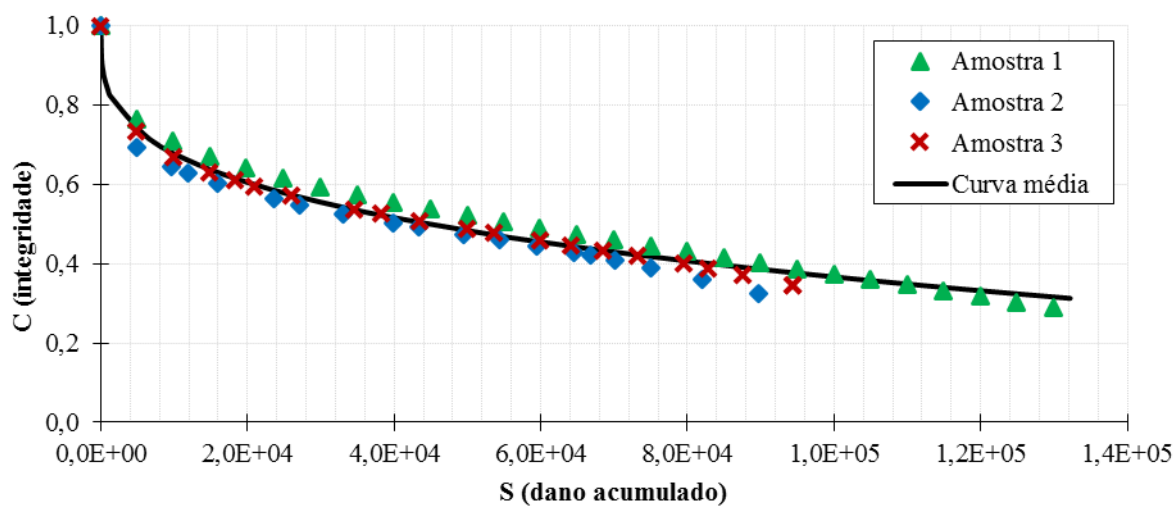


Figura D3 - Curva característica de dano ajustada da amostras TMN 12,5 HMA

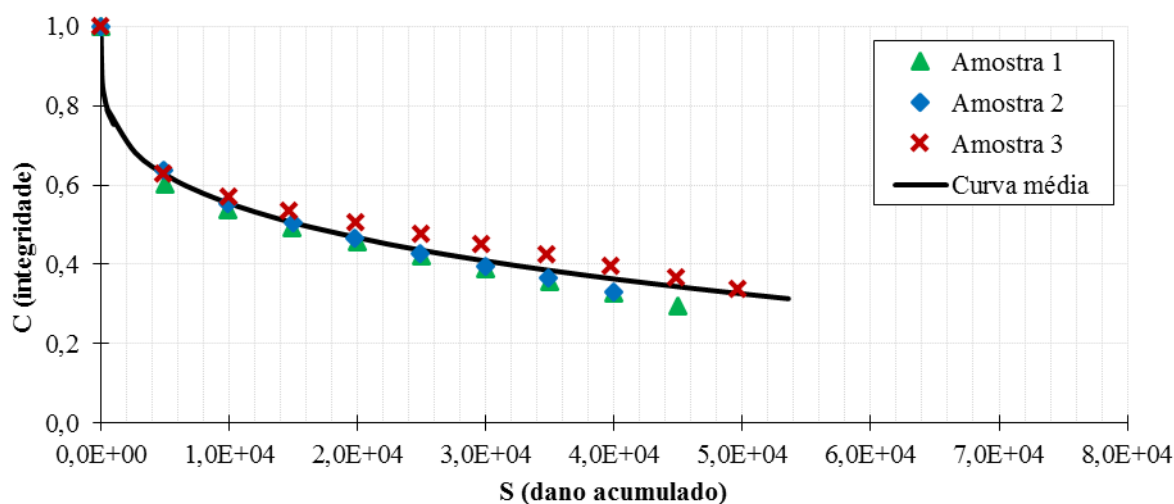


Figura D4 - Curva característica de dano ajustada da amostras TMN 12,5 WMA

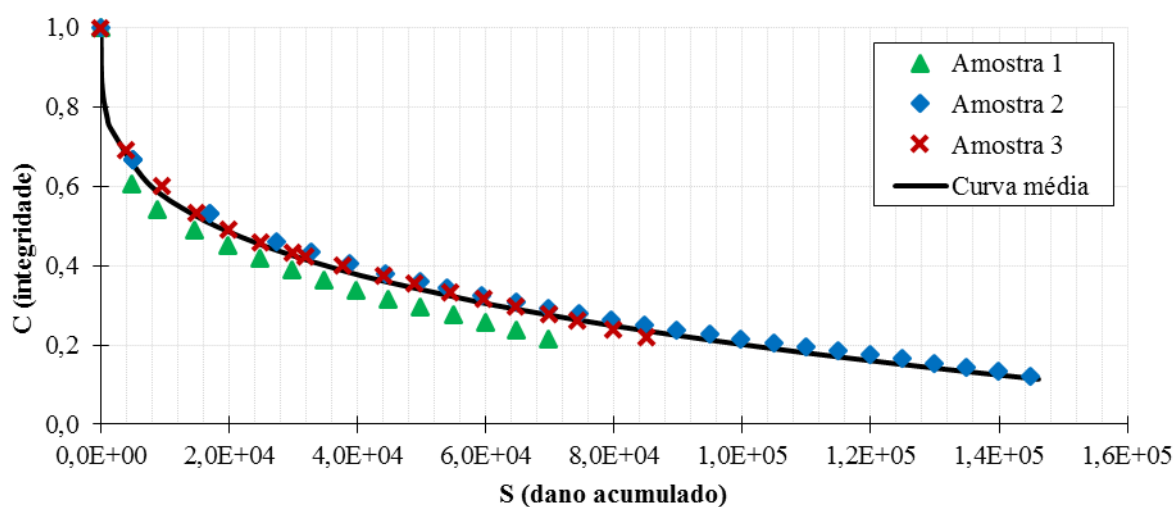


Figura D5 - Curva característica de dano ajustada da amostras GAP HMA

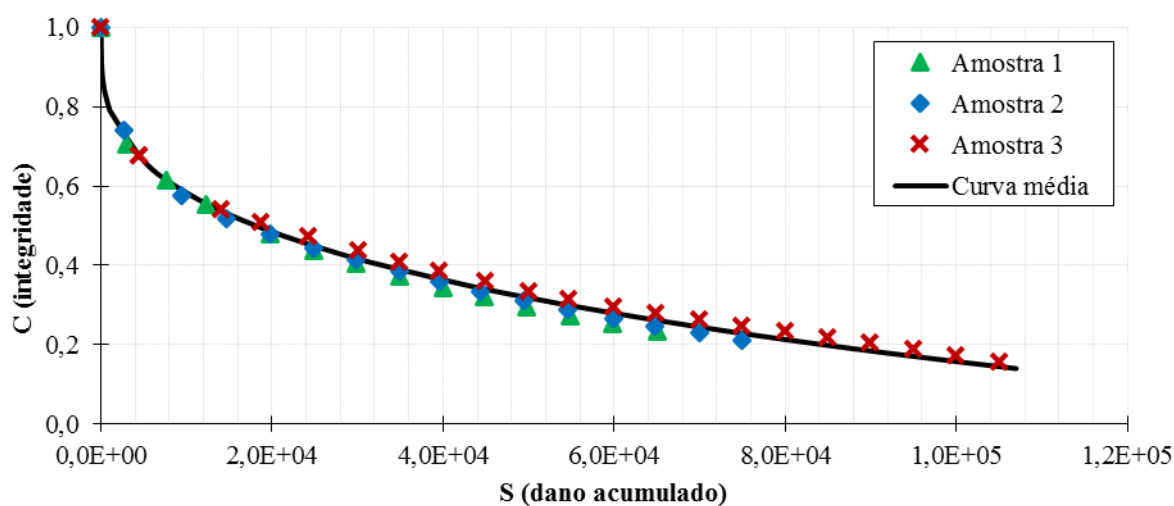


Figura D6 - Curva característica de dano ajustada da amostras GAP WMA