



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL
MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

DISSERTAÇÃO

**ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM O DYNAMIC SHEAR TEST
PARA DETERMINAÇÃO DO FLOW NUMBER SHEAR**

ELYSSON PACHECO CUNHA

Campina Grande – PB

2019

ELYSSON PACHECO CUNHA

**ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM O DYNAMIC SHEAR TEST
PARA DETERMINAÇÃO DO FLOW NUMBER SHEAR**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – PPGECA da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, como parte dos requisitos necessários para obtenção do Título de **Mestre em Engenharia Civil e Ambiental**.

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues

Campina Grande – PB

2019

C972e

Cunha, Elysson Pacheco.

Estudo de misturas asfálticas com o dynamic shear test para determinação do flow number shear / Elysson Pacheco Cunha. – Campina Grande, 2019.

125 f. : il. color.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, 2019.

"Orientação: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues".

Referências.

1. Mistura Asfáltica. 2. Deformação Permanente. 3. Resistência ao Cisalhamento. 4. Dynamic Shear Test. 5. Geotecnia. I. Rodrigues, John Kennedy Guedes. II. Título.

CDU 625.85(043)

FOLHA DE APROVAÇÃO

Autor (a): Elysson Pacheco Cunha

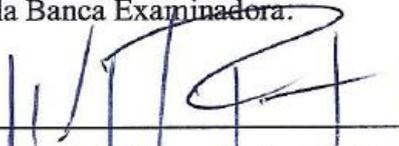
Título: **ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM O DYNAMIC SHEAR TEST PARA DETERMINAÇÃO DO FLOW NUMBER SHEAR.**

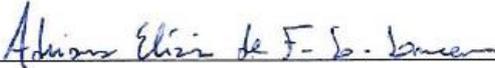
Dissertação submetida ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

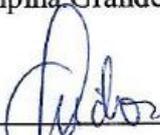
Área de Concentração – Geotécnica

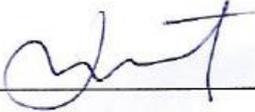
Dissertação Defendida e Aprovada em: 27/02/2019

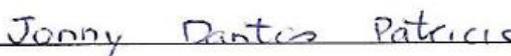
Pela Banca Examinadora.


Orientador: Prof. Dsc. John Kennedy Guedes Rodrigues
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG


Avaliador Interno: Prof. Dsc. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena
Universidade Federal de Campina Grande – UFCG


Avaliador Externo: Prof. Dsc. Glicério Trichês
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC


Avaliador Externo: Prof. Dsc. Fabiano Pereira Cavalcante
UNINASSAU – Recife/PE


Avaliador Externo: Dsc. Jonny Dantas Patrício
Universidade Federal de Pernambuco – UFPE

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho ao meu avô-pai João Barbosa Sobrinho (in memoriam), grande incentivador do meu crescimento nos estudos e um entusiasta da engenharia.

AGRADECIMENTOS

A Deus, o autor da minha fé, por ter me capacitado e me encorajado a chegar até aqui.

A minha família pelo incentivo durante toda a minha caminhada, principalmente a minha filha Alice, pelo amor demonstrado de sempre, que foi um combustível na minha trajetória recente.

Ao meu orientador, o Prof. John Kennedy, pela atenção e pela orientação, mesmo diante da exiguidade de tempo, e também pelos ensinamentos para a vida.

Ao amigo Daniel, pela grande ajuda que me deu em toda a caminhada até aqui, compartilhando seus conhecimentos e dando total apoio no trabalho experimental.

Ao amigo Conrado, pela ajuda fundamental em todo o período dos ensaios.

À amiga Ablenya, pelo apoio providencial na reta final.

Aos companheiros de caminhada Mauro Henrique, Mateus e Cristian, pelo apoio e parceria de sempre.

Aos professores Adriano e Veruschka, pelos ensinamentos e pela boa convivência durante o período de curso das disciplinas.

Às demais companheiras de mestrado, Raliny, Thamires, Priscila e Gabryelle, pelo companheirismo e pela disposição em ajudar sempre.

Aos técnicos da família LEP, Jadilson e Nildinho, por todo apoio e companheirismo.

Às empresas Britex, Novatec e JBR, pela doação dos materiais utilizados na fase experimental deste trabalho.

RESUMO

A deformação permanente em revestimentos pode ser definida como o acúmulo de depressões longitudinais que aumentam com as cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos. Trata-se de um defeito comum em revestimentos asfálticos, seja por problemas da mistura asfáltica, como baixa resistência ao cisalhamento ou alta suscetibilidade térmica, por reflexo de densificação ou rupturas localizadas nas camadas subjacentes e/ou no subleito. O desenvolvimento desse defeito pode ser evitado por meio da seleção adequada dos materiais, do avanço no processo de dosagem das misturas asfálticas, da compactação satisfatória e elaboração de um projeto de pavimento adequado com rigoroso controle de qualidade na execução. Visando contribuir com o avanço dos estudos do combate à deformação permanente, neste trabalho foi desenvolvida uma metodologia de ensaio capaz de avaliar a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas. O dispositivo utilizado nesta pesquisa foi desenvolvido pelo LEP/UFCG em parceria com a empresa JBR Engenharia e patenteado durante esta pesquisa. O funcionamento do dispositivo foi possível pela interligação deste à prensa UTM-25, de fabricação da IPC Global, que é controlada por um *software* programado para controlar a carga, a tensão atuante, a frequência, a deformação total, o número de ciclos, a temperatura do ensaio e identificar o Flow Number Shear (FN_{Shear}) ao gerar a curva Deformação *versus* Número de Ciclos. Para atingir o objetivo desta pesquisa, foram realizados ensaios de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test) com misturas asfálticas obtidas com os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75. Além disso, todos os corpos de prova foram ensaiados nas cinco temperaturas de referência estabelecidas para a execução dos ensaios, que foram 25, 35, 40, 50 e 60° C. Por fim, foram analisados os resultados obtidos, diante das diferentes condições impostas, sendo possível perceber os diferentes níveis de resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas e obter avanços no estudo do comportamento mecânico dos pavimentos asfálticos, especificamente no combate ao surgimento de deformações permanentes.

Palavras-chave: Deformação permanente, mistura asfáltica, resistência ao cisalhamento, Dynamic Shear Test.

ABSTRACT

Rutting of the surface of flexible pavements can be defined as the accumulation of longitudinal depressions that increase with repeated loading from vehicular traffic. It is a common distress in asphalt surface layers, whether due to problems related to the asphalt mixture, such as low shear strength and high thermal susceptibility, or due to densification and localized ruptures in the underlying layers and/or subgrade. The development of this distress can be avoided by selecting proper materials, advancing the design process of the asphalt mixtures, by satisfactorily compacting the mixes and elaborating a suitable pavement project with strict quality control in the execution. This work assesses the methodology of a test to evaluate the shear strength of the asphalt mixtures, in order to contribute to the development of the studies to prevent rutting. The device was developed by the LEP/UFCG in partnership with the company JBR Engenharia, and patented along this research. The device works interconnected to the UTM-25 press, manufactured by the IPC Global, which is software-programmed to control the load, the loading form, frequency, total deformation, number of cycles, test temperature and to identify the Flow Number Shear (FNShear) from the Deformation vs. Number of Cycles curve. To achieve the objective of this research, the Dynamic Shear Test was performed with asphalt mixtures composed of two different asphalt binders: an asphalt binder 50/70 and a polymer-modified asphalt binder 55/75. In addition, all the test samples were tested at five reference temperatures established for the execution of the tests, which were 35, 40, 50 and 60 °C. At the end, the obtained results were analysed in view of the different conditions imposed. It was possible to note the different levels of shear resistance of the asphalt mixtures and to obtain advances in the study of the mechanical behaviour of asphalt pavements, in particular against rutting appearance.

Keywords: rutting, asphalt mix, shear strength, Dynamic Shear Test.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Tipos de deformação permanente em pavimentos asfálticos.	20
Figura 2 – Resumo das causas e tipos da deformação permanente.	21
Figura 3 – Deformação permanente: a) por densificação e b) por movimentos laterais.	23
Figura 4 – Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas.	28
Figura 5 – Ilustração esquemática do CGS.	33
Figura 6 – Configurações e Parâmetros de Compactação do CGS.	33
Figura 7 – CGS: a) em operação e b) no momento da retirada do corpo de prova.	34
Figura 8 – Curva de densificação obtida na compactação giratória SUPERPAVE.	35
Figura 9 – Distribuição de tensões geradas por carga em movimento.	36
Figura 10 – Contorno de tensão vertical de contato em forma de “m”.	37
Figura 11 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal.	38
Figura 12 – Envoltória de ruptura Morh-Coulomb.	39
Figura 13 – Círculos de Mohr para tensão de compressão não confinada e tensão indireta.	40
Figura 14 – Curva típica do ensaio creep estático com recuperação.	44
Figura 15 – Deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga estática e obtenção do FN.	45
Figura 16 – Aplicação da carga durante o ensaio uniaxial de carga repetida.	46
Figura 17 – Gráfico com a deformação plástica e a taxa de deformação plástica ao longo do ensaio de creep dinâmico, com a identificação do FN.	47
Figura 18 - (a) Aplicação de tensão durante o ensaio uniaxial de carga repetida e (b)..	47
Figura 19 – Esquema do dispositivo do ensaio Leutner Shear Test Modificado com o espaçamento de 5 mm na zona de corte.	49
Figura 20 – Dispositivo do ensaio Leutner Shear Test.	50
Figura 21 – Folha de ensaio Leutner.	51
Figura 22 – Fluxograma geral dos ensaios da pesquisa.	52
Figura 23 – Localização da Pedreira Britex, Pocinhos/PB.	54
Figura 24 – Curvas granulométricas dos agregados.	58
Figura 25 – Curva granulométrica, Faixa B – Superior.	64
Figura 26 – Curva granulométrica, Faixa B – Intermediária.	65
Figura 27 – Curva Granulométrica, Faixa B – Inferior.	65
Figura 28 – Aparelhagem utilizada no Rice Test.	66
Figura 29 – Processo de saturação à vácuo dos corpos de prova.	68
Figura 30 – Realização do ensaio para determinar o módulo de resiliência.	69
Figura 31 – Realização do ensaio de módulo dinâmico na AMPT.	69
Figura 32 – Ensaio para determinação do <i>Flow Number</i> condizido na AMPT.	70
Figura 33 – Ensaio de vida de fadiga realizado na prensa UTM.	71
Figura 34 – Dispositivo do Ensaio Leutner.	72
Figura 35 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico: a) Componentes 1 a 10; b) Componentes 11 a 14.	74
Figura 36 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico na versão Multi-Ensaio: a) Vista 1; b) Vista 2.	75
Figura 37 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Modulado, em cores).	76

Figura 38 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico.....	76
Figura 39 – Ensaio de Cisalhamento Dinâmico em execução.....	77
Figura 40 – Prensa UTM–25: a) Vista externa; b) Vista interna.....	79
Figura 41 – Curva Deformação X Número de Ciclos, com identificação do FN_{Shear}	79
Figura 42 – Tela do software utilizado no ensaio.....	80
Figura 43 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 25 °C - CAP 50/70).82	
Figura 44 – Resultados de Resistência Retida à Tração, RRT.	84
Figura 45 – Resultados do Ensaio de Flow Number.	86
Figura 46 – Resultados dos Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral.	88
Figura 47 – Resultados do Módulo de Resiliência Total – ASTM.	89
Figura 48 – Resultados do Módulo de Resiliência Instantâneo – NBR.	89
Figura 49 – Curvas mestras das misturas ensaiadas.	90
Figura 50 – Curva para o CAP 50/70 e AMP 55/75 – N° de Ciclos X Diferença de Tensões.....	92
Figura 51 – Resultados do Ensaio Leutner.	93
Figura 52 – Curva de Flow point x Temperatura (CAP 50/70 e AMP 55/75).	95
Figura 53 – Representação gráfica dos resultados do <i>Flow Point</i>	96
Figura 54 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 40 °C - CAP 50/70).97	
Figura 55 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 40 °C - CAP 50/70).98	
Figura 56 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 50 °C - CAP 50/70).98	
Figura 57 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 50 °C - CAP 50/70).99	
Figura 58 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 40 °C - AMP 55/75).	99
Figura 59 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 40 °C - AMP 55/75).	100
Figura 60 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 50 °C - AMP 55/75).	101
Figura 61 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 50 °C - AMP 55/75).	101
Figura 62– Curva Flow Number Shear X Temperatura CAP 50/70 e AMP 55/75.....	103
Figura 63 – Representação gráfica dos resultados do <i>Flow Number Shear</i>	104

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Faixas granulométricas e requisitos para o concreto asfáltico.....	18
Tabela 2 – Fatores que influenciam a resistência à deformação permanente.....	26
Tabela 3 – Efeito da temperatura no Flow Number.	28
Tabela 4 – Características gerais do CAP 50/70.	56
Tabela 5 – Características gerais do AMP 55/75.	56
Tabela 6 – Ensaio de caracterização dos agregados.	57
Tabela 7 – Resultados da granulometria dos agregados utilizados.	57
Tabela 8 – Faixas granulométricas para o concreto asfáltico.....	59
Tabela 9 – Pontos de controle para TMN de 19,0mm.....	59
Tabela 10 – Gmb corrigidos e critérios	63
Tabela 11 – Proporção de agregados para as curvas superior, intermediária e inferior.	64
Tabela 12 – Estimativa do teor de ligante inicial de ligante para as composições superior, intermediária e inferior.....	66
Tabela 13 – Flow Number mínimo requerido pela NCHRP 09-33.....	86
Tabela 14 – Resultados de Flow Point.	94
Tabela 15 – Resultados de Flow Number Shear.....	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

AASHTO	<i>American Association of State Highway Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMP	Asfalto Modificado com Polímero
AMPT	<i>Asphalt Mixture Performance Tester</i>
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CGS	Compactador Giratório Superpave
CP	Corpo de Prova
CNT	Confederação Nacional de Transporte
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
EUA	Estados Unidos da América
ESAL	<i>Equivalent Single Axle Load</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FN	<i>Flow Number</i>
FN _{Shear}	<i>Flow Number Shear</i>
Gmm	Densidade Máxima Medida
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
MR	Módulo de Resiliência
N	Newton
Ple	Percentual de Ligante Estimado
RBV	Relação Betume Vazios
RTFO	<i>Rolling Thin Film Oven</i>
RT	Resistencia a Tração por Compressão Diametral
RTc	RT em CPs condicionados

RTnc	RT em CPs não condicionados
RRT	Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SUPERPAVE	<i>Superior Performing Asphalt Pavement System</i>
TDC	Top-Down Cracking
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
UTM	<i>Universal Tester Machine</i>
VAM	Volume de Agregado Mineral
Vv	Volume de vazios

LISTA DE SÍMBOLOS

Θ	Ângulo de Atrito Interno
C	Intercepto Coesivo
kN	KiloNewton
σ_1	Tensão de Carregamento Axial
σ_3	Tensão de Confinamento
kPa	KiloPascal
MPa	MegaPascal
τ	Tensão de cisalhamento na ruptura
σ	Tensão normal na ruptura
σ_c	Tensão de compressão sem confinamento
σ_t	Tensão indireta sem confinamento
cP	Centipoise
P	Carga de Ruptura
D	Diâmetro do CP
H	Altura do CP
E*	Módulo Complexo
j	Número Imaginário
E*	Módulo Dinâmico
φ	Ângulo de Fase
Ti	Intervalo de tempo entre deformação e tensão;
Tp	Intervalo de deformação
E* _{MIS}	Módulo dinâmico da mistura analisada
E* _{REF}	Módulo dinâmico da mistura de referência
R	Razão Modular

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	14
2. OBJETIVOS	16
2.1 Objetivo geral.....	16
2.2 Objetivos específicos	16
3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
3.1 Misturas asfálticas.....	17
3.2 Deformação Permanente	19
3.3 Efeito da temperatura na deformação permanente.....	26
3.4 Dosagem de misturas asfálticas	29
3.4.1 Compactação giratória de misturas asfálticas e Método SUPERPAVE	30
3.5 Comportamento das misturas asfálticas quanto ao cisalhamento	35
3.5.1 Tensões de contato pneu-pavimento	35
3.5.2 Teoria de Mohr-Coulomb.....	39
3.6 Ensaio de laboratório para previsão da deformação permanente	41
3.6.1 Ensaio Uniaxial de Carga Estática.....	42
3.6.2 Ensaio Uniaxial de Carga Repetida.....	45
3.6.3 Ensaio de Cisalhamento Leutner	48
4. MATERIAIS E MÉTODOS.....	52
4.1 Misturas do tipo concreto asfáltico	53
4.1.1 Ligantes asfálticos.....	53
4.1.2 Agregados.....	53
4.2 Métodos.....	54
4.2.1 Ensaio com os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75.....	54
4.2.2 Estudo das características dos agregados	57
4.2.3 Dosagem SUPERPAVE.....	60
4.2.3.1 Procedimento de dosagem	60
4.2.3.2 Proporções granulométricas.....	63
4.2.3.3 Compactação dos corpos de prova e estimativa do teor de projeto	66
4.2.4 Ensaio mecânicos	67
4.2.4.1 Resistência à tração por compressão diametral.....	67
4.2.4.2 Dano por umidade – Lottman modificado	67
4.2.4.3 Módulo de resiliência.....	68
4.2.4.4 Módulo Dinâmico (ou complexo).....	69
4.2.4.5 Deformação permanente (Flow Number)	70
4.2.4.6 Ensaio de fadiga.....	71
4.2.4.7 Ensaio Leutner	71
5. METODOLOGIA PROPOSTA – ENSAIO DE CISALHAMENTO DINÂMICO (DYNAMIC SHEAR TEST)	73
5.1 O dispositivo.....	73
5.2 Parâmetros de carga, tensão, frequência e temperatura do ensaio	76

5.3 O Ensaio de Cisalhamento Dinâmico - <i>Dynamic Shear Test</i>	78
5.4 O <i>Flow Number Shear</i>	80
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
6.1 Resistência ao dano por umidade induzida	84
6.2 Deformação Permanente (<i>Flow Number</i>)	85
6.3 Resistência à tração por compressão diametral	87
6.4 Módulo de Resiliência	88
6.5 Módulo Dinâmico	90
6.6 Ensaio de Fadiga	91
6.7 Ensaio Leutner	93
6.8 Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (<i>Dynamic Shear Test</i>).....	93
6. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	105
7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	106
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107

1. INTRODUÇÃO

A deformação permanente é um dos defeitos mais comuns nos pavimentos asfálticos brasileiros e é caracterizada por depressões longitudinais nas trilhas de roda, as quais aumentam com a solicitação das cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos. É uma manifestação patológica que causa desconforto no rolamento, aumentando o risco de acidentes e gerando custos operacionais mais elevados. No caso destas deformações serem oriundas somente do revestimento, há diversos ensaios de laboratório que buscam reduzir as chances de seu desenvolvimento, ainda que as condições de campo sejam difíceis de serem reproduzidas em laboratório. Borges (2014) lembra que, em geral, estes ensaios servem para comparar misturas, e não propriamente para fazer qualquer previsão de deformação com o tempo ou ciclos associados ao tráfego.

Nos últimos anos, a ocorrência prematura e/ou excessiva da deformação permanente nos pavimentos asfálticos tem preocupado técnicos e pesquisadores brasileiros da área de engenharia de pavimentação. Dentre os diversos tipos de defeitos a que um pavimento está sujeito, o Afundamento em Trilha de Roda (ATR) da camada de rolamento é um dos mais recorrentes. O ATR contribui para um maior desgaste dos veículos e também provoca outro problema que compromete a segurança do usuário, que é o acúmulo de água no pavimento, fator que pode favorecer a aquaplanagem que reduz a estabilidade do veículo.

O modal rodoviário tem uma participação predominante na matriz de transporte de cargas e passageiros no Brasil, onde 61% das cargas e 95% dos passageiros são transportadas por rodovias, conforme a CNT (2016). São dados que fazem deste modal o principal responsável pela integração de todo o sistema de transporte e contribui significativamente para o desenvolvimento socioeconômico do país.

Com o crescimento acentuado do número de veículos em trânsito, o desgaste das rodovias é maior, provocando deterioração dos pavimentos e pondo em risco a segurança dos usuários. Os danos em revestimentos asfálticos, quando submetidos a carregamento repetido, estão relacionados a três principais mecanismos de deterioração: a deformação permanente, as trincas por fadiga e as trincas térmicas. Nascimento *et al.* (2008), em sua pesquisa, expõem que nos últimos anos tem sido bastante comum a ocorrência de problemas associados à deformação permanente nos revestimentos asfálticos aplicados em rodovias brasileiras.

A deformação permanente é um defeito que pode ser decorrente de problemas no subleito, na sub-base e na própria base com compactação precária, dosagem inadequada da mistura asfáltica, entre outros. As misturas asfálticas, quando submetidas ao tráfego, podem apresentar pequenas deformações por consolidação ou por movimentos laterais. A deformação por consolidação ou densificação refere-se à depressão causada no pavimento com mudança volumétrica. Já a deformação por movimentos laterais ou fluxo de cisalhamento causa deformação permanente sem alteração de volume, pois há uma compensação volumétrica lateral da massa asfáltica.

O teor e desempenho do ligante, a absorção, a dimensão, a forma e as propriedades minerais do agregado, a granulometria, a coesão e o volume de vazios da mistura são alguns dos fatores que contribuem para a deformação permanente. Além da importância da qualidade e desempenho de cada material de forma isolada, outro fator decisivo no desempenho da mistura asfáltica durante a sua vida útil é a associação dos seus constituintes, ou seja, o critério de dosagem da mistura, que consiste na escolha de um teor de ligante de projeto, a partir de uma faixa granulométrica pré-definida.

A temperatura também tem influência direta no comportamento mecânico das misturas asfálticas, pois está ligada à viscosidade do ligante. Dependendo do tipo de ligante asfáltico, as misturas apresentam-se mais ou menos suscetíveis à temperatura. Quando a temperatura aumenta, o ligante se torna mais fluido e a resistência à deformação do pavimento diminui. Em temperaturas elevadas a viscosidade do ligante tende a diminuir, produzindo menos resistência a deformação do pavimento.

Neste trabalho foi tema de estudo a deformação permanente que ocorre na camada de revestimento do pavimento, especificamente a investigação do comportamento da camada de rolamento no tocante aos esforços cisalhantes no corpo da mistura asfáltica. Foram adotadas cinco temperaturas diferentes para a avaliação da resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas compostas por dois tipos de ligantes asfálticos (CAP 50/70 e AMP 55/75).

Assim, de forma preliminar, este trabalho estabeleceu a hipótese de utilizar o ensaio de Cisalhamento Dinâmico (*Dynamic Shear Test*) para determinar a resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, já que o ensaio Leutner já é utilizado desde 1979 para se determinar a resistência ao cisalhamento na interface entre camadas de revestimento asfáltico.

Diante do conhecimento do equipamento desenvolvido por R. Leutner em 1979, foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da Universidade Federal

de Campina Grande – LEP/UFCG, em parceria com a empresa JBR Engenharia, um novo dispositivo, similar ao proposto por Leutner, capaz de avaliar, em conjunto com a prensa hidráulica UTM, a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas. Este trabalho visa desenvolver uma metodologia de ensaio com o uso do dispositivo proposto, de forma a contribuir com o avanço nos estudos do comportamento mecânico de pavimentos asfálticos na área de deformação permanente. O funcionamento do dispositivo é possibilitado pela aplicação de ciclos de cisalhamento direto de forma automática e controlada aos corpos de prova, na posição diametral, com o auxílio da prensa hidráulica, que controla a aplicação das cargas, as tensões atuantes, a forma de carregamento, a frequência, a deformação total, o número de ciclos, a temperatura do ensaio e identifica o Flow Number Shear (FN_{Shear}) ao gerar a curva Deformação *versus* Número de Ciclos.

2. OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Desenvolver uma metodologia de ensaio capaz de avaliar a resistência ao cisalhamento em misturas asfálticas, com o estabelecimento de parâmetros baseados nos ensaios Leutner, Flow Number, Creep Estático e Creep Dinâmico, a fim de validar a utilização do dispositivo proposto nesta pesquisa e contribuir com o avanço dos estudos de prevenção de deformações permanentes em pavimentos asfálticos.

2.2 Objetivos específicos

- Avaliar o comportamento mecânico de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, com uma análise comparativa de misturas com a utilização de ligantes asfálticos convencional e modificado, a partir da aplicação de carga dinâmica pelo ensaio proposto;
- Verificar a influência da variação de temperatura na resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas;
- Estabelecer os parâmetros de carga, tensão, frequência e temperatura para o ensaio proposto;

- Comparar os resultados de Flow Number Shear (FN_{shear}) e os níveis de deformação permanente do ensaio proposto com os resultados do ensaio Flow Number.

3. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo é apresentada uma pesquisa sobre os principais aspectos relacionados com o tema abordado neste estudo. Primeiramente, discute-se sobre as misturas asfálticas quentes, suas principais características, vantagens e a utilização de cada tecnologia.

Em seguida é abordado o principal fenômeno deste trabalho, a deformação permanente em misturas asfálticas. Serão discutidos os fatores que influenciam na resistência à deformação de pavimentos asfálticos, o efeito da temperatura nesta propriedade e também os principais ensaios de laboratório para a previsão da deformação permanente.

Por fim, discute-se sobre o principal ensaio desta pesquisa, o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (*Dynamic Shear Test*), que é realizado com o novo dispositivo proposto, utilizado pela primeira vez neste trabalho, patenteado pelo Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) no Instituto Nacional de Propriedade Industrial (INPI).

3.1 Misturas asfálticas

Os pavimentos são estruturas de múltiplas camadas, sendo o revestimento a camada que recebe mais diretamente a ação climática e a carga dos veículos. As misturas asfálticas, que ocupam a camada de revestimento, são o resultado da combinação de agregados pétreos e cimento asfáltico de petróleo (CAP), misturado a altas temperaturas. As misturas asfálticas usinadas podem ser classificadas de acordo com a temperatura de compactação, podendo ser divididas em quatro categorias: misturas quentes, misturas mornas, misturas semi-mornas e misturas a frio (MOTTA, 2011).

As misturas asfálticas quentes, que serão objeto desta pesquisa, *Hot Mix Asphalt* – HMA, são produzidas em elevadas temperaturas da ordem de 150 a 180°C (ASPHALT INSTITUTE, 2007). Possuem seu desempenho influenciado pelo tipo de

ligante utilizado (convencional ou modificado) e pelas propriedades dos agregados, como: angularidade, textura e granulometria. Estas podem ser subdivididas em três graduações mais usuais: graduação densa, graduação aberta e graduação descontínua.

A graduação densa possui uma granulometria contínua e bem-graduada (distribuição uniforme de partículas de agregados graúdos a finos), proporcionando um esqueleto mineral com poucos vazios, devido ao preenchimento dos espaços maiores pelos agregados de dimensões menores. O concreto asfáltico (CA) é um exemplo clássico de graduação densa, que se bem dimensionado proporciona uma mistura muito resistente.

A Tabela 1 apresenta as três faixas granulométricas, A, B e C usualmente utilizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) para misturas do tipo CA. Observa-se que estas faixas têm como característica distribuição granulométrica com todas as frações de agregados de forma semelhantes.

Tabela 1 – Faixas granulométricas e requisitos para o concreto asfáltico.

		Faixas			
Peneira de malha quadrada		% em massa, passando			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerâncias
2"	50,8	100	-	-	-
1 1/2"	38,1	95 - 100	100	-	± 7%
1"	25,4	75 - 100	95 - 100	-	± 7%
3/4"	19,1	60 - 90	80 - 100	100	± 7%
1/2"	12,7	-	-	80 - 100	± 7%
3/8"	9,5	35 - 65	45 - 80	70 - 90	± 7%
Nº 4	4,8	25 - 50	28 - 60	44 - 72	± 5%
Nº 10	2,0	20 - 40	20 - 45	22 - 50	± 5%
Nº 40	0,42	10 - 30	10 - 32	8 - 26	± 5%
Nº 80	0,18	5 - 20	8 - 20	4 - 16	± 3%
Nº 200	0,08	1 - 8	3 - 8	2 - 10	± 2%
Teor de asfalto, %		4,0 - 7,0	4,5 - 7,5	4,5 - 9,0	± 0,3%
Tipo de camada de revestimento asfáltico		Camada de ligação (Binder)	Camada de ligação e rolamento	Camada de rolamento	

Fonte: DNIT-ES 031 (2006).

Segundo De Barros *et al.* (2015), a camada de revestimento é destinada a resistir às forças abrasivas do tráfego, torná-lo impermeável, proporcionar uma superfície resistente ao deslizamento, além de melhorar as condições de rolamento (conforto e segurança). Para que isso aconteça é imprescindível a obtenção de uma mistura asfáltica adequada, com agregados bem selecionados e numa granulometria ótima, além de um ligante adequadamente dosado e processado, que garanta ao serviço executado os requisitos de impermeabilidade, flexibilidade, estabilidade, durabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com o clima e o tráfego previstos para o local (BERNUCCI *et al.*, 2008; De BARROS *et al.*, 2015).

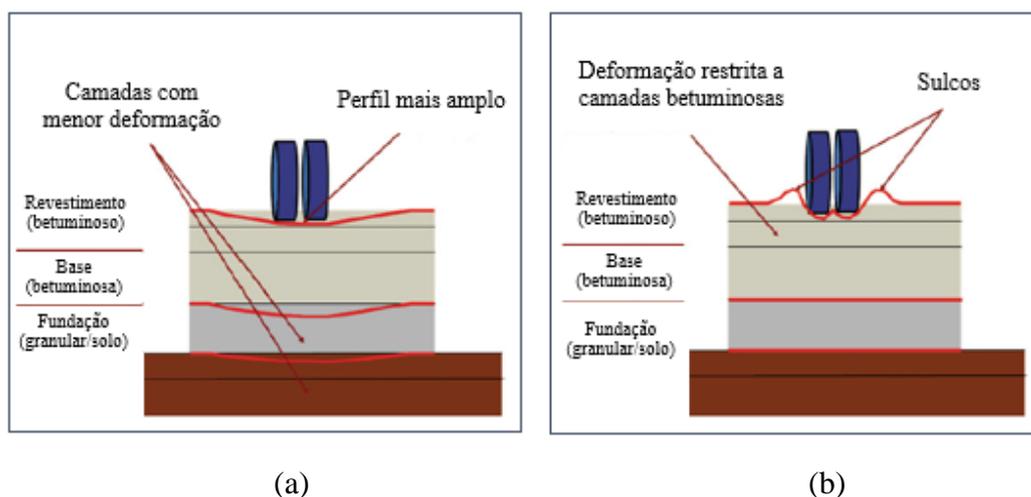
3.2 Deformação Permanente

A deformação permanente consiste no acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis resultantes da aplicação das cargas dos veículos. Segundo Mahmoud e Bahia (2004), trata-se de depressões longitudinais que aumentam com as cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos. O desenvolvimento da trilha de roda pode ocorrer em qualquer camada da estrutura do pavimento. Merighi e Fortes (2003) explicam que o desenvolvimento da trilha de roda é baseado no aumento de aplicações da carga e é causado por uma combinação não somente das características da mistura asfáltica, mas também das condições climáticas e do tráfego (carga e número de solicitações).

Há dois tipos de deformação estrutural no pavimento, que são: a deformação a volume variável e a deformação a volume constante. A primeira ocorre com uma depressão do pavimento, com variação de volume, ou seja, não há uma compensação lateral do volume da massa asfáltica. Já na deformação a volume constante, também conhecida como fluxo de cisalhamento ou fluência plástica, há um levantamento lateral, ou seja, existe uma compensação volumétrica lateral, mantendo o volume constante da camada asfáltica naquela região.

A Figura 1 (a) representa esquematicamente a situação onde ocorre deformação a volume variável, e a Figura 1(b) está relacionada ao surgimento de deformação a volume constante.

Figura 1 – Tipos de deformação permanente em pavimentos asfálticos.



Fonte: De Barros (2017).

A deformação permanente a volume constante pode ser caracterizada por depressões superficiais longitudinais no percurso da roda, podendo ter associados deslocamentos transversais. Segundo Ahmad (2011), a deformação permanente é caracterizada pelo surgimento de depressões longitudinais no trilho de rodas das rodovias, devido ao acúmulo de pequenas deformações no material asfáltico causadas pelo carregamento repetitivo do tráfego, ou seja, são deslocamentos não recuperáveis acumulados ao longo da vida do pavimento.

Os problemas associados à deformação permanente têm sido recorrentes nas rodovias brasileiras. O que agrava a situação é que este tipo de defeito costuma se manifestar de maneira precoce, comprometendo a serventia dos pavimentos em poucas semanas (NASCIMENTO *et al.*, 2008). A deformação permanente pode ocorrer em diversas circunstâncias como através de problemas no subleito, sub-base e base com compactação precária, dosagem errônea da mistura asfáltica, entre outros.

O Brasil é um país tropical, de temperaturas elevadas na maior parte do ano, o que faz com que os revestimentos asfálticos sejam mais suscetíveis às deformações permanentes, defeito causado por uma distorção que ocorre na camada de revestimento provocada pela consolidação de uma ou mais camadas do pavimento (YODER e WITCZAC, 1975).

Ahmad (2011) aponta como variáveis que contribuem para a geração de deformação permanente nos pavimentos o tráfego excessivo, a deformação no domínio da viscosidade das misturas asfáltica (fluência), o teor de ligante em excesso na

dosagem da mistura asfáltica, a má estabilidade do esqueleto granulométrico, a falta de adesividade do ligante com o agregado mineral e a aderência deficiente na interface da camada asfáltica com o substrato inferior do pavimento. A deformação permanente estrutural pode ser decorrente do sub-dimensionamento das camadas do pavimento para o tráfego ao qual é submetido ou de falhas no processo construtivo, como compactação inadequada ou deficiência no suporte do solo.

Soares (2014) explica que a trilha de roda é um defeito comum em revestimentos asfálticos de rodovias brasileiras, seja por problemas da própria mistura asfáltica, como baixa resistência ao cisalhamento ou alta suscetibilidade térmica, ou por reflexo de densificação ou rupturas localizadas nas camadas e/ou no subleito. Na camada de revestimento é causada devido ao escorregamento de massa (deslocamento horizontal da massa asfáltica) ou ao agrupamento dos agregados, i.e., densificação (YODER e WITCZAK, 1975). Esse tipo de defeito provoca uma degradação acelerada da estrutura do pavimento e reduz consideravelmente o conforto ao rolamento, a segurança do usuário, e aumenta os custos operacionais.

O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006) define dois tipos de afundamentos nas trilhas de roda: as deformações plásticas no revestimento e as depressões. As causas das deformações permanentes podem estar associadas ao tráfego ou não, como é resumido na Figura 2.

Figura 2 – Resumo das causas e tipos da deformação permanente.

Causa Geral	Causa específica	Exemplo de defeito
Associada com o carregamento	Carregamento concentrado ou em excesso	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento)
	Carregamento de longa duração ou estático	Deformações ao longo do tempo (creep)
	Grande número de repetições de carga	Afundamento nas trilhas de roda
Não associada com o carregamento	Subleito constituído de solo expansivo	Inchamento ou empolamento
	Solos compressíveis na fundação do pavimento	Recalque diferencial

Para Onofre (2013), os tipos de defeitos mais frequentes encontrados em pavimentos asfálticos no Brasil são o trincamento por fadiga e a deformação permanente.

Entre as deformações permanentes em pavimentos, incluem-se deformações plásticas no revestimento e depressões. No caso do cisalhamento, os esforços induzidos nos materiais constituintes dos pavimentos são suficientes para causar deslizamentos no interior do material. Neste caso, poucas cargas concentradas ou pressões excessivas nos pneus podem causar tensões que excedem a resistência ao cisalhamento dos materiais e ainda causam fluência plástica, cujo resultado são afundamentos sob a carga de roda e, frequentemente, solevamentos ao redor da área carregada (Manual De Restauração De Pavimentos Flexíveis, DNIT – 2006).

Núñez *et al.* (2011) citam defeitos prematuros observados em pavimentos flexíveis, que se originam na superfície dos pavimentos, especialmente no caso de camadas asfálticas espessas. O autor destaca os trincamentos iniciados na superfície e os afundamentos nas trilhas de roda resultantes de deformações plásticas na camada superior de concreto asfáltico. Núñez *et al.* (2011) apontam que o mecanismo fundamental do afundamento nas trilhas de roda (ATR) está associado às deformações cisalhantes (mudança de forma) na camada asfáltica.

Os trincamentos de cima para baixo (*top-down cracking*, TDC), que geralmente ocorrem na direção longitudinal, tangenciando as trilhas de roda, ou no seu interior, têm-se tornado, nos últimos anos, mais comuns em pavimentos asfálticos. Este tipo de defeito também é considerado como sendo uma ruptura por cisalhamento (NÚÑEZ *et al.*, 2011).

A densificação refere-se à mudança volumétrica, e o fluxo de cisalhamento causa deformação permanente sem alteração de volume. As misturas asfálticas sob a ação do tráfego podem apresentar pequenas deformações por consolidação ou por movimentos laterais que são falhas por cisalhamento, em geral, e que ocorrem no topo da camada superficial do pavimento. (KANDHAL e COOLEY, 2003). A Figura 3 (a) representa esquematicamente a situação onde ocorre o fluxo de cisalhamento, sem variação de volume, e a Figura 3 (b) mostra o caso da densificação, com alteração de volume.

Figura 3 – Deformação permanente: a) por densificação e b) por movimentos laterais.



(a)

(b)

Fonte: Confederação Nacional do Transporte (2004).

De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006), deformações plásticas e depressões são defeitos que causam um aumento da irregularidade longitudinal do pavimento, o que afeta a dinâmica das cargas, a qualidade do rolamento, o custo operacional dos veículos e, devido ao acúmulo da água, riscos à segurança dos usuários. Ainda segundo o Manual, os carregamentos do tráfego causam deformação em três situações:

- a) Quando os esforços induzidos nos materiais constituintes dos pavimentos são suficientes para causar cisalhamento, promovendo deslizamentos no interior do material. Neste caso, poucas cargas concentradas ou pressões excessivas nos pneus podem causar tensões que excedem a resistência ao cisalhamento dos materiais e ainda causam fluência plástica, cujo resultado são afundamentos sob a carga de roda e, frequentemente, solevamentos ao redor da área carregada. O solevamento corresponde à diferença de altura entre o perfil original da superfície do pavimento e a protuberância que se forma ao lado do sulco da roda. O afundamento de consolidação é o que ocorre sem causar o solevamento.
- b) Carregamentos estáticos ou de longa duração podem causar afundamentos em materiais de comportamento viscoso, como as misturas asfálticas e alguns tipos de solo.
- c) Finalmente, um grande número de repetições de cargas de pressões reduzidas pode causar pequenas deformações que se acumulam ao longo do tempo e se manifestam como afundamentos canalizados nas trilhas de roda.

A deformação plástica é caracterizada como afundamento acompanhado de sollevamento lateral, ou seja, de uma compensação volumétrica nas bordas das trilhas de roda. Quando ocorre em extensão de até 6 m, é denominado afundamento plástico local, e quando a extensão é maior e ao longo da trilha de roda, é denominado afundamento plástico da trilha.

A densificação é quando o esqueleto pétreo se torna mais próximo, sendo resultado de uma mistura mal compactada, ou quando tem uma dosagem inadequada, tendendo a ocorrer relativamente cedo na vida de um pavimento. Já o deslocamento de cisalhamento tende a ser associado com o fluxo do material em volume constante e ocorre através da vida útil do pavimento (KHANZAD, 2000).

Borges (2014) observa que o deslocamento da mistura asfáltica ocorre, usualmente, nos primeiros 10 cm de profundidade do revestimento de um pavimento, eventualmente, ocorrendo em maiores espessuras, caso o uso de materiais de baixa qualidade seja adotado.

De Barros (2017) chama a atenção para um fator importante no desempenho das misturas asfálticas, que são os agregados utilizados. O arranjo do esqueleto pétreo pode influenciar diretamente no comportamento mecânico da mistura asfáltica. Soares (2014) aponta para uma maior influência dos agregados na resistência à deformação permanente, se comparados ao ligante asfáltico. A Federal Highway Administration chega a fixar em 80 % o percentual de responsabilidade dos agregados na prevenção do desenvolvimento da deformação permanente.

Dentre os fatores que influem na ocorrência de deformação permanente proveniente da camada de revestimento asfáltico, destacam-se as características dos agregados (textura superficial, granulometria, forma e tamanho), a rigidez da mistura asfáltica na temperatura considerada na avaliação do desempenho em relação à deformação permanente, o teor de ligante, o volume de vazios na mistura, o volume de vazios no agregado mineral, o método de compactação, a temperatura de serviço e as condições de tráfego (COELHO e SÓRIA, 1995; MOMM e DOMINGUES, 1996; MOTTA et al., 1996; NG, 2013).

A textura superficial do agregado desempenha um papel significativo na resistência, principalmente nas camadas de asfalto mais espessas e em climas mais quentes (MAHMOUD & BAHIA, 2004). De um modo geral, misturas asfálticas compostas por agregados de textura rugosa, forma angular e mais cúbicos apresentam

um melhor intertravamento do esqueleto pétreo e uma maior resistência ao cisalhamento (MAHMOUD e BAHIA, 2004; MUGAYAR, 2004; ONOFRE, 2012).

Estudando o comportamento de misturas densas à deformação permanente, Nascimento (2008) concluiu que o ligante asfáltico exerce pouca influência na resistência das misturas à deformação permanente, se comparado ao esqueleto pétreo. Além disso, não garante a estabilidade do material, ou seja, em caso de falha do esqueleto pétreo, dificilmente o ligante asfáltico compensará esta deficiência.

Para combater a deformação permanente, deve-se recorrer, sobretudo, a agregados com propriedades específicas, embora também a ligantes modificados. A maior preocupação com os agregados é uma das características da metodologia de dosagem SUPERPAVE, concebida como produto do *Strategic Highway Research Program* (SHRP), realizado entre 1987 e 1992, com o objetivo de melhorar a qualidade e a durabilidade dos revestimentos produzidos nos Estados Unidos (ONOFRE *et al.*, 2011).

Em relação à forma dos agregados, o entendimento que agregados esféricos leva a intertravamentos pobres é pacificado. Já os agregados lamelares são mais suscetíveis à quebra, podendo levar ao aumento do consumo de ligante, ao aumento volume de vazios, à estratificação da mistura e à redução da resistência da mistura. Portanto, a forma mais dos agregados para pavimentação é a cúbica, que promovem um maior atrito interno, maior resistência e reduzem as taxas de quebras de agregados em operações de mistura, aplicação e compactação de misturas asfálticas (BUTTON *et al.*, 1999; NG, 2013).

Em síntese, a resistência à deformação permanente em misturas asfálticas é influenciada por diversos fatores, como textura e granulometria dos agregados, rigidez do ligante asfáltico, propriedades volumétricas, além da temperatura e do tráfego. Mahmoud e Bahia (2004) resumiram os fatores influentes e seus efeitos na resistência à deformação permanente, como apresentado na Tabela 2.

Tabela 2 – Fatores que influenciam a resistência à deformação permanente.

Agregado	Fator	Variação do fator	Resistência à deformação permanente
Agregados	Textura superficial	Lisa para rugosa	Aumento
	Granulometria	Descontínua para densa	Aumento
	Forma	Arredondada para angular	Aumento
	Tamanho	Aumento no tamanho máximo	Aumento
Ligante	Rigidez	Aumento	Aumento
Mistura Asfáltica	Teor de ligante	Aumento	Redução
	Índice de vazios	Aumento	Redução
	VAM	Aumento	Redução

Fonte: Adaptado de Mahmoud e Bahia (2004).

Nesta pesquisa, é tema de estudo a deformação permanente que ocorre na camada de revestimento do pavimento, especificamente a investigação do comportamento da camada de rolamento no tocante aos esforços cisalhantes no corpo da mistura asfáltica.

3.3 Efeito da temperatura na deformação permanente

A temperatura tem influência direta no comportamento mecânico das misturas asfálticas, pois está ligada à viscosidade do ligante. Moura (2010) observou que dependendo do tipo de ligante asfáltico, as misturas apresentam-se mais ou menos suscetíveis à temperatura.

Brosseaud *et al.* (1993), em pesquisa desenvolvida no Laboratoire Central des Ponts et Chaussées – LCPC, constataram uma forte relação entre o aumento da temperatura e o aumento da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas. Merighi (1999) também verificou este efeito da temperatura nos afundamentos em trilha de roda.

Segundo W. Alkasawneh et al.(2007) a variação de temperatura ao longo do perfil do pavimento é afetada principalmente pela variação de temperatura da camada de revestimento, que varia continuamente durante os meses. Desta forma, adotar um único módulo de resiliência para o pavimento pode superestimar ou subestimar as propriedades de rigidez do mesmo dependendo das condições climáticas prevaletes durante um ano.

Para Rossato (2015), o desempenho de um pavimento é o resultado da ação conjunta das cargas do tráfego, da idade, das características das camadas, do processo de manutenção e, sobretudo do clima.

Costa (2018) lembra que o ligante asfáltico é um material visco-elástico, sensível à variação de temperatura, que influencia na consistência do ligante asfáltico utilizado nas misturas asfálticas, conseqüentemente, alterando a coesão das misturas asfálticas. Tal afirmação é confirmada pela literatura, onde estudos como Novak et al. (2003), Wang e Al-Qadi (2010) e Wang et al. (2011), afirmam que sob temperaturas elevadas, as misturas asfálticas apresentam comportamento com baixa coesão, devido à redução da viscosidade do ligante asfáltico.

Quando a temperatura aumenta, o ligante torna-se mais fluido e a resistência à deformação da mistura asfáltica diminui. Deste modo, para um mesmo carregamento, a deformação ocorrida em temperaturas elevadas é superior.

Defeitos causados pela passagem repetida do tráfego, como deformação permanente, são mais recorrentes nos meses mais quentes do ano, quando há uma elevação da temperatura.

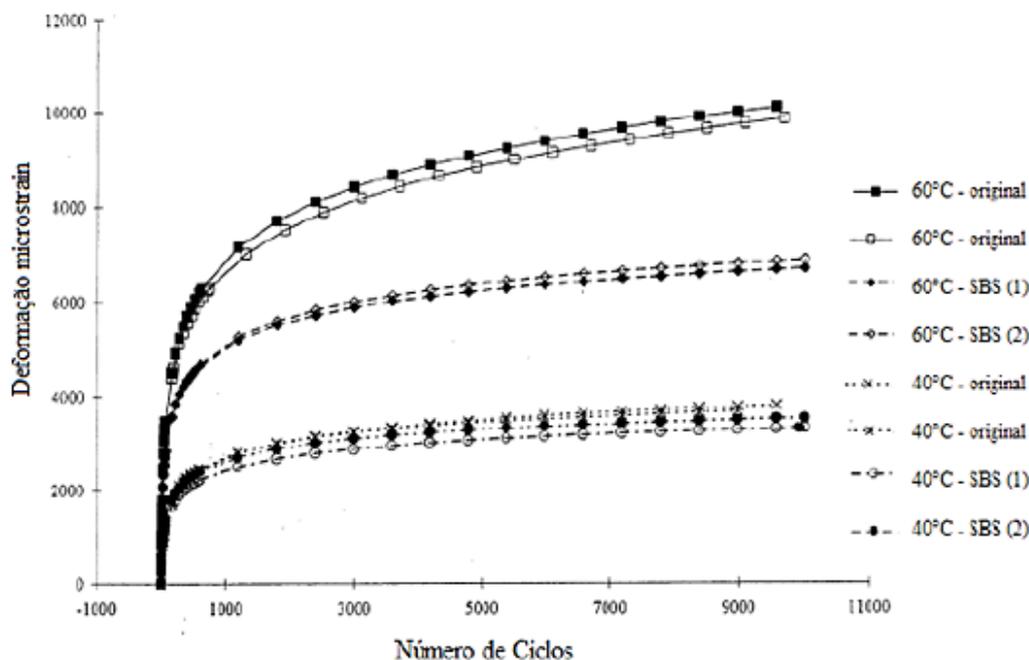
Em temperaturas elevadas a viscosidade do ligante tende a diminuir, produzindo menos resistência à deformação do pavimento. Assim, à temperatura próxima de 40° C, a mistura asfáltica já começa a apresentar maiores níveis de deformação permanente, quando é percebida a redução da rigidez do ligante asfáltico no revestimento empregado. Com o ligante menos rígido, a mistura asfáltica perde parte da sua capacidade estrutural, sofrendo deformações. Além da importância da rigidez do ligante no efeito da deformação permanente, Onofre (2012) aponta o intertravamento dos agregados e suas características (forma, angularidade e textura) como maiores responsáveis pela resistência à deformação permanente.

Dependendo da região onde for empregada a mistura, haverá diferenças de rigidez na camada asfáltica, devido à variação de temperatura ao longo do dia, como destacam Vassoler et al. (2011). Segundo os autores, um gradiente de temperatura de 5° C pode apresentar uma variação de rigidez de até 70%.

Sargand & Kim (2001) realizaram ensaios triaxiais de carga repetida até 10.000 ciclos para estudar a deformação permanente de misturas asfálticas dosadas com diferentes ligantes. Os autores trabalharam com as temperaturas de 40° C e 60° C nos ensaios, com duas misturas diferentes, uma com ligante convencional e outra com ligante modificado, para verificar a influência deste parâmetro na deformação

permanente, como mostra a Figura 4. Observando o gráfico desta figura, é possível constatar que as maiores deformações ocorreram à 60 °C, independente da mistura avaliada.

Figura 4 – Efeito da temperatura na deformação permanente de misturas asfálticas.



Fonte: Adaptado de Sargand & Kim (2001).

Gao et al. (2009) obtiveram os resultados de Flow Number (FN) da Tabela 3, após a realização de ensaios triaxiais de carga repetida, com as três temperaturas apresentadas. Os testes foram realizados em quatro misturas, com diferentes tamanhos máximos nominais (TMN) de agregado, com dois tipos de ligante e com tensão de 700 KPa. Os resultados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Efeito da temperatura no Flow Number.

Mistura Asfáltica	Resultados de Flow Number		
	40°C	50°C	60°C
AC13F - HMA Graduação Fina - TMN 13 mm	2049	503	298
AC13C - HMA Graduação Grosseira - TMN 13 mm	4895	1137	381
AC16 - HMA - TMN 16 mm	3280	879	245
SC20 - HMA - TMN 20 mm	2400	573	190

Fonte: Adaptado de GAO *et al.* (2009).

Gao *et al.* (2009) observaram que as características de deformação permanente das misturas asfálticas a quente são muito dependentes da temperatura do ensaio, qualquer que seja o ligante asfáltico utilizado. Verificaram também que o volume de vazios surte efeito sobre as características de deformação do pavimento de mistura asfáltica a quente, o que demonstra que a estabilidade é muito afetada pela compactação, à alta temperatura, da camada de revestimento com misturas asfálticas a quente.

Motta (1991) cita alguns parâmetros empregados na definição de clima, como: temperatura do ar e a quantidade de chuva, combinados de várias formas. Ainda de acordo com a autora, a temperatura é um dos aspectos que deve ser destacado no projeto de pavimentos, tendo em vista a sua atuação específica nos revestimentos e o consequente efeito na deformabilidade da estrutura, bem como no seu desempenho.

3.4 Dosagem de misturas asfálticas

O primeiro procedimento de dosagem documentado para misturas asfálticas é conhecido como método *Hubbard-Field*. Este foi originalmente desenvolvido para dosagem de misturas de areia asfalto e depois modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (ASPHALT INSTITUTE, 1965 *apud* ROBERTS *et al.*, 2002). Após este procedimento, vários outros já foram formulados, porém para misturas asfálticas a quente (HMA) os mais utilizados foram os métodos de dosagem Hveem e Marshall. Segundo ROBERTS *et al.* (1996), 75% dos departamentos de transportes americanos utilizavam o método Marshall e 25% o método Hveem, entre a década de 40 e metade da década de 90.

Os critérios de dosagem das misturas asfálticas têm influência decisiva na associação dos seus constituintes para um bom desempenho do revestimento asfáltico durante a sua vida útil. A dosagem de uma mistura asfáltica consiste na escolha de um teor de ligante de projeto, a partir de uma faixa granulométrica pré-definida. Quanto maior for o conhecimento do comportamento dos materiais constituintes da mistura, ao interagirem sob as condições a que estão submetidos, melhor é o comportamento do revestimento asfáltico.

A dosagem é um processo complexo da combinação de determinada taxa entre os materiais, para satisfazer as propriedades volumétricas e mecânicas. Se a quantidade

de ligante estiver 0,5% abaixo do teor de projeto, um revestimento pode sofrer desagregação ou trincamento. E pode sofrer exsudação e deformação permanente se a quantidade de ligante estiver 0,5% acima do teor de projeto. Quanto às propriedades volumétricas e mecânicas, dentre os fatores que influenciam tem-se: graduação dos agregados, formato e textura dos grãos, processo de compactação, propriedades do ligante asfáltico e a relação agregados e ligante asfáltico (VASCONCELOS, 2004).

As misturas asfálticas mais rígidas podem ser mais resistentes à deformação permanente. Entretanto essa característica depende da combinação de um grande número de fatores, não somente os relacionados particularmente aos materiais (tipo de agregado ou ligante asfáltico) e à mistura asfáltica resultante (faixa granulométrica e volume de vazios), mas também à fatores externos condicionantes (temperatura, velocidade e carga do tráfego). Por isso, para evitar a ocorrência das deformações permanentes, é fundamental aprimorar a seleção de materiais, os estudos de critérios de dosagem e o controle tecnológico.

O teor de projeto de ligante asfáltico varia de acordo com o método de dosagem. No Brasil, o principal método de dosagem de misturas asfálticas é o método Marshall. Entretanto, o método SUPERPAVE, utilizado nos Estados Unidos, é o principal objeto de estudo do meio científico do país.

Harman *et al.* (2002) afirmam que os procedimentos de dosagens variam quanto à forma das amostras e quanto à compactação das mesmas. O método de dosagem que define o teor de projeto de ligante asfáltico é em função de parâmetros como energia de compactação, tipo de mistura, temperatura, entre outros.

3.4.1 Compactação giratória de misturas asfálticas e Método SUPERPAVE

No estudo SHRP foram realizadas várias mudanças. Soares (2014) destaca que a principal diferença entre os métodos Marshall e SUPERPAVE está na seleção dos materiais, que no primeiro baseia-se nas propriedades volumétricas, enquanto que no método de dosagem SUPERPAVE, além destas propriedades, os fatores clima e tráfego também são considerados. Além disso, Bernucci *et al.* (2008) apontam que a grande diferença entre os procedimentos é a forma de compactação. Enquanto na dosagem Marshall a compactação é feita por impacto (golpes), na dosagem SUPERPAVE é realizada por amassamento (giros).

Devido a essa diferença de metodologia de compactação, Proweel e Brow (2007) destacam que a compactação realizada pelo compactador giratório SUPERPAVE geralmente leva a um menor teor de ligante asfáltico na mistura do que a compactação Marshall, o que leva a crer que haja excesso de ligante em misturas asfálticas projetadas pelo método Marshall em função de uma energia menor envolvida no processo. Considerando que haverá excesso de ligante na mistura no método Marshall, pode-se prever uma maior tendência do desenvolvimento de deformações permanentes.

Alguns autores creem que o teor de projeto de ligante asfáltico é maior para as misturas dosadas pela metodologia Marshall (WANG *et al.*, 2000), outros acreditam que irá depender da temperatura para a qual o pavimento está sendo projetado, tráfego ao qual será submetido e tipo de mistura (HAFEZ e WITCZAK, 1995). Essa discussão foi levantada por muitos engenheiros americanos durante a década de 80, que atribuíram os problemas de deformação prematura a uma compactação inadequada adotada no procedimento Marshall, levando a densidades diferentes das observadas em campo (ROBERTS *et al.*, 2002).

Soares (2014), estudando a relação entre parâmetros da compactação giratória e de deformação permanente, aponta, além da temperatura, três ferramentas importantes na interpretação do teste: a tensão aplicada, a densidade e o volume de vazios. Ele avaliou que por meio da leitura do ensaio e obtendo-se estes parâmetros pode-se entender o comportamento/resposta do material durante o processo de compactação.

O Asphalt Institute (1989) liga a importância da compactação a três fatores:

1. Com o aumento do contato entre os agregados ocorre maior atrito interno e por consequência resulta em uma mistura de maior estabilidade;
2. A redução do volume de vazios (V_v) reduz a penetração da água e do ar, tornando a mistura mais resistente ao envelhecimento por oxidação e promove maior proteção da base;
3. O revestimento asfáltico pouco compactado apresentará maior volume de vazios, e desta forma ocorrerá pós-compactação pelo tráfego, que se apresentará nas trilhas de roda resultando em deformação permanente.

Para se obter uma mistura asfáltica bem projetada, ou seja, com bom arranjo pétreo e adequado teor de asfalto, pode-se compactar com 4% de volume de vazios no final do processo de compactação, enquanto uma mistura asfáltica com arranjo pétreo inadequado e/ou elevado teor de asfalto pode compactar a 2% de volume de vazios para

mesma energia de compactação. Na metodologia SUPERPAVE é recomendada a obtenção de 4% de volume de vazios no número de giros de projeto (N_{proj}).

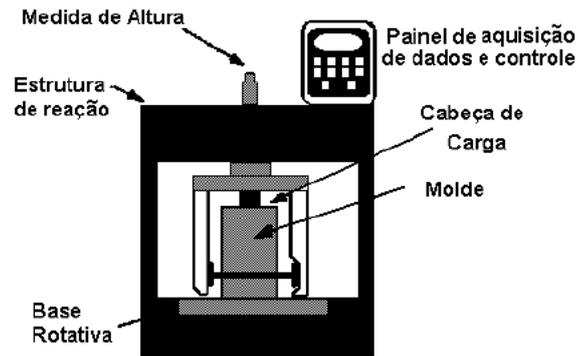
A metodologia SUPERPAVE consiste basicamente em se estimar um teor provável de projeto, com a fixação do volume de vazios, conhecida a granulometria dos agregados. Primeiramente são escolhidas três composições granulométricas distintas, dentro da faixa adotada. Em seguida são compactados os corpos de prova, no Compactador Giratório SUPERPAVE (CGS), mostrado na Figura 5 com um teor provável estimado, com o número de giros de projeto, estabelecido em função do tráfego. Dessas misturas se obtêm os requisitos volumétricos (V_v , VAM e RBV).

De posse dos requisitos acima, o projetista pode escolher qual das misturas testadas melhor atende às exigências volumétricas especificadas para o projeto. A premissa principal do projeto de misturas SUPERPAVE é que a quantidade de ligante deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros de projeto.

A última etapa da metodologia SUPERPAVE consiste da seleção do teor de ligante asfáltico de projeto. Para isto são confeccionados corpos de prova no teor de ligante estimado, conforme descrito anteriormente. Outros corpos de prova devem ser confeccionados considerando outros três teores, o teor estimado $\pm 0,5\%$ e $+1\%$. Os corpos de prova são novamente compactados no $N_{projeto}$ e as propriedades volumétricas correspondentes obtidas. O teor final de projeto é aquele que corresponde a um $V_v = 4\%$.

O CGS surgiu de uma modificação do compactador giratório do Texas que, por sua vez, segue os princípios da prensa francesa de cisalhamento giratório (PCG do LCPC). É dotado de estrutura de reação com base rotativa, medidor de altura, sistema de registro de dados e carregamento, cabeça de carga, medidor de pressão, molde e placa de base, conforme ilustra a Figura 5 (MOTTA *et al.*, 1996).

Figura 5 – Ilustração esquemática do CGS.



Fonte: Motta *et al.* (1996).

A Figura 6 mostra os parâmetros para a realização do ensaio de compactação fixados pelo SUPERPAVE são:

- i. Compressão vertical de 600 KPa;
- ii. Ângulo de giro igual a $1,25^\circ \pm 0,2$;
- iii. Frequência de 30 giros por minuto;
- iv. Número de giros, que é característico de cada mistura asfáltica, dado em função do tráfego a ser simulado.

Figura 6 – Configurações e Parâmetros de Compactação do CGS.

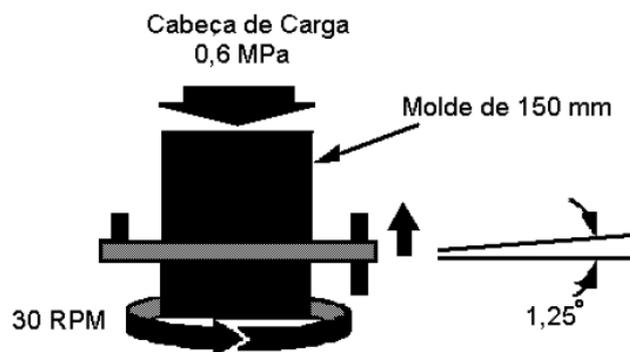


Figura 7 mostra as imagens do CGS utilizado nesta pesquisa em operação.

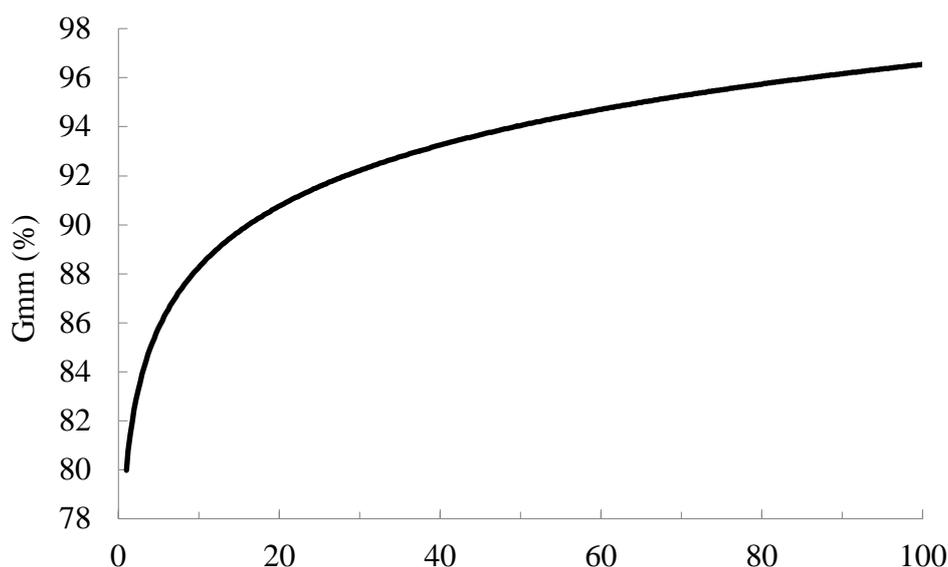
Figura 7 – CGS: a) em operação e b) no momento da retirada do corpo de prova.



Outra vantagem do CGS é a possibilidade de acompanhamento das alturas do corpo de prova durante o processo de compactação, para cada número de giros. O registro das alturas é importante para se verificar como se desenvolve a compactação do material e também para se avaliar a capacidade de densificação da mistura asfáltica.

Portanto, o Compactador SUPERPAVE, além de promover a compactação das misturas asfálticas, permite a obtenção da curva de densificação do material, que é obtida pela relação entre o número de giros com a densidade máxima teórica da mistura. A Figura 8 mostra como se comporta a curva de densificação, que permite entender a resposta do material aos esforços de compactação.

Figura 8 – Curva de densificação obtida na compactação giratória SUPERPAVE.



Fonte: Soares (2014).

3.5 Comportamento das misturas asfálticas quanto ao cisalhamento

O mecanismo da deformação permanente está estreitamente associado às deformações provocadas pelas tensões verticais e de cisalhamento na camada de revestimento asfáltico. Com isso, torna-se primordial a análise detalhada dos efeitos das tensões cisalhantes na degradação dos pavimentos asfálticos.

Conforme Wang e Al-Qadi (2010), a ruptura por cisalhamento próxima à superfície do pavimento é ocasionada por:

- ✓ tensões de contato entre pneu e pavimento;
- ✓ características da mistura asfáltica;
- ✓ condições ambientais às quais a mistura está submetida.

O comportamento tensão-deformação causado pelas tensões de contato pneu-pavimento é apontado por Wang e Al-Qadi (2010) como um dos principais causadores de degradações nas proximidades da superfície do pavimento.

3.5.1 Tensões de contato pneu-pavimento

Para Mattos (2014), a boa interação entre o pneu do veículo e a superfície de rolamento do pavimento deve ser assegurada com a boa qualidade da textura da superfície de contato. Assim, quando existem elementos que atuam lubrificando esse

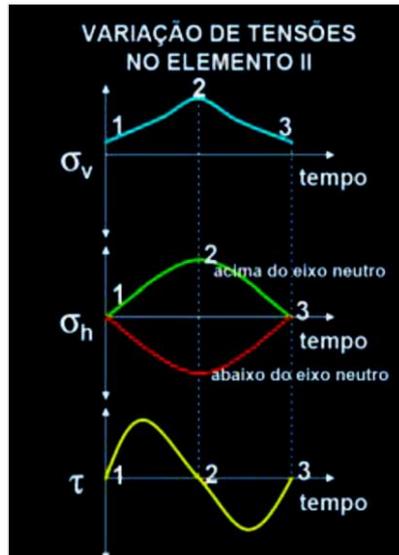
contato, embora o mecanismo da perda progressiva da aderência pneu-pavimento seja complexo, pode-se, de modo simplificado, atribuir essa perda de aderência à redução da área de contato pneu-pavimento.

Nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, os projetistas consideram: a) uma configuração simplificada de carregamento (carga estática uniformemente distribuída sobre uma área circular e tensão de contato igual à pressão de inflação dos pneus); b) que o concreto asfáltico tem comportamento elástico; e c) que há aderência perfeita entre as camadas. No entanto, estas considerações são inconsistentes, se consideradas as condições reais de carregamento impostas pelos veículos de carga e a natureza viscoelástica do concreto asfáltico. Tais considerações podem resultar em cálculos errôneos das respostas dos pavimentos (resultando em previsão de desempenho erradas), especialmente nas proximidades da superfície do pavimento, onde o efeito da interação pneu-pavimento é mais significativo (NÚÑEZ *et al.* (2011).

A Figura 9 mostra a distribuição de tensões normais (σ_v vertical ou σ_h horizontal) e cisalhantes (τ) no revestimento asfáltico solicitado por uma carga em movimento.

Figura 9 – Distribuição de tensões geradas por carga em movimento.



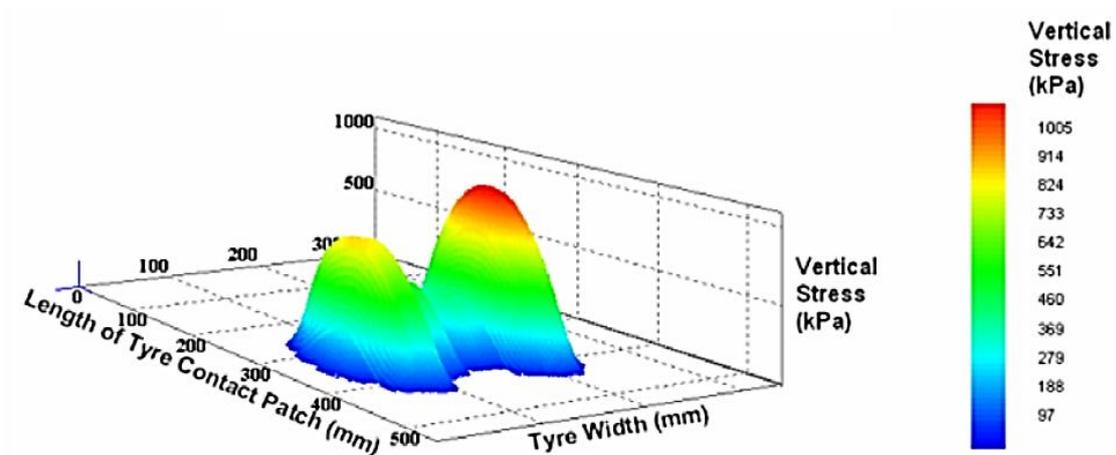


Fonte: Bernucci *et al.* (2008).

Wang e Al-Qadi (2010) apontam como alguns dos principais fatores que causam degradação da superfície do pavimento as tensões de contato pneu-pavimento, que são influenciadas pela pressão de inflação do pneu e as cargas atuantes nos eixos dos veículos.

Núñez *et al.* (2011) analisaram ainda as formas do contorno das tensões de contato vertical para cargas muito elevadas, baixas e muito baixas. Quando as cargas são muito elevadas em relação à pressão de inflação dos pneus, a forma do contorno da tensão de contato vertical assemelha-se à letra “m”, como mostra a Figura 10.

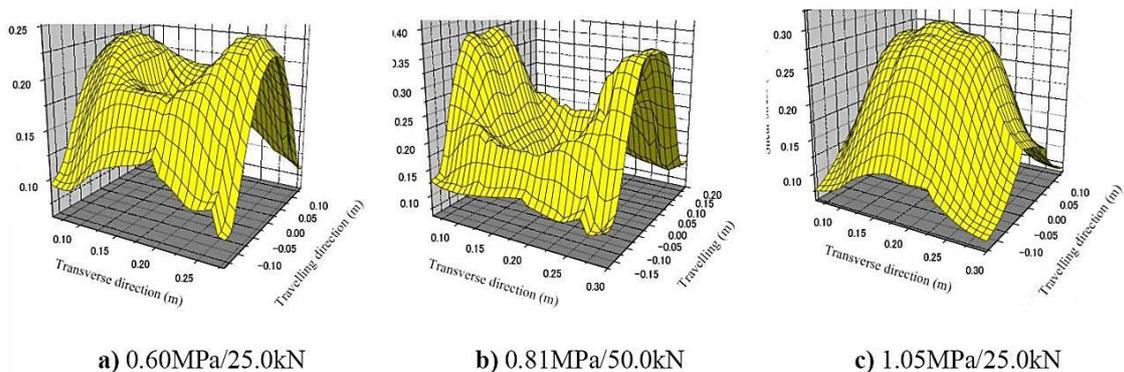
Figura 10 – Contorno de tensão vertical de contato em forma de “m”.



Fonte: Núñez *et al.* (2011).

Para levar em conta a influência da verdadeira tensão de contato pneu-pavimento nas respostas estruturais de pavimentos, Su *et al.* (2008) avaliaram as tensões cisalhantes em camadas asfálticas produzidas pela distribuição não uniforme de tensões aplicadas aos pavimentos. Através de um estudo numérico, constataram que a máxima tensão cisalhante ocorre abaixo das paredes laterais dos pneus, aumentando inicialmente com a profundidade até alcançar um valor máximo, depois diminuindo. Os autores concluíram que tanto a carga quanto a pressão de enchimento do pneu contribuem significativamente para a magnitude da tensão cisalhante; sendo que o excesso de carga é mais perigoso que o de pressão de inflação. A Figura 11 apresenta distribuições de tensões cisalhantes em um plano horizontal. Três condições de carregamento são consideradas. Nas letras a), b) e c), o primeiro número corresponde à pressão de inflação e o segundo número à carga por roda. As maiores tensões cisalhantes são observadas sob as paredes laterais dos pneus no caso de excesso de carga (caso b) e condições normais de carregamento (caso a); enquanto que se houver excesso de pressão de inflação (caso c) as tensões cisalhantes são similares nas paredes laterais do pneu e no centro do mesmo.

Figura 11 – Distribuição da tensão cisalhante em um plano transversal.



Fonte: Su *et al.* (2008).

Su *et al.* (2008) concluíram que elevadas tensões cisalhantes atuam nas faces externas da área carregada (sob as paredes laterais dos pneus). Se a tensão cisalhante for suficientemente elevada, poderá ocorrer ruptura por cisalhamento próximo às paredes laterais dos pneus; ruptura esta que resultará em deformações plásticas na camada asfáltica (ATR) e do surgimento de trincamentos superficiais de cima para baixo (TDC).

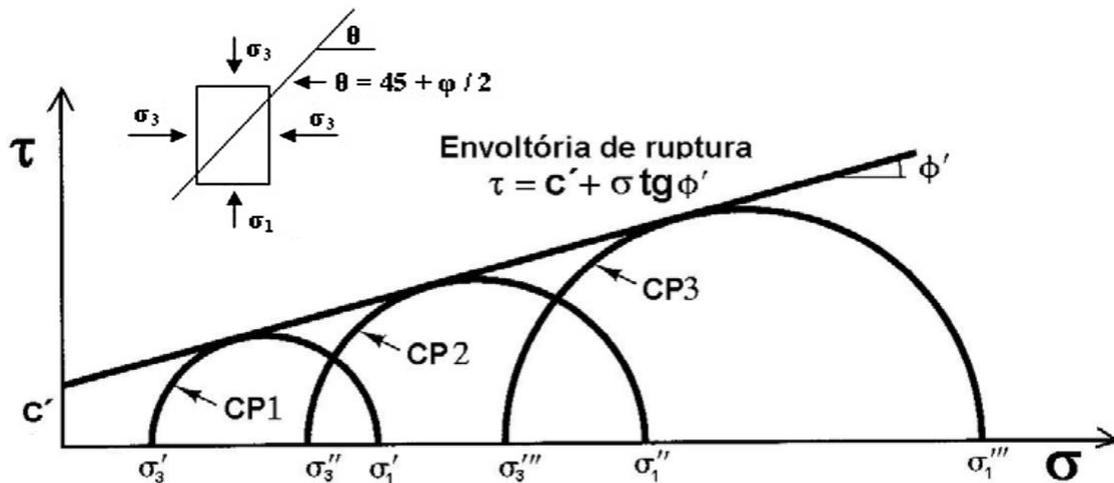
Os pneus dos caminhões geram tensões de contato verticais, transversais e longitudinais extremamente desuniformes. Esta situação dá origem a um complexo

estado tridimensional (3-D) de tensões, próximo à superfície do pavimento. Portanto, ao analisar-se o potencial de ruptura do concreto asfáltico na proximidade da superfície do pavimento, em lugar de considerar-se que as cargas se distribuem uniformemente sobre áreas circulares, é preciso considerar o estado multiaxial de tensões (NÚÑEZ *et al.*, 2011).

3.5.2 Teoria de Mohr-Coulomb

De acordo com Wang e Al-Qadi (2010) a mistura asfáltica em temperaturas intermediárias e elevadas, apresenta-se como sendo um material com propriedades friccionais e coesivas, podendo ser aplicado o critério de Mohr-Coulomb para se avaliar as condições de ruptura por cisalhamento para condição de plano de tensão. Sendo assim, essa teoria fornece um modo fácil e rápido de expressar o estado multiaxial de tensões, como o mostrado na Figura 12.

Figura 12 – Envoltória de ruptura Mohr-Coulomb.



Fonte: Mattos (2014).

Obtidas as tensões de ruptura para cada tensão confinante aplicada, é possível traçar os círculos de Mohr. Neles, a abscissa do centro do círculo de Mohr é $(\sigma_1 + \sigma_3) / 2$ e o raio do círculo $(\sigma_1 - \sigma_3) / 2$, sendo σ_1 e σ_3 as tensões principais maior e menor, respectivamente. A reta que tangencia os círculos de Mohr é denominada de envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb, e é representada pela Equação 1.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi$$

Equação 1

Onde:

τ é o tensão de cisalhamento na ruptura;

σ é a tensão normal na ruptura;

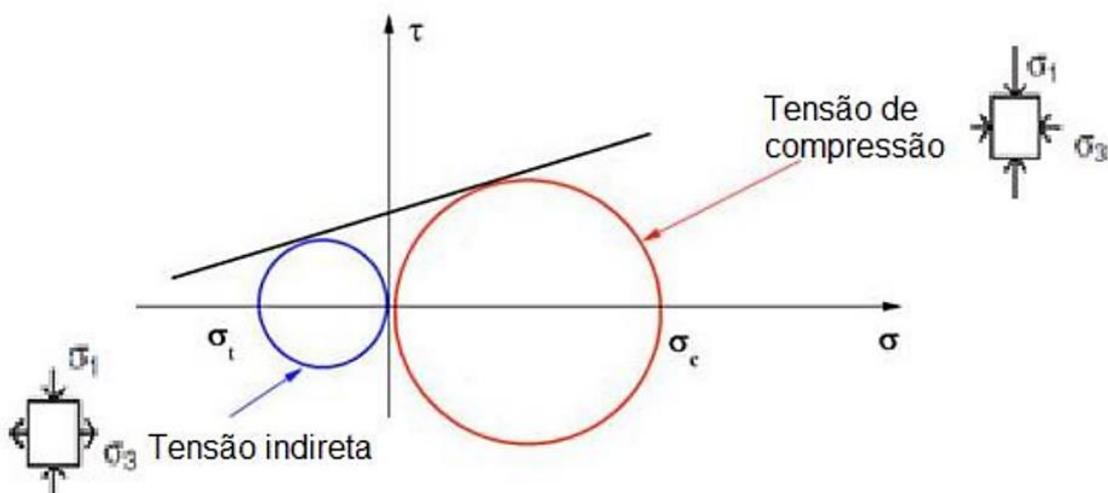
c é o intercepto coesivo;

φ é o ângulo de atrito interno.

Segundo a teoria de Mohr-Coulomb, a ruptura ocorre quando o círculo tangencia esta envoltória, ou seja, quando o material é submetido a uma tensão cisalhante igual ou superior a sua resistência ao cisalhamento, haverá ruptura.

Esta é a forma mais comum de obter os parâmetros de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo. Outra forma de se obter a envoltória de Mohr-Coulomb é mediante a obtenção da tensão de compressão não confinada e resistência à tração por compressão diametral, conforme demonstrado na Figura 13.

Figura 13 – Círculos de Mohr para tensão de compressão não confinada e tensão indireta.



Fonte: Wang *et al.*, (2011).

Novak *et al.* (2003) lembram que as misturas asfálticas têm sido modeladas como materiais que obedecem à teoria de Mohr-Coulomb. Tan *et al.* (1994) afirmam que ensaios triaxiais são adequados para avaliar a resistência de misturas asfálticas, uma

vez que o atrito da mistura e o intertravamento dos agregados estão ligados ao ângulo de atrito da mistura e que a coesão é função do ligante asfáltico e da mistura de finos.

Face à tendência atual de construírem-se pavimentos com camadas asfálticas espessas, além de analisar a deformação horizontal na fibra inferior da camada asfáltica, se tornará imperativo considerar tensões e deformações na proximidade da superfície do pavimento.

Mais ainda, o cálculo dessas tensões e deformações e a análise dos mecanismos de degradação do concreto asfáltico sob estado multiaxial de tensões deverão levar em conta a interação real pneu-pavimento e a natureza viscoelástica do concreto asfáltico.

Quando a massa de agregado é carregada, um plano cisalhante se desenvolve e as partículas deslizam ou cisalham umas sobre as outras. Como os agregados possuem pouca coesão, a resistência está ligada à oposição ao movimento, ou ângulo de atrito interno entre as partículas (ASPHALT INSTITUTE, 2001).

Para aumentar o ângulo do atrito, é necessário que a mistura dos agregados possua graduação e compacidade adequadas, viabilizando o contato entre partículas. Além disso, as características dos grãos também são importantes (ASPHALT INSTITUTE, 2001; GOUVEIA, 2002):

- partículas angulares e rugosas tendem a se intertravar;
- partículas rugosas promovem melhor interface para união entre ligante e agregado;
- materiais granulares grosseiros possuem maior ângulo de atrito que materiais finos.

Em estudo sobre a análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, Pacheco (2014) afirma que apesar de o ligante ser considerado um material com propriedades elásticas nos métodos de dimensionamento, ele é um material adesivo termoviscoplastico, o qual confere coesão em temperaturas baixas e intermediárias. Segundo a mesma autora, ligantes modificados por polímeros possuem maior coesividade e adesão asfalto e agregado, tornando o emprego destes materiais uma alternativa para o aumento da resistência ao cisalhamento das misturas.

3.6 Ensaio de laboratório para previsão da deformação permanente

Testes em trechos experimentais são impraticáveis na maioria dos casos. Consequentemente, os engenheiros têm que confiar em testes de laboratório. Estes

testes devem reproduzir antecipadamente as condições de campo, tanto quanto possível, ou seja, a temperatura, o tempo de carregamento, condições de estresse, o grau de compactação, entre outras. No entanto, as condições de campo estão mudando continuamente e a seleção das condições de ensaio adequadas são, portanto, extremamente difíceis (WHITEOAK e READ, 2003).

Assim, os testes de laboratório se tornam indispensáveis para uma maior compreensão do comportamento mecânico das misturas asfálticas. Borges (2014) afirma que para as deformações permanentes oriundas somente do revestimento, há diversos ensaios de laboratório que buscam reduzir as chances de seu desenvolvimento, ainda que as condições de campo sejam difíceis de serem replicadas em laboratório.

Dentre os ensaios de laboratório mais utilizados para prever o comportamento mecânico das misturas asfálticas, pode-se citar: o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática (*creep* estático), o ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico), os ensaios de compressão triaxial, com aplicação de cargas estáticas ou repetidas (Triaxial Repeated Load Permanent Deformation), e o Simulador de Tráfego Francês (LCPC).

Além desses, existem também ensaios para avaliar a aderência na interface de ligação das camadas de pavimentos asfálticos. Conforme Guimarães (2013), estes ensaios consistem em romper a camada de ligação por ensaios de cisalhamento direto ou torque, a uma taxa de carregamento constante ou a uma taxa de deslocamento constante.

Entre as principais metodologias utilizadas nos ensaios de aderência entre camadas de pavimentos asfálticos pode-se citar o ensaio *Leutner*. Este ensaio foi desenvolvido na Alemanha, em 1979, como um meio simples de realizar um teste de cisalhamento direto sobre o vínculo entre duas camadas de pavimento asfáltico (COLLOP *et al.*, 2003-2009).

3.6.1 Ensaio Uniaxial de Carga Estática

Segundo Little (1992), o maior responsável pela ruptura em misturas asfálticas está relacionado à deformação devido à fluência. NG (2013) acrescenta que a estabilidade estrutural de uma mistura pode ser determinada através da sua taxa de deformação, em outras palavras, da sua capacidade de fluir em função do tempo e da magnitude do carregamento.

Os primeiros dispositivos utilizados para este ensaio foram os mesmos empregados nos ensaios de adensamento de solos, com as devidas adaptações. Atualmente os dispositivos empregados são munidos de LVDTs (Linear Variable Differential Transducers), que fazem a medição e o registro eletrônico das deformações, o que não significa que dispositivos mais simples não forneçam bons resultados.

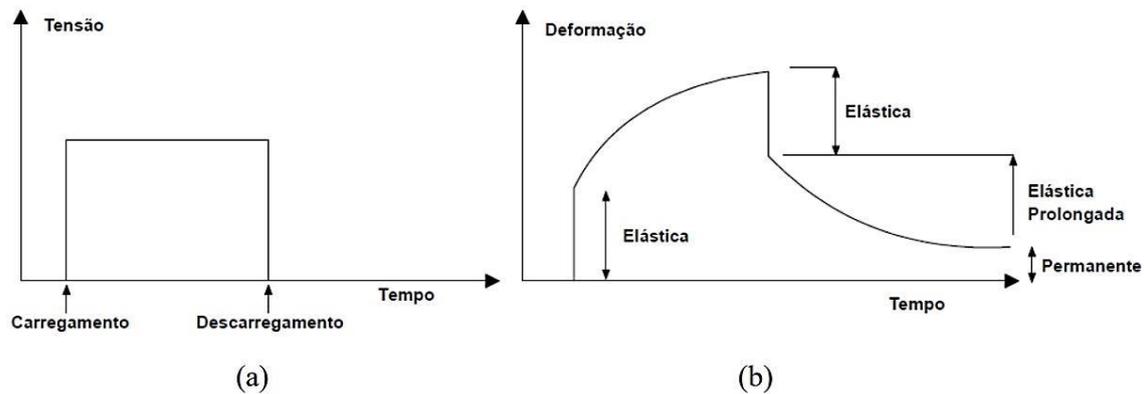
O uso deste método teve grande impulso na década de 1970, com os estudos realizados no laboratório da companhia Shell, na Holanda. O objetivo de Hills (1973) foi desenvolver um ensaio que caracterizasse satisfatoriamente o comportamento mecânico das misturas asfálticas quanto à deformação. Neste mesmo ano, Hills, sabendo que uma mistura asfáltica consiste numa estrutura de partículas de agregados separados por uma fina camada de asfalto e vazios, e que as curvas de fluência obtidas através deste ensaio indicam a contínua mudança da estrutura interna da mistura durante a aplicação da carga, elaborou modelos teóricos para a deformação permanente de misturas asfálticas, os quais constituem a base teórica do creep estático.

O ensaio é realizado sob aplicação de carga estática e o resultado é descrito por uma curva de deformação permanente axial *versus* o tempo de ensaio ou número de ciclos. Desde então, este tem sido uma importante ferramenta de avaliação de propriedades das misturas asfálticas quanto à deformação permanente.

O *creep* estático consiste na aplicação de carga constante sobre um corpo de prova, em temperatura e intervalo de tempo padronizado. Mede-se neste ensaio, como mostra a Figura 14, a relação existente entre o deslocamento axial total do corpo de prova e o tempo de carregamento. Do processo de carregamento e descarregamento do corpo de prova são extraídas informações para determinar as componentes elásticas (recuperáveis) e as plásticas (não recuperáveis ao longo do tempo). Os parâmetros obtidos no ensaio são: (i) deformação total, (ii) deformação não recuperável, (iii) deformação recuperável, (iv) recuperação elástica, (v) módulo de fluência e (vi) inclinação da curva de fluência.

A deformação total no corpo de prova é obtido ao final do ensaio. A deformação viscoplástica ou permanente é a que permanece mesmo após o período de tempo de recuperação. A deformação elástica é calculada pela diferença entre a deformação total e a deformação viscoplástica. A recuperação elástica é dada pela relação em porcentagem entre a deformação recuperável e a deformação total.

Figura 14 – Curva típica do ensaio creep estático com recuperação

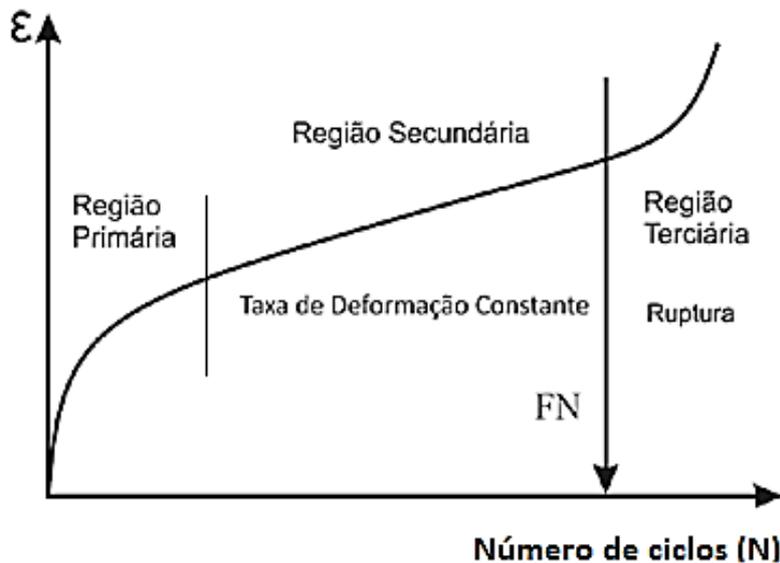


Fonte: Borges (2014).

O comportamento quanto à função fluência no ensaio de *creep* estático, segundo Little *et al.* (1993), é representado a partir de três estágios, conforme a Figura 15. No primeiro estágio é registrada uma velocidade de deformação elevada; no segundo estágio a taxa de deformação tende a ser constante e no terceiro estágio ocorre a falha. No último estágio a velocidade de deformação cresce rapidamente (Moura, 2010). De forma mais detalhada, os estágios são os seguintes:

- Região primária: zona em que a deformação da amostra ensaiada ocorre a uma taxa elevada, pois ocorrem grandes deformações em um curto período de carregamento;
- Região secundária: zona na qual a taxa de deformação é praticamente constante, neste trecho há uma diminuição da inclinação; e
- Região terciária: zona em que a deformação volta a crescer até chegar à ruptura da amostra. O ciclo que se inicia este estágio denomina-se *Flow Number*.

Figura 15 – Deformação permanente durante o ensaio uniaxial de carga estática e obtenção do FN.



Fonte: Soares (2014).

Esse procedimento encontra-se descrito de forma mais detalhada no relatório 465 da *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) (Witczak *et al.*, 2002).

3.6.2 Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

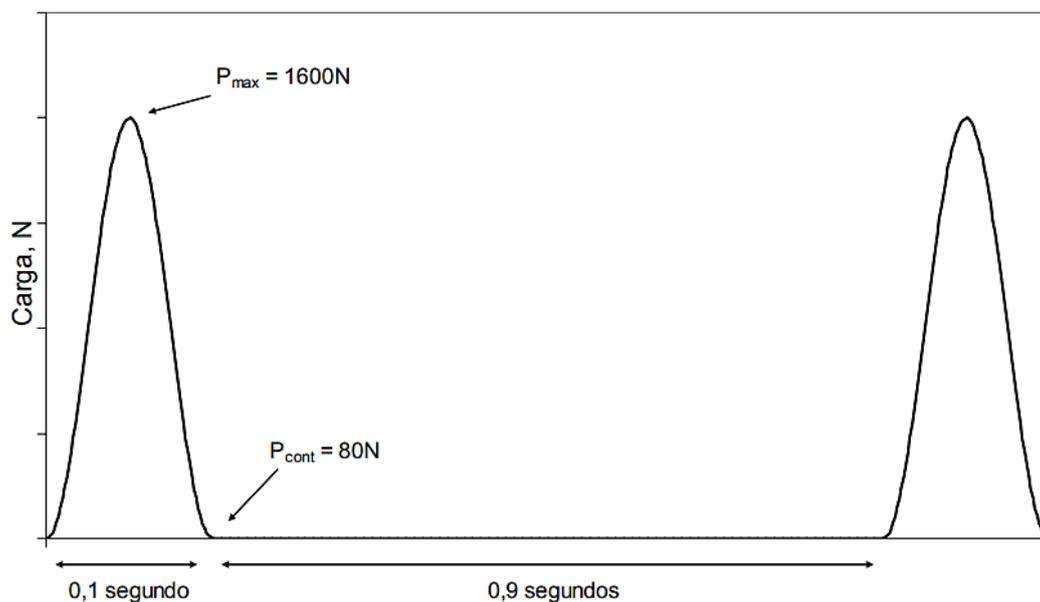
O ensaio de *creep* dinâmico é semelhante ao ensaio de *creep* estático. O que os diferencia é o carregamento e o tempo de duração do ensaio. O ensaio de *creep* dinâmico sem confinamento, também conhecido como ensaio uniaxial de carga repetida, consiste na aplicação de pulsos de carga ao CP, a uma determinada frequência, tempo de aplicação de carga e intervalo entre as aplicações da carga, a uma temperatura especificada (Borges, 2014). A partir deste ensaio se obtém o parâmetro denominado Flow Number (FN), que é o número de ciclos em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o Corpo de Prova (CP) inicia o processo que culminará com a ruptura.

As vantagens apresentadas pelo ensaio de *creep* dinâmico estão relacionadas à capacidade de simular as cargas que são aplicadas no pavimento a partir de cargas repetidas uniaxiais de compressão sobre os corpos de prova.

Neste ensaio a mistura asfáltica é submetida a um carregamento cíclico de compressão com frequência de 0,1 s de carga e 0,9 s de descanso, com uma carga de 5% da carga aplicada no período de 0,1 s, que representa o repouso. As deformações acumuladas são obtidas em função do número de ciclos e o ensaio é realizado à temperatura de 60 °C. A carga e a tensão aplicada em cada ciclo é de 1600N e 204 kPa, respectivamente, no período de 0,1 s, e 5% desta tensão durante os 0,9s de repouso. Os corpos de prova utilizados no ensaio devem ter 15 cm \pm 0,25 cm de altura e 10 cm de diâmetro. O chamado *Flow Number* (FN), determinado nesse ensaio, é o número do ciclo em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o corpo de prova atinge a ruptura. O ensaio é finalizado em três situações: (i) quando a taxa mínima de deformação plástica é obtida, (ii) quando o ciclo de número 10.000 é atingido, (iii) quando a mistura alcança 5% de deformação (DONGRE *et al.*, 2009).

A Figura 16 mostra a aplicação do carregamento durante o ensaio na frequência de 1Hz.

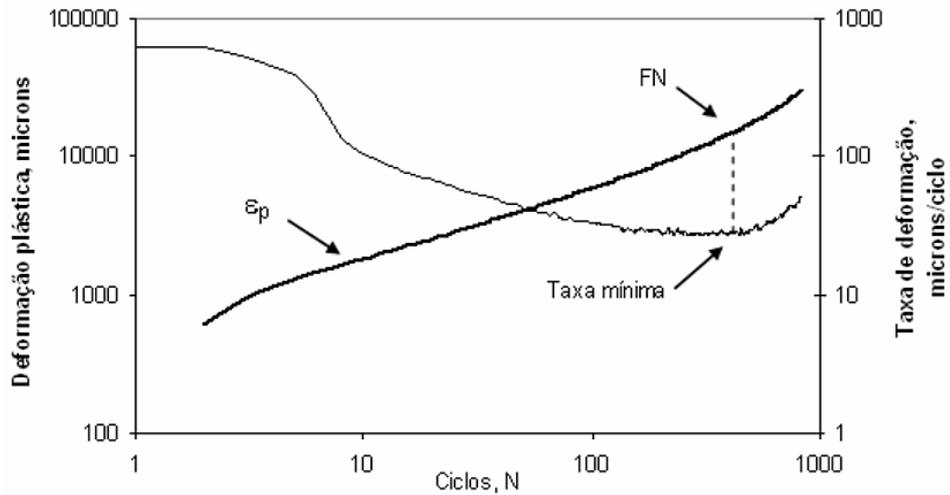
Figura 16 – Aplicação da carga durante o ensaio uniaxial de carga repetida.



Fonte: Nascimento (2008).

A taxa de deformação plástica mínima pode ser obtida durante o ensaio pela visualização do seu menor valor no gráfico de Ciclo x Taxa de deformação (Figura 17).

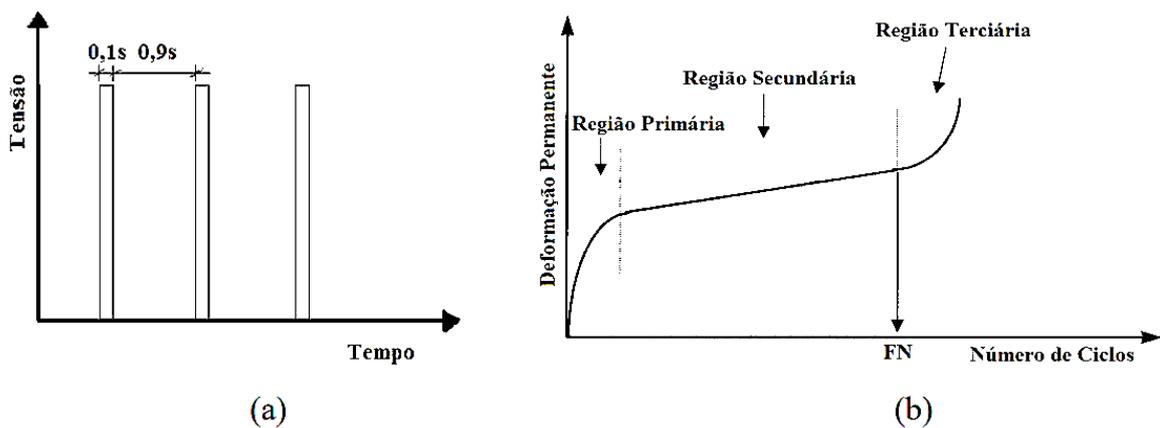
Figura 17 – Gráfico com a deformação plástica e a taxa de deformação plástica ao longo do ensaio de creep dinâmico, com a identificação do FN.



Fonte: Nascimento (2008).

Assim como o creep estático, observa-se na Figura 18 que há três regiões de deformação durante o ensaio: (i) região primária, em que a densificação da amostra ensaiada ocorre a uma taxa elevada, (ii) região secundária, em que a taxa de deformação é praticamente constante e (iii) região terciária, que é a região em que a amostra rompe. A partir do ciclo onde o FN é identificado, na fronteira entre as regiões secundária e terciária, a deformação ocorre a volume constante e a taxa de deformação volta a crescer, tendo em vista que a amostra não oferece mais tanta resistência ao carregamento (Onofre, 2012).

Figura 18 - (a) Aplicação de tensão durante o ensaio uniaxial de carga repetida e (b) deformação permanente durante o ensaio de *creep* dinâmico e obtenção do FN.



Fonte: Onofre (2012).

3.6.3 Ensaio de Cisalhamento Leutner

Em 1979, R. Leutner desenvolveu um método de ensaio de cisalhamento direto para determinar a força de aderência na interface entre duas camadas de asfalto e o nomeou como Ensaio de Cisalhamento Leutner. A aderência, na literatura internacional, é avaliada a partir da ruptura da camada de ligação por ensaios de cisalhamento direto ou torque, a uma taxa de carregamento constante ou a uma taxa de deslocamento constante.

Uma grande vantagem do método de Leutner e que faz com que seja usado em vários países, é o fato do dispositivo de ensaio ser bastante simples e de se conseguir estudar a ligação entre camadas do pavimento de uma forma relativamente fácil e rápida. No entanto, este ensaio apresenta algumas limitações, como o fato de não existir uma carga aplicada perpendicularmente à interface, para simular as condições de tráfego, e a carga de corte poder ter uma excentricidade que causa um momento adicional.

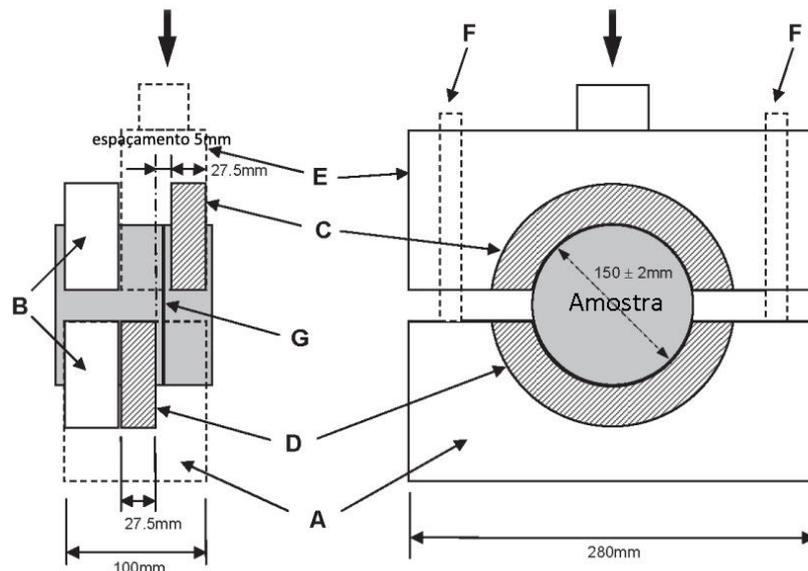
No ensaio de Leutner não são aplicadas forças normais à superfície do corpo de prova, reduzindo a complexidade da sua aplicação, podendo este ser utilizado como um ensaio de rotina. Contudo, esta simplificação na definição das cargas aplicadas faz com que o ensaio acabe por não simular exatamente o tipo de solicitação a que a interface entre camadas é sujeita no pavimento.

Collop et al. (2003; 2009), por meio do ensaio Leutner, avaliaram as condições de interface entre camadas para diferentes tipos de ligação e diferentes taxas de aplicação, estabelecendo uma relação entre a tensão e a deformação de cisalhamento.

Apesar dos princípios do ensaio de Leutner não terem sofrido alterações desde a sua origem, surge em 2005 o ensaio de Leutner modificado, com o objetivo de resolver alguns problemas de esmagamento das partículas do agregado na zona de interface das camadas, de dificuldade no alinhamento da interface com o anel de movimento vertical que exerce a força de corte na amostra e da impossibilidade de ensaiar revestimentos com camadas ligadas de reduzida espessura. Desta forma, o ensaio de Leutner modificado difere do original por introduzir um espaçamento de 5 mm na zona de interface, prevendo a utilização de um acessório metálico especial para os corpos de prova com camadas finas (MARCELINO et al., 2013).

A Figura 19 ilustra o dispositivo utilizado para a realização do ensaio Leutner modificado.

Figura 19 – Esquema do dispositivo do ensaio Leutner Shear Test Modificado com o espaçamento de 5 mm na zona de corte.



Fonte: Esquema dispositivo Leutner modificado, adaptado de Manual of Contract for Highway Works (2008).

Em que:

- A – Estrutura inferior do dispositivo de Leutner
- B – Base de suporte da amostra
- C – Anel de corte superior
- D – Anel de corte inferior
- E – Estrutura superior do dispositivo de Leutner
- F – Barra de guia
- G – Interface entre camadas da amostra

Atualmente os testes de laboratório mais utilizados para avaliar as condições de ligação entre camadas betuminosas são os métodos de corte direto, sendo que o método mais comum é o teste de cisalhamento designado por ensaio de Cisalhamento Leutner. Segundo Vaitkus (2012) na Suíça, Áustria e Alemanha este método é aceito como padrão. Na Alemanha este procedimento experimental é normatizado, conforme a norma ALP A-Stb Teil 4. O Manual of Contract for Highway Works (2008) também propõe especificações e procedimentos para este ensaio.

O ensaio Leutner consiste na aplicação de uma força de corte, a uma taxa de carregamento constante de 50 mm/min e temperatura controlada a 20 °C, na interface de ligação entre as camadas de revestimento asfáltico de uma amostra extraída do campo ou produzida em laboratório. A ligação entre camadas é avaliada através da medição da força de corte máxima (KN) e do deslocamento (mm). Este ensaio é finalizado quando o a deformação do corpo de prova atinge o valor de 7mm. A Figura 20 mostra o dispositivo do Ensaio de Cisalhamento Leutner.

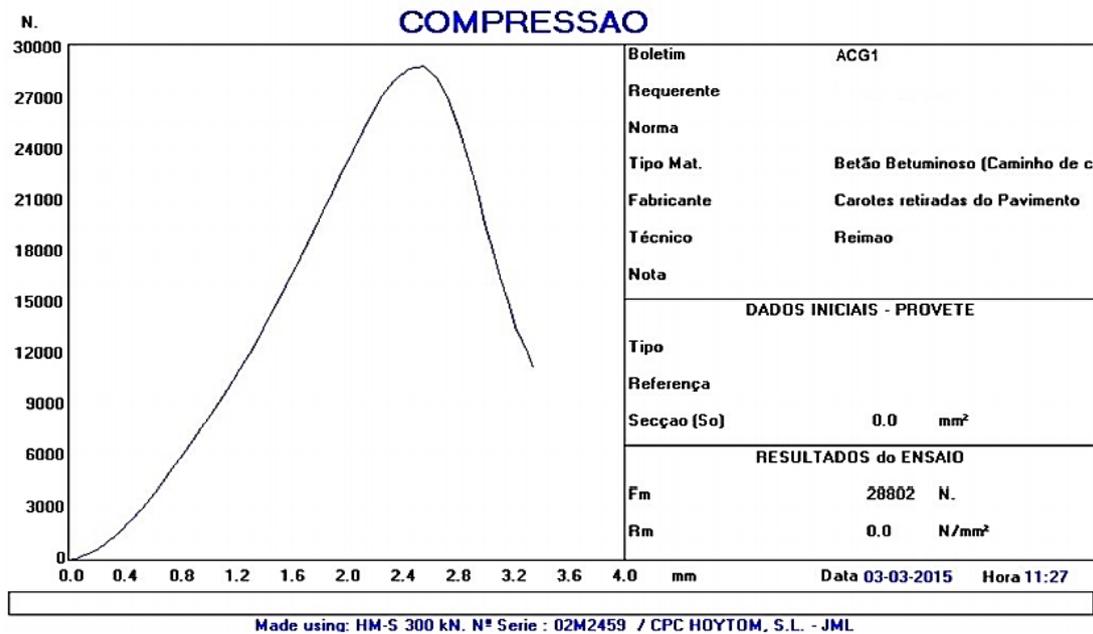
Figura 20 – Dispositivo do ensaio Leutner Shear Test.



Fonte: Guimarães (2013).

A Figura 21 mostra um resultado de um ensaio de *Leutner* realizado por Gil (2015) em uma amostra extraída do campo contendo grelha de fibra de carbono na interface de ligação da camada de pavimento.

Figura 21 – Folha de ensaio Leutner.

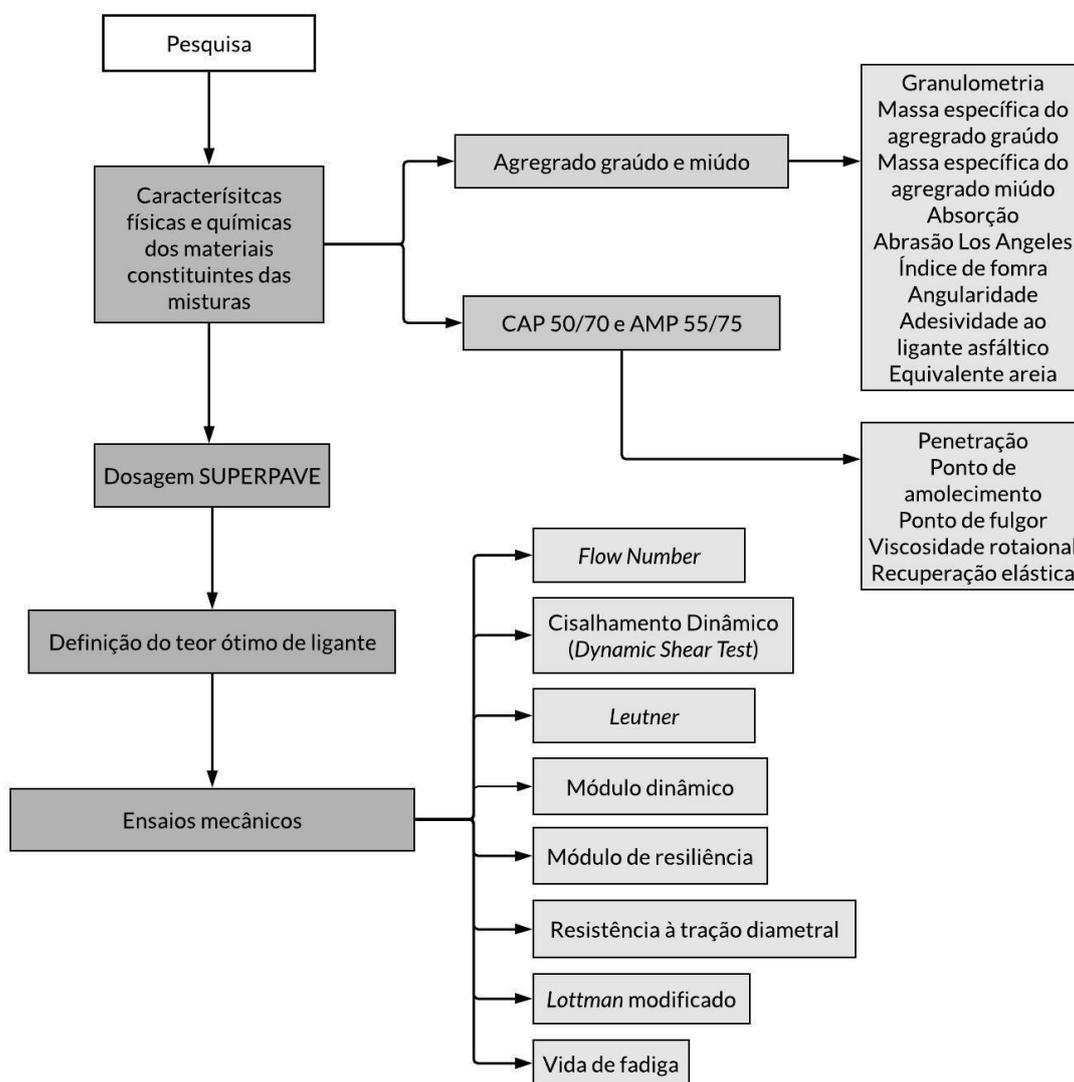


Fonte: Gil (2015).

4. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo descrevemos as características dos materiais utilizados na composição de cada mistura investigada no presente estudo, assim como suas origens e algumas propriedades, além da metodologia proposta para a pesquisa. Os métodos de ensaios utilizados foram baseados em normas nacionais, entre elas, as da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), do Departamento de Infraestrutura de Transportes (DNIT), e normas internacionais da *American Society for Testing and Materials* – ASTM e da *American Association of State Highway Transportation Officials* – AASHTO. O planejamento da pesquisa está apresentado no fluxograma da Figura 22, que contempla a sequência de todas as atividades desenvolvidas.

Figura 22 – Fluxograma geral dos ensaios da pesquisa.



4.1 Misturas do tipo concreto asfáltico

Todos os corpos de prova produzidos com as misturas em estudo foram ensaiados, visando à obtenção do *Flow Number* e do *Flow Number Shear*, bem como da comparação entre estes resultados para os corpos de prova com os dois tipos de ligantes utilizados. Além disso, foi realizado um comparativo dos níveis de deformação, o que contribui para uma melhor compreensão do comportamento de tais misturas quanto à deformação permanente. Outros ensaios mecânicos foram realizados, como detalhados adiante.

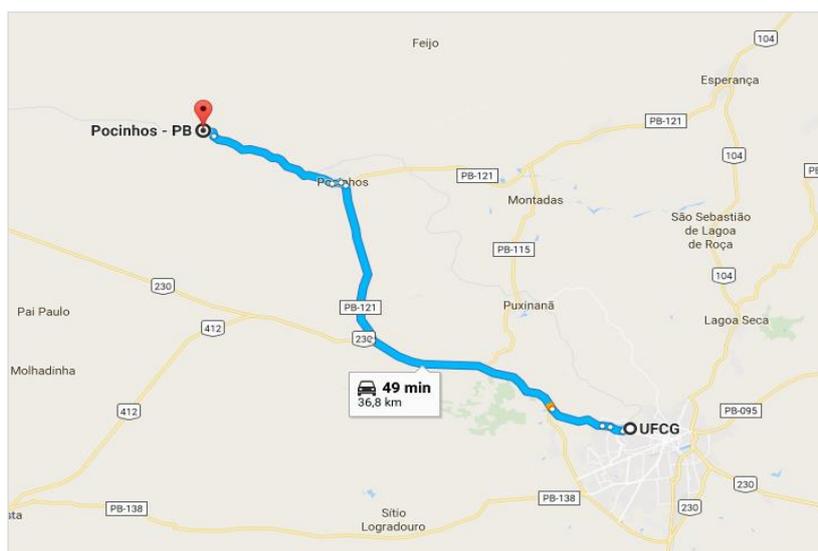
4.1.1 Ligantes asfálticos

As misturas asfálticas foram produzidas no LEP/UFCG, com ligante do tipo CAP 50/70, fornecido pela usina de asfalto da empresa Novatec, localizada no município do Conde/PB. Utilizou-se também o ligante asfáltico modificado pelo polímero estireno-butadieno-estireno (SBS), AMP 55/75, fornecido pela empresa JBR, de Recife/PE.

4.1.2 Agregados

Os agregados das misturas são de origem granítica e provêm da Pedreira Britex, localizada no município de Pocinhos/PB, distante 36,8 km do Campus I da UFCG, Figura 23. A areia foi adquirida no comércio local de Campina Grande/PB, e provém do Rio Paraíba.

Figura 23 – Localização da Pedreira Britex, Pocinhos/PB.



Fonte: *Google Maps* (2017).

4.2 Métodos

Inicialmente foram realizados estudos das características físicas dos agregados e dos dois ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa.

4.2.1 Ensaios com os ligantes CAP 50/70 e AMP 55/75

Os ligantes asfálticos foram caracterizados pelos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional, ponto de fulgor e recuperação elástica. Realizou-se o procedimento de envelhecimento a curto prazo na estufa *Rolling Thin Film Oven* (RTFO) e, a partir de amostras dos ligantes asfálticos envelhecidos, realizou-se novamente os ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional e recuperação elástica, permitindo avaliar o efeito do envelhecimento a curto prazo.

O ensaio de penetração é regido pelas normas DNIT-ME 155/2010 ou NBR 6576/2007, e classifica o ligante asfáltico quanto a sua dureza.

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que correlaciona a temperatura na qual o asfalto amolece quando aquecido sob certas condições particulares e atinge uma determinada condição de escoamento. Este ensaio é regido pela norma DNIT ME 131/2010 ou NBR 6560/2008.

Recuperação elástica é uma medida da capacidade de retorno elástico do ligante asfáltico, após interrupção da tração mecânica especificada a velocidade de 5cm/min e a 25°C. O ensaio é preconizado pela norma DNIT ME 130/2010 ou NBR 15086/2006.

O ensaio de ponto de fulgor é preconizado pela norma DNIT-ME 148/94, tem por finalidade evitar acidentes de trabalho e verificar possível contaminação do cimento asfáltico com asfalto diluído.

Medidas de viscosidade são importantes na caracterização dos ligantes asfálticos puros e modificados, pois fornecem informações sobre as propriedades de processamento, mistura e lançamento do ligante, até sua aplicação em serviços de pavimentação. O ensaio para determinar a viscosidade dos ligantes asfálticos foi realizado em um viscosímetro rotacional do tipo Brookfield, modelo DVII+ acoplado a um controlador de temperatura Thermosel. O ensaio é regido pela norma ABNT NBR 15184/2007, considerando as temperaturas de 135°C, 150°C e 177°C e velocidades de 20, 50 e 100 rpm, respectivamente.

O procedimento de envelhecimento a curto prazo foi realizado conforme a ASTM D 2872/12.

Os resultados das caracterizações dos dois ligantes estudados estão na Tabela 4 e na Tabela 5. Observa-se que as amostras do CAP 50/70 se enquadraram no exigido pela norma DNIT-ME 129/2011 e ANP nº03/2005, que determinam especificações para cimentos asfálticos de petróleo, com exceção dos resultados do ponto de amolecimento e da perda de massa após envelhecimento a curto prazo, nos quais este CAP apresentou resultados fora de especificação. Porém, optou-se por seguir com a confecção dos corpos de prova com esse ligante asfáltico devido à escassez de tempo para adquirir e caracterizar um novo material. Além disso, admitiu-se a utilização deste ligante asfáltico, tendo em vista que o principal objetivo deste trabalho foi o de desenvolver a metodologia de ensaio com a utilização do dispositivo proposto, qualquer que fosse a mistura usinada à quente utilizada.

O AMP 55/75, por sua vez, esteve de acordo com as características exigíveis pela norma DNIT 095/06 – EM e ANP nº03/2005 para a classificação dos ligantes asfálticos modificados por polímero empregados em pavimentação.

Tabela 4 – Características gerais do CAP 50/70.

Característica	CAP 50/70	Limites	Norma de ensaio
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	61,40	50 - 70	DNIT-ME 155/2010
Ponto de amolecimento, °C	44,50	≥ 46	DNIT-ME 131/2010
Ponto de fulgor, °C	240	≥ 235	DNIT-ME 148/94
Viscosidade Rotacional a 135°C, cP	455,0	≥ 274	ABNT NBR 15184/07
Viscosidade Rotacional a 150°C, cP	221,5	≥ 112	ABNT NBR 15184/07
Viscosidade Rotacional a 177°C, cP	79,0	57-285	ABNT NBR 15184/07
Viscosidade Rotacional a 135°C, cP (pós RTFOT)	640	-	-
Viscosidade Rotacional a 150°C, cP (pós RTFOT)	298,5	-	-
Viscosidade Rotacional a 177°C, cP (pós RTFOT)	101,5	-	-
Penetração retida, %	74,3	≥ 55	-
Perda de massa, %	0,9	≤ 0,5	ASTM D 2872/12
Varição do ponto de amolecimento, °C	4	≤ 8	-

Tabela 5 – Características gerais do AMP 55/75.

Característica	AMP 55/75	Limite de especificação
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	67,4	45-70
Ponto de amolecimento, °C	55,5	≥ 55
Ponto de fulgor, °C	267	≥ 235
Recuperação Elástica a 25°C, 20 cm, %	77,0	≥ 75
Viscosidade Rotacional a 135°C, cP	674,5	≤ 3000
Viscosidade Rotacional a 150°C, cP	328,0	≤ 2000
Viscosidade Rotacional a 177°C, cP	116,0	≤ 1000
Viscosidade Rotacional a 135°C, cP (pós RTFOT)	890,0	-
Viscosidade Rotacional a 150°C, cP (pós RTFOT)	421,2	-
Viscosidade Rotacional a 177°C, cP (pós RTFOT)	147,5	-
Penetração retida, %	82,8	≥ 60
Perda de massa, %	0,72	≤ 1,0
Porcentagem de recuperação elástica original a 25°C, 20 cm, %	83,4	≥ 80
Varição do ponto de amolecimento, °C	6,5	≤ 7

A partir do ensaio de viscosidade rotacional definiu-se para o ligante convencional as temperaturas de usinagem e compactação de 158°C e 146°C respectivamente, e para o modificado de 173°C e 161°C.

4.2.2 Estudo das características dos agregados

Os resultados da caracterização dos agregados e suas respectivas normas são apresentadas na Tabela 6.

Tabela 6 – Ensaio de caracterização dos agregados.

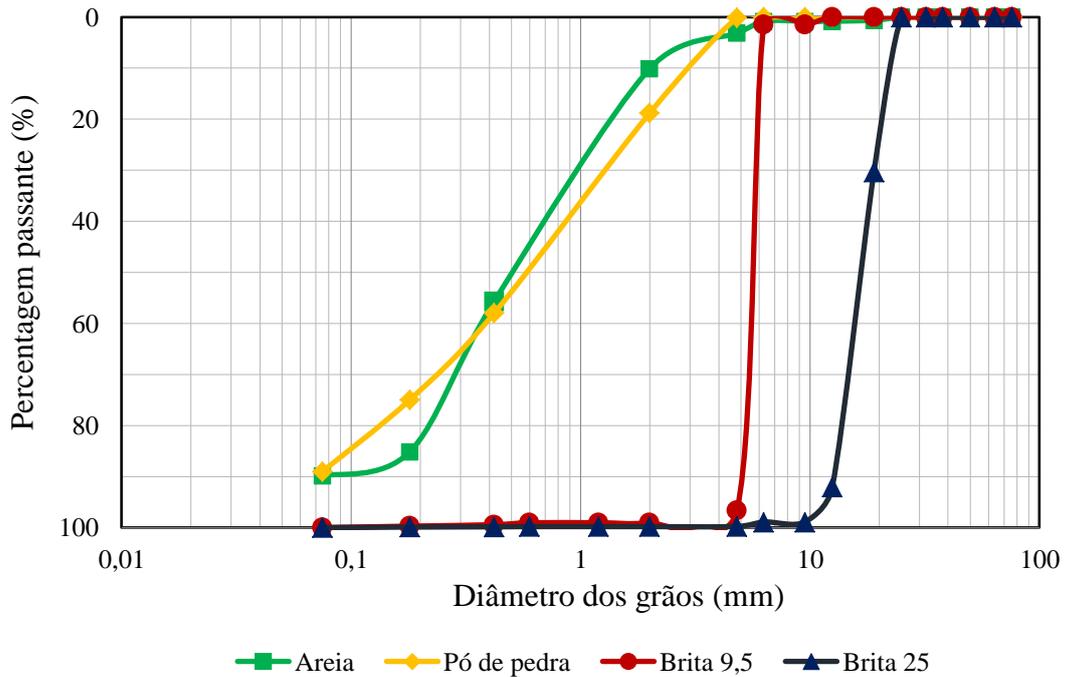
Ensaio	Norma	Brita 25mm	Brita 9,5mm	Pó de pedra	Areia
Massa específica real, g/cm ³	DNIT-ME	2,76	2,72	2,60	2,46
Massa específica aparente, g/cm ³	195/97 e NBR	2,70	2,63	2,43	2,31
Absorção, %	NM52/2009	0,70	1,24	0,40	0,66
Abrásão Los Angeles, %	DNIT-ME 035/98	40,46	41,20	-	-
Índice de forma, %	DNIT-ME 086/94	0,88	0,65	-	-
Equivalente areia, %	DNIT-ME 054/97	-	-	54,20	72,32
Partículas planas e achatadas, %	ASTM D 4791/10	0,75	2,40	-	-
Angularidade	ASTM C 1252/17	-	-	51,00	49,80

O ensaio de granulometria dos agregados foi realizado segundo a norma DNIT-ME 083/98. A Tabela 7 e a Figura 24 apresentam a distribuição dos tamanhos das partículas dos grãos dos agregados.

Tabela 7 – Resultados da granulometria dos agregados utilizados.

Série ASTM	Peneiras (mm)	% Passante			
		Brita 25	Brita 9,5	Pó de pedra	Areia
3/4"	19,1	69,73	100	100	99,39
1/2"	12,7	8,02	100	100	99,19
3/8"	9,5	1,25	98,52	100	99,19
Nº 4	4,8	0,37	3,53	99,85	96,84
Nº 10	2,0	0,33	1,15	81,18	89,93
Nº 40	0,42	0,29	0,78	41,52	34,5
Nº 80	0,18	0,24	0,49	24,48	5,19
Nº 200	0,075	0,14	0,20	10,69	0,49

Figura 24 – Curvas granulométricas dos agregados.



A curva de granulometria representa a distribuição, em porcentagem, dos diversos tamanhos de grãos e a determinação das dimensões das partículas dos agregados. Por meio da análise granulométrica é possível extrair informações sobre cada agregado isoladamente, para compor a mistura ideal para o dimensionamento do pavimento. Observa-se que as curvas das britas 9,5mm e 25mm possuem características de graduação uniforme, com grande maioria de suas partículas com tamanhos em uma faixa estreita. O pó de pedra e a areia apresentam graduação descontínua ou com degrau, com pequena percentagem dos agregados em tamanhos intermediários.

As faixas granulométricas definidas pelo DNIT para o uso em concretos asfálticos estão representadas pela Tabela 8.

Tabela 8 – Faixas granulométricas para o concreto asfáltico.

Peneira de malha quadrada		% em massa, passando	
Série ASTM	Abertura (mm)	B	Tolerâncias
2"	50,8	-	-
1 1/2"	38,1	100	± 7%
1"	25,4	95 - 100	± 7%
3/4"	19,1	80 - 100	± 7%
1/2"	12,7	-	± 7%
3/8"	9,5	45 - 80	± 7%
Nº 4	4,8	28 - 60	± 5%
Nº 10	2,0	20 - 45	± 5%
Nº 40	0,42	10 - 32	± 5%
Nº 80	0,18	8 - 20	± 3%
Nº 200	0,08	3 - 8	± 2%
Asfalto solúvel no CS2(+) (%)		4,5 - 7,5 Camada de ligação e rolamento	± 0,3%

Fonte: DNIT 031 (2006).

A especificação norte-americana AASHTO M 323-13 (2013) – *Standard Specification for SUPERPAVE Volumetric Mix Design* determina que a curva granulométrica obedeça aos pontos de controle, conforme o TMN do agregado (Tamanho Máximo Nominal, i.e., peneira na qual no máximo 10% em peso do material fica retido). Os pontos de controle para agregados de TMN de 19,0mm estão representados pela Tabela 9.

Tabela 9 – Pontos de controle para TMN de 19,0mm

Série ASTM	Abertura (mm)	Pontos de controle	
		Limite Inferior	Limite Superior
1"	25,0	100	-
3/4"	19,0	90	100
1/2"	12,5	-	90
3/8"	9,5	-	-
Nº 4	4,75	-	-
Nº 8	2,36	23	49
Nº 16	1,18	-	-
Nº 200	0,08	2	8

4.2.3 Dosagem SUPERPAVE

O procedimento SUPERPAVE (Superior Performing Asphalt Pavements) foi desenvolvido pelo Strategic Highway Research Program (SHRP) em 1987 com objetivo de se reproduzir as condições do pavimento em campo, melhorando as condições de desempenho e durabilidade das rodovias. A forma de compactação é o principal diferencial deste procedimento em relação ao Marshall. Enquanto este utiliza a compactação por impacto (golpes), o SUPERPAVE trabalha com a compactação por amassamento (giros). Segundo Roberts *et al.* (1996), a chave principal do projeto de misturas asfálticas do programa SUPERPAVE é o compactador giratório do SUPERPAVE. O processo de compactação com esse dispositivo gera corpos de prova de misturas asfálticas em estados similares às amostras obtidas em campo, submetidas à ação do tráfego. O objetivo desta metodologia é desenvolver uma mistura econômica de ligante asfáltico e agregado que alcance um nível de desempenho compatível com as demandas de tráfego, ambiente e estrutura do pavimento. O procedimento consiste, basicamente, em estimar o teor de projeto de ligante asfáltico por meio da fixação do volume de vazios, conhecendo-se a granulometria dos materiais disponíveis. Neste trabalho, o procedimento de dosagem é uma das etapas metodológicas, assim como a caracterização dos agregados e dos ligantes asfálticos, e também os ensaios mecânicos com os corpos de prova produzidos.

4.2.3.1 Procedimento de dosagem

Após a etapa de caracterização dos constituintes da mistura, foram iniciadas as dosagens, uma para o ligante convencional (CAP 50/70) e outra para o ligante modificado (AMP 55/75). O primeiro passo da dosagem SUPERPAVE compreende a escolha de três composições granulométricas com os agregados disponíveis (brita 25 mm, brita 9,5 mm, areia, pó de pedra e filler). Foram preparadas uma mistura graúda (ou superior), uma intermediária e uma miúda (ou inferior), todas dentro da Faixa B de granulometria do DNIT, incluindo os conceitos de pontos de controle e zona de restrição (Asphalt Institute, 2001).

A premissa principal da dosagem SUPERPAVE é que a quantidade de ligante usada deve ser tal que a mistura atinja 4% de vazios no número de giros do projeto. Caso isto não ocorra nas misturas experimentais feitas inicialmente, deve ser realizada

uma estimativa por meio de fórmulas empíricas para saber o teor de ligante a ser usado para se atingir os 4% de vazios. Por este método, é facultado ao projetista escolher qual das misturas testadas, entre as três composições granulométricas, melhor atende os critérios das propriedades volumétricas especificadas para o projeto. A compactação dos corpos de provas foi realizada por amassamento com o auxílio do compactador giratório segundo a norma ASTM D 6925/09 (Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the SUPERPAVE Gyratory Compactor).

O $N_{projeto}$ para esta dosagem é de 100 giros, que corresponde ao nível de tráfego de médio a alto (vias principais, rodovias rurais).

Com os dados de massa específica real e aparente dos agregados, do ligante e a massa específica máxima medida da mistura (Gmm), é feita a determinação do teor de ligante inicial para confecção dos corpos de prova. Primeiramente é feito o cálculo da massa específica efetiva da composição de agregados (Gse), considerando a máxima absorção de ligante pelos vazios dos agregados (Equação 2):

$$Gse = Gsb + Fa \times (Gsa - Gsb) \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

Gsb = Massa específica aparente da composição de agregados (g/cm³);

Fa = Fator de absorção;

Gsa = Massa específica real da composição de agregados (g/cm³).

O segundo passo consiste em calcular o volume de ligante absorvido (Vla) (Equação 3):

$$Vla = \frac{Pag \times (1 - Vv)}{\left(\frac{Pl}{Gl} + \frac{Pag}{Gse}\right)} \times \left(\frac{1}{Gsb} - \frac{1}{Gse}\right) \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

Pag = percentual de agregados na mistura (% em massa) dado por (1-Pl);

Vv = Volume de vazios (%);

Pl = Teor de ligante (% em massa);

Gl = Massa específica do ligante (g/cm³);

Em seguida é calculado o volume de ligante efetivo (V_{le}), dado pela Equação 4:

$$V_{le} = 0,081 - 0,02931 \times \ln(TMN) \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

TMN = Tamanho máximo nominal de peneira para a composição dos agregados.

O passo seguinte é calcular a massa do agregado (M_{ag}), de acordo com a Equação 5:

$$M_{ag} = \frac{P_{ag} \times (1 - V_v)}{\left(\frac{P_l}{G_l} + \frac{P_{ag}}{G_{se}}\right)} \quad \text{Equação 5}$$

O quinto e último passo é a estimativa do teor de ligante inicial (P_{li}), calculada pela Equação 6:

$$P_{li} = \left[\frac{G_l \times (V_{le} + V_{la})}{[G_l \times (V_{le} + V_{la}) + M_{ag}]} \right] \times 100 \quad \text{Equação 6}$$

Foram compactados 2 corpos de prova com Ni igual a 8 giros, sendo este número de giros um parâmetro para se medir a compatibilidade da mistura, uma vez que misturas compactadas rapidamente tendem a ser instáveis quando sujeitas a tráfego, e de acordo com NCAT (2009) misturas com 4% de vazios no Np deveriam apresentar 11% de vazios no Ni. Foram também compactados 2 corpos de prova compactados no Np igual a 100 giros. Este parâmetro refere-se ao número de giros de projeto, onde a densidade deve ser compatível com a apresentada em campo e deve-se obter 4% de volume de vazios. Por último foram compactados 2 corpos de prova no Nm igual a 160 giros, que é o número máximo de rotações necessárias para produzir uma mistura com uma densidade que nunca se deve atingir em campo, na qual o volume de vazios deve ser de pelo menos 2%. A compactação é realizada no CGS com pressão aplicada de 600 kPa e o ângulo de rotação de 1,25° conforme a premissa do SUPERPAVE. A mistura, ainda não compactada, permaneceu em estufa por um período de 2 horas antes da compactação, de modo a simular o envelhecimento de curto prazo durante a usinagem.

Para o teor de ligante inicial foram moldados 18 corpos de prova para cada tipo de ligante (CAP 50/70 e AMP 55/75), fazendo a verificação do volume de vazios obtido, sendo 6 corpos de prova para cada curva granulométrica, divididos em dois

corpos de prova para Ni, dois para Np e dois para Nm. Além do Vv são avaliados critérios como Gmb corrigido, conforme Tabela 10, e %VAM (Volume de Agregado Mineral), que deve ser de 13,0, no mínimo (equação 6).

Tabela 10 – Gmb corrigidos e critérios

Gmb corrigido, %Gmm	Critério
%Gmm @ Ninicial	< 89
%Gmm @ Nprojeto	96
%Gmm @ Nmáximo	< 98

O % VAM e dado pela Equação 7:

$$VAM = 100 - \frac{\%Gmm@Nprojeto \times Gmm \times Pag}{Gsb} \quad \text{Equação 7}$$

Caso não fosse encontrado o volume de vazios de 4% com este teor inicial, fariase uma estimativa do teor de ligante que alcançaria os 4% de Vv (Equação 8):

$$Pl, estimado = Pli - [0,4x(4 - Vv)] \quad \text{Equação 8}$$

Com isso, o novo teor de ligante é então calculado. Consideram-se outros três teores, além do teor estimado: teor estimado $\pm 0,5\%$ e $+ 1\%$, com os quais são moldados mais 6 corpos de prova para cada teor. Com esses teores, os corpos de prova são moldados no Nprojeto e medidos seus volumes de vazios. O teor que atingir 4% de Vv é denominado de teor de projeto. Se após esta etapa ainda não for possível encontrar o volume de vazios de 4%, utiliza-se dos teores estimados $\pm 0,5\%$ e $+ 1\%$ e seus respectivos volumes de vazios e elabora-se uma curva teor de ligante em função do Vv, de onde é possível estimar um novo teor que atenda o critério de 4%, e então, determinar o teor de projeto.

4.2.3.2 Proporções granulométricas

As curvas granulométricas superior, intermediária e inferior contemplam as proporções de agregados mostradas na Tabela 11.

Tabela 11 – Proporção de agregados para as curvas superior, intermediária e inferior.

	Brita 25m	Brita 9,5mm	Areia	Pó de pedra	Fíller
Superior	20%	24%	17%	38%	1%
Intermediária	32%	20%	17%	30%	1%
Inferior	45%	25%	11%	17%	2%

A Figura 25, Figura 26 e Figura 27 mostram graficamente as composições granulométricas.

Figura 25 – Curva granulométrica, Faixa B – Superior.

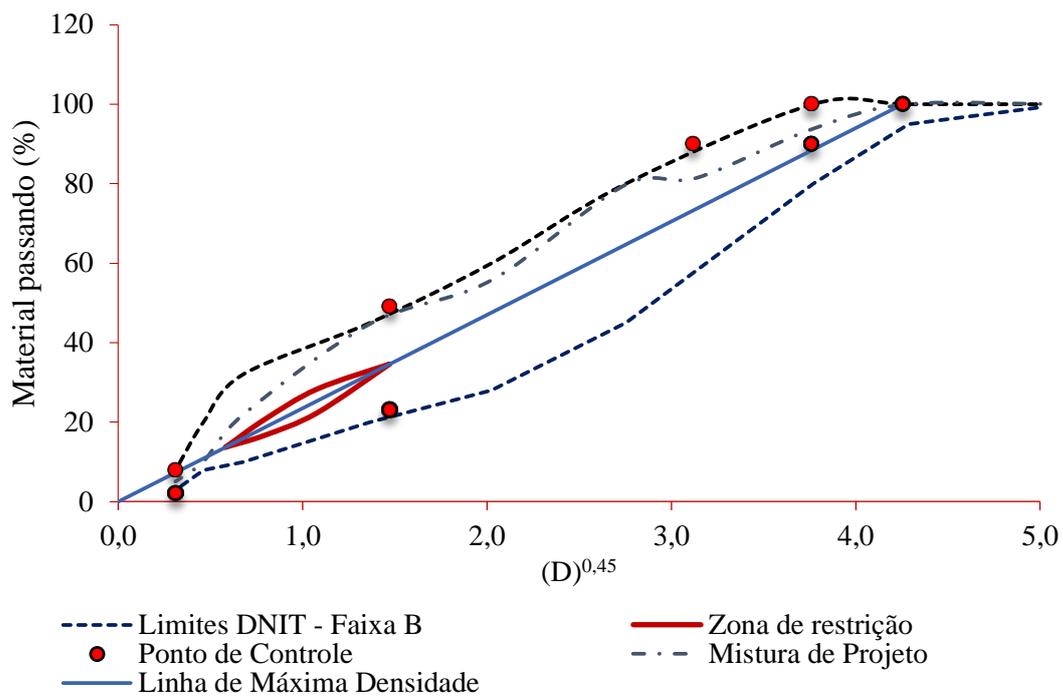


Figura 26 – Curva granulométrica, Faixa B – Intermediária

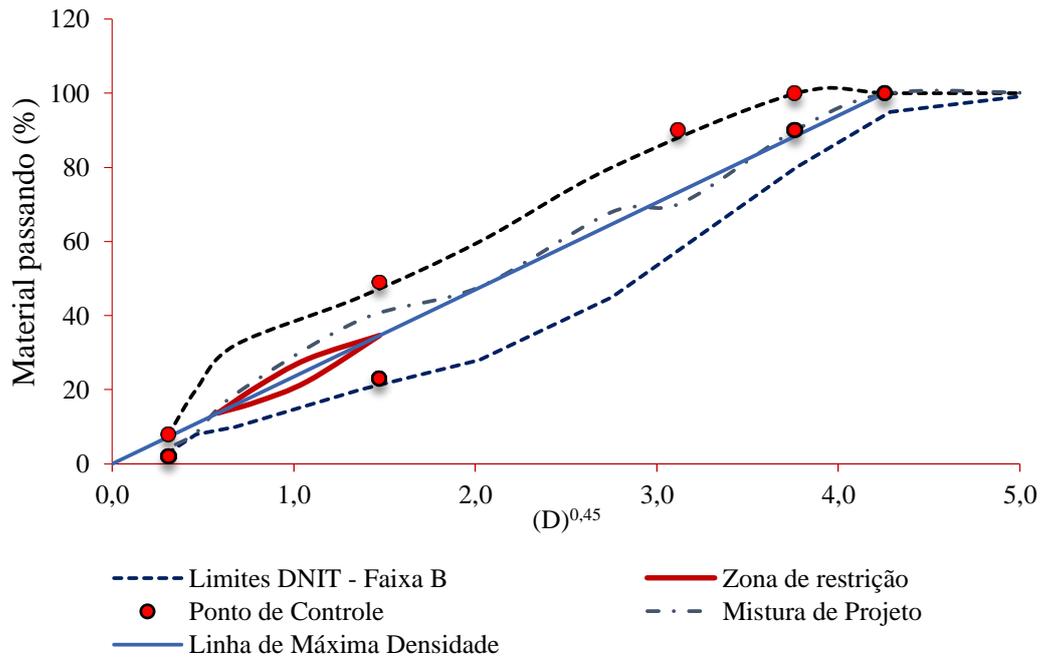
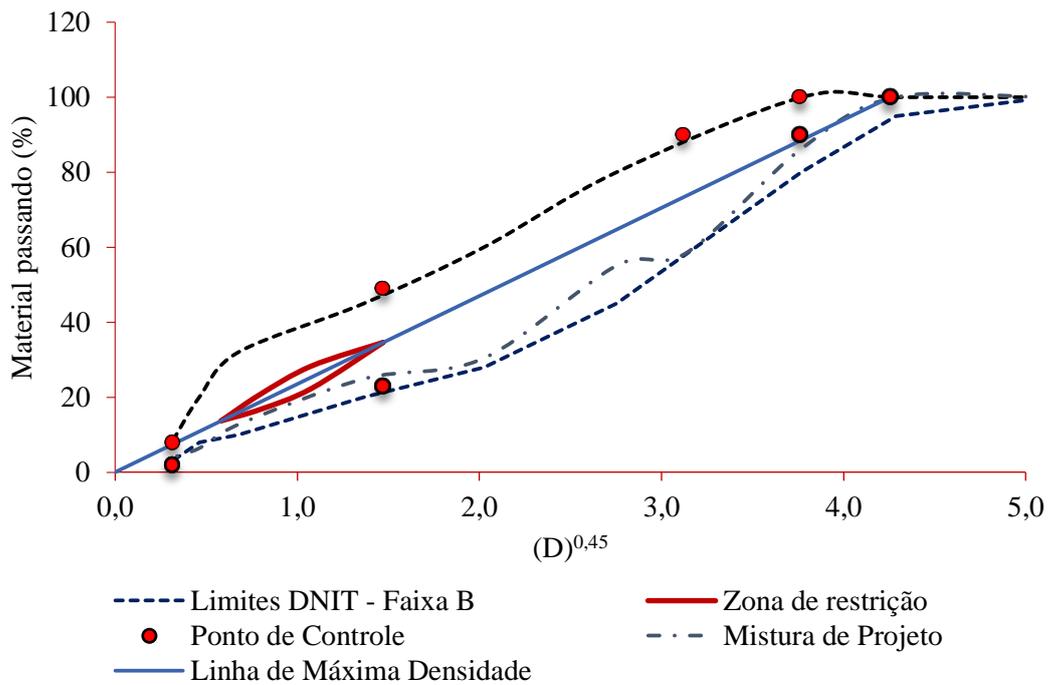


Figura 27 – Curva Granulométrica, Faixa B – Inferior



A densidade máxima medida (Gmm) foi determinada por meio do ensaio RICE TEST, segundo a norma ASTM D 2041 (Figura 28).

Figura 28 – Aparelhagem utilizada no Rice Test.



4.2.3.3 Compactação dos corpos de prova e estimativa do teor de projeto

Para cada uma das composições granulométricas apresentadas anteriormente, foram moldados seis corpos de prova para serem compactados em compactador giratório com aplicação de pressão em 600 kPa, ângulo de giro de 1,25° e número de giros baseado em diferentes níveis de compactação. Para que os dois tipos de ligante fossem analisados em testes mecânicos, esta etapa da dosagem foi realizada utilizando-se o CAP 50/70 e o AMP 55/75.

O teor inicial de ligante asfáltico para cada curva é estimado baseando-se nas massas específicas real (Gsa) e aparente (Gsb) de cada material. Os parâmetros volumétricos e os teores estimados para as dosagens estão apresentados na Tabela 12.

Tabela 12 – Estimativa do teor de ligante inicial de ligante para as composições superior, intermediária e inferior.

		Curva Superior	Curva Intermediária	Curva Inferior
CAP 50/70	Vv (%)	4,18	4,5	2,69
	VAM (%)	12,62	13,42	11,78
	RBV (%)	68,17	69,85	66,42
	Ple (%)	5,07	5,2	4,48
	%Gmm	95,82	95,5	97,31
AMP 55/75	Vv (%)	4,19	-	-
	VAM (%)	10,79	-	-
	RBV (%)	62,85	-	-
	Ple (%)	5,58	-	-
	%Gmm	96,00	-	-

Os critérios para aceitação da composição foram analisados com base na especificação norte-americana AASHTO M 323-13 (2013) – *Standard Specification for SUPERPAVE Volumetric Mix Design*: Volume de Agregado Mineral (VAM) maior que 13%, Relação Betume Vazios (RBV) entre 65% e 75%, %GmmNi menor que 89%, %GmmNp igual a 96% e %GmmNm menor que 98%. Com base na análise destes parâmetros, a curva superior foi a escolhida como a mais indicada. Para o AMP 55/75 foi adotada a mesma curva, dispensando-se a análise das curvas intermediária e inferior para este ligante.

Os teores estimados de ligante convencional e modificado para atender as especificações SUPERPAVE a volume de vazios de 4% são de 5,07% de ligante asfáltico convencional e 5,58% de ligante asfáltico modificado, ambos trabalhando na faixa superior de granulometria. O teor de ligante de projeto adotado, com base na análise dos resultados acima, foi de 5,0% para o ligante convencional e de 5,6% para o ligante modificado.

4.2.4 Ensaios mecânicos

Após o procedimento de dosagem do teor ótimo de ligante asfáltico para os ligantes asfálticos convencional e modificado por meio da metodologia SUPERPAVE, foram produzidos corpos de prova (CP) e suas propriedades mecânicas foram mensuradas a partir dos ensaios citados a seguir.

4.2.4.1 Resistência à tração por compressão diametral

Este ensaio foi realizado de acordo com as normas ABNT NBR 15087/12 ou DNIT ME 136/10, com os corpos-de-prova moldados com o teor ótimo de ligante asfáltico obtido por meio da metodologia de Dosagem SUPERPAVE.

4.2.4.2 Dano por umidade – Lottman modificado

O método empregado para a avaliação da suscetibilidade ao dano por umidade das misturas asfálticas é o ensaio preconizado pelas normas AASHTO T 283/14 ou ASTM D 4867, que avalia a tendência da sensibilidade à ação da água em curto e em longo prazo, respectivamente. Esse método avalia o dano por umidade de misturas asfálticas compactadas a partir da redução de uma propriedade mecânica, quando um

CP é submetido à saturação parcial (Figura 29) e a algum ciclo térmico, cuja função é descolar a película de asfalto do agregado provocada pelos efeitos do tráfego ou da ação de temperaturas diferenciais de congelamento e descongelamento dos materiais.

Figura 29 – Processo de saturação à vácuo dos corpos de prova.



O valor de RRT é um indicador da suscetibilidade da mistura ao dano por umidade. De acordo com a AASHTO, esse valor deve ser no mínimo 80%. Já para a especificação do DNIT, esse valor deve ser de 70%.

4.2.4.3 Módulo de resiliência

O ensaio do Módulo de Resiliência (Figura 30) foi realizado segundo as normas brasileira NBR 16018 e americana ASTM D4123.

Figura 30 – Realização do ensaio para determinar o módulo de resiliência.



4.2.4.4 Módulo Dinâmico (ou complexo)

O MR ainda é o parâmetro de rigidez mais difundido no Brasil. Isto se deve tanto à própria cultura de utilização desse parâmetro quanto ao alto valor de aquisição de equipamentos para obtenção do Módulo Dinâmico (MD). A principal diferença entre MR e MD é que o teste de MD usa aplicação de carregamento senoidal, enquanto que o MR usa carregamentos repetidos com períodos de descanso. O ensaio de módulo complexo pode ser usado para determinar tanto as características elásticas quanto as propriedades viscoelásticas lineares do material. A Figura 31 mostra o ensaio durante realização, no equipamento *Asphalt Mixture Performance Tester* (AMPT).

Figura 31 – Realização do ensaio de módulo dinâmico na AMPT.

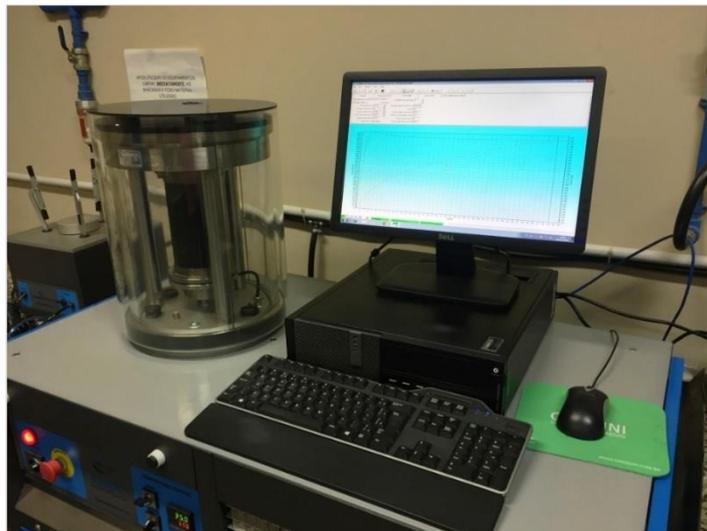


O ensaio foi realizado de acordo com a norma americana ASTM D 3479, onde estão prescritas as temperaturas de ensaio de , 4° C, 21,1°C e 37,8°C (70 e 100°F), bem como as frequências de carregamento para cada temperatura, de 0,1, 0,2, 0,5, 1, 2, 5, 10, 20 e 25 Hz. O ensaio foi conduzido sob carregamento uniaxial de compressão de 3 kPa em CP de 100 mm de diâmetro por 150 mm de altura.

4.2.4.5 Deformação permanente (*Flow Number*)

O teste foi realizado a uma temperatura de 60°C, com ciclos de carga compressiva de 200 kPa aplicados no corpo de prova dosado segundo a metodologia SUPERPAVE com 6 a 8% de volume de vazios. O carregamento foi aplicado durante o período de 0,1 s com repouso de 0,9 s, até que seja atingido um número máximo de 10.000 ciclos ou uma deformação de 50.000 *microstrains*, o que ocorrer primeiro. A Figura 32 mostra a AMPT, equipamento utilizado para realizar o ensaio de Flow Number, com um CP sendo ensaiado. O ensaio foi realizado de acordo com a norma ABNT NBR 16505/2016.

Figura 32 – Ensaio para determinação do *Flow Number* condizido na AMPT.

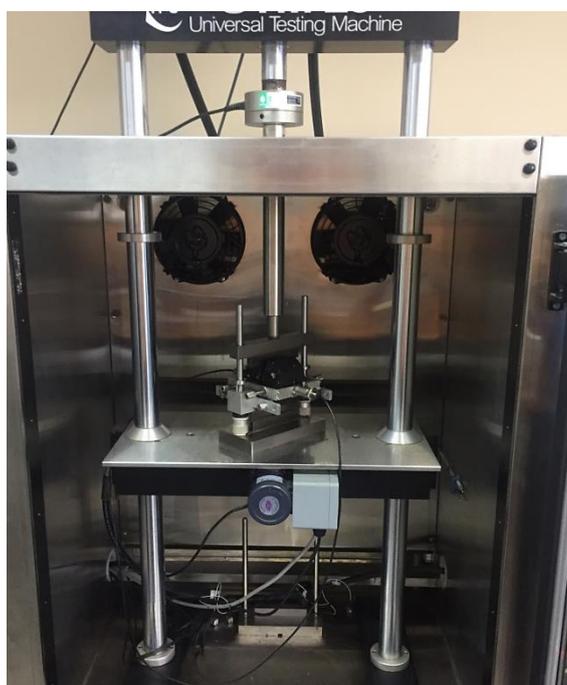


4.2.4.6 Ensaio de fadiga

O ensaio de vida de fadiga é definido como o número de repetições de carga até a falha do corpo de prova, de acordo com a norma DNIT – ME 183/2018. Pode ser realizado por compressão diametral à tensão controlada.

O ensaio foi realizado na prensa UTM-25, mesmo equipamento utilizado para o ensaio de MR. A frequência de pulso aplicada foi de 1 Hz sendo 0,1s para a aplicação de carga senoidal e 0,9 s de descanso. O critério de parada adotado foi de deformação axial de 4 mm. O ensaio de fadiga foi realizado a temperatura controlada de 25° C com os corpos de prova alocados em uma câmara de controle de temperatura (Figura 33).

Figura 33 – Ensaio de vida de fadiga realizado na prensa UTM.



4.2.4.7 Ensaio Leutner

No campo de estudo da deformação permanente, mais especificamente no tocante ao estudo da aderência na interface de ligação das camadas asfálticas, a aderência é avaliada a partir da ruptura da camada de ligação por ensaios de cisalhamento direto ou torque, a uma taxa de carregamento constante ou a uma taxa de deslocamento constante.

O estudo de deformação permanente em misturas asfálticas conta com um método de ensaio de cisalhamento direto semelhante ao apresentado neste documento, o ensaio Leutner, que foi criado em 1979 por R. Leutner, com a finalidade de determinar a força de aderência entre duas camadas de asfalto. O ensaio Leutner é aceito como padrão na Suíça, Áustria e Alemanha. Na Alemanha este procedimento experimental é normatizado, conforme a norma ALP A-Stb Teil 4. O ensaio Leutner consiste na aplicação de uma força de corte, a uma taxa de carregamento constante de 50 mm/min e temperatura controlada a 20 °C, na interface de ligação entre as camadas de revestimento asfáltico de uma amostra extraída do campo ou produzida em laboratório. A ligação entre camadas é avaliada através da medição da força de corte máxima (kN) e do deslocamento (mm). Este ensaio é finalizado quando a deformação do corpo de prova atinge o valor de 7 mm. O dispositivo do método Leutner, mostrado na Figura 34, é bastante simples e prático, viabilizando o estudo da ligação entre camadas do pavimento de uma forma relativamente fácil e rápida. Neste estudo, especificamente, o ensaio Leutner foi realizado para a análise da resistência ao cisalhamento na mistura asfáltica, não na interface de ligação entre camadas.

Figura 34 – Dispositivo do Ensaio Leutner.



Fonte: Guimarães (2013).

5. METODOLOGIA PROPOSTA – Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test)

5.1 O dispositivo

O dispositivo desenvolvido, utilizado no desenvolvimento da metodologia de ensaio proposta neste estudo, tem aplicação direta na área de análise de cisalhamento dinâmico em misturas asfálticas. A sua utilização na engenharia de pavimentos visa contribuir com o estudo da prevenção de deformação permanente em pavimentos asfálticos, com um avanço na seleção adequada dos materiais e na compactação das misturas asfálticas, além da elaboração de projetos de pavimentos satisfatórios, seguidos de rigoroso controle de qualidade de execução.

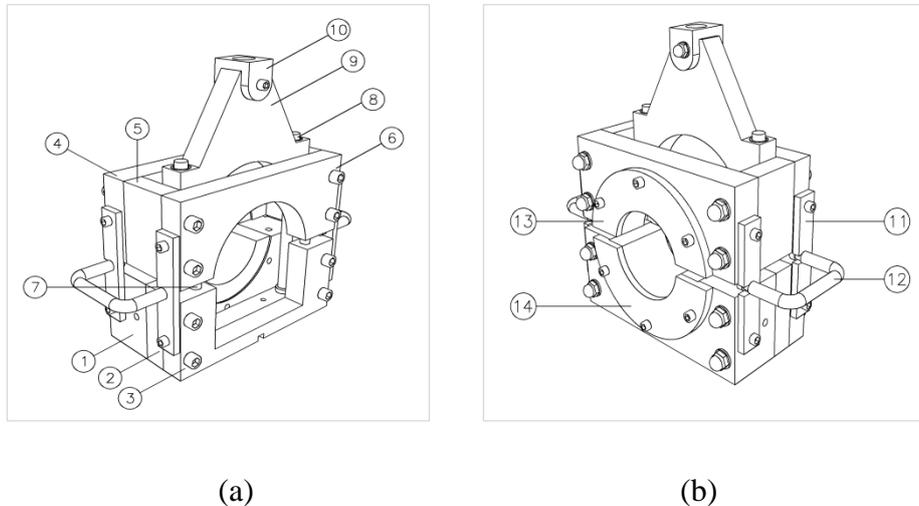
O dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico foi desenvolvido no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da Universidade Federal de Campina Grande – LEP/UFCG – em parceria com a empresa JBR Engenharia, e foi utilizado pela primeira vez neste estudo, o qual busca também a validação da aplicação do dispositivo na engenharia de pavimentos. O aparelho desenvolvido é similar ao desenvolvido por R. Leutner em 1979. O novo dispositivo foi patenteado no INPI pela UFCG, através do processo BR 10 2018 001951 1, em janeiro de 2018. O referido dispositivo é composto por um dispositivo metálico bipartido que possibilita a aplicação de uma carga de cisalhamento direto no corpo de prova cilíndrico, que é fixado, em sua metade, ao dispositivo metálico inferior e superior, enquanto que a outra metade fica submetida ao carregamento.

O dispositivo do ensaio Leutner possui poucas peças na sua composição, o que torna mais onerosa a manutenção ou a substituição de componentes. Além disso, o dispositivo do ensaio Leutner permite que se trabalhe com apenas um diâmetro de corpo de prova, que é de 10 cm. Acrescenta-se ainda o fato de o citado dispositivo não possibilitar uma remodelação, adaptando-o para a realização de outros ensaios.

Na busca de anterioridade, realizada durante o processo de patente do dispositivo para o ensaio de cisalhamento dinâmico, não foi encontrada especificamente a concepção de dispositivo modular e multi-ensaio que proporcionasse investigar a resistência ao cisalhamento na mistura asfáltica e remodelar o mesmo dispositivo para realização do ensaio de resistência à tração na própria mistura asfáltica de corpos de prova submetidos a carregamento perpendicular ao eixo longitudinal. Este é um dos

avanços do dispositivo, que será detalhado adiante. A Figura 35 apresenta o dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico de forma detalhada.

Figura 35 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico: a) Componentes 1 a 10; b) Componentes 11 a 14.



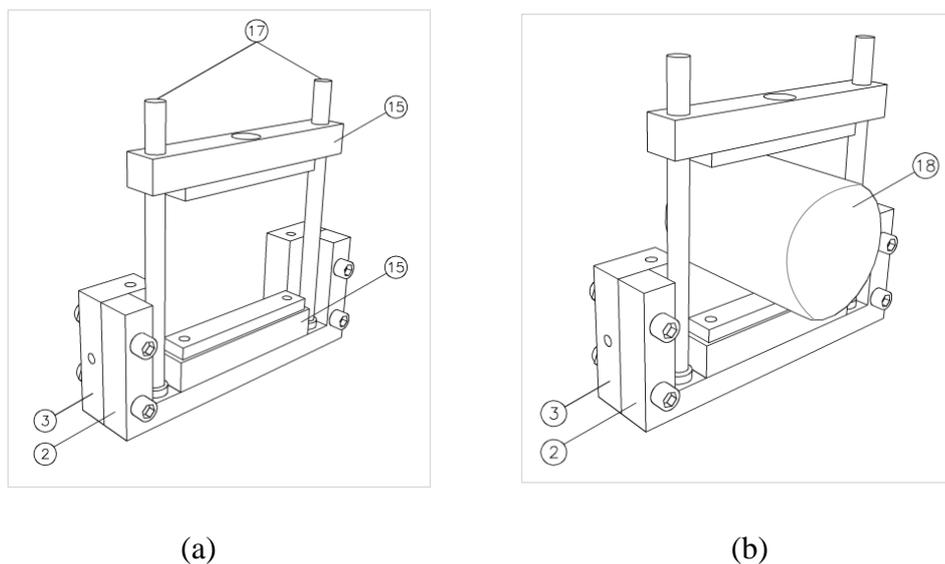
O dispositivo compreende os componentes apresentados na Figura 35. A base inferior é tripartida, composta pelos componentes 1, 2 e 3. O componente 1 é a base inferior principal, uma peça bastante robusta que serve para acoplar o anel de ajuste diametral inferior e está ligado à base inferior secundária (2) pela base intermediária inferior (3). O componente 2 é a base inferior secundária, mais esbelta que a 1 e serve de apoio à estabilidade do conjunto. A base intermediária inferior (3) liga as bases inferiores. A base superior esquerda (4) é idêntica à direita (6) e possui uma abertura em semi-círculo de raio 7,5 cm, para encaixe do corpo de prova. Os espaçadores das bases superiores (5) formam um conjunto que abriga a guilhotina (9). A base superior direita (6) é idêntica à esquerda (4), com abertura em semi-círculo de raio 7,5 cm, para encaixe do corpo de prova. Os pinos espaçadores (7) mantêm o afastamento entre as bases superiores e inferiores. As hastes-guia da guilhotina (8) servem para manter o movimento da guilhotina (9) apenas na direção vertical. A guilhotina (9) é o componente móvel que atua no corte do corpo de prova. A cabeça da guilhotina (10) é ligada ao pistão da prensa hidráulica UTM – 25 que recebe a aplicação da carga. A união das bases (11) é o componente de ligação entre as bases (1, 2, 4 e 6), cada uma com dois parafusos de fixação. Também recebem as alças de apoio (12), que possibilitam o transporte manual do dispositivo. Os componentes 13 e 14 são os anéis

de ajuste diametral superior e inferior, que servem para adaptar a capacidade do dispositivo para receber corpos de prova de 10 cm de diâmetro. Todos os componentes citados são fixados com o uso de parafusos.

A Figura 36 revela outra vantagem do dispositivo, que é a possibilidade de remodelação, ou seja, uma adaptação, deixando apenas com os componentes 2 e 3 da Figura 35, e com a inclusão de novos componentes, que são: as bases superior e inferior, de compressão diametral, 15 e 16, respectivamente, e as hastes-guia (17), que possuem a mesma função do componente 8. Estes componentes formam o dispositivo na versão multi-ensaio, que permite a realização do ensaio de resistência à tração.

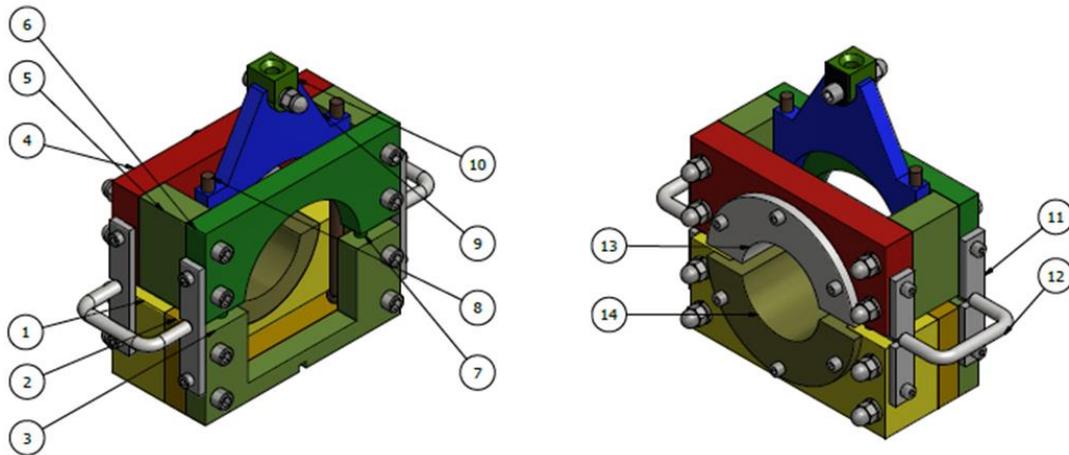
Portanto, os avanços apresentados pelo dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test) são consideráveis em relação ao dispositivo do Ensaio Leutner.

Figura 36 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico na versão Multi-Ensaio: a) Vista 1; b) Vista 2.



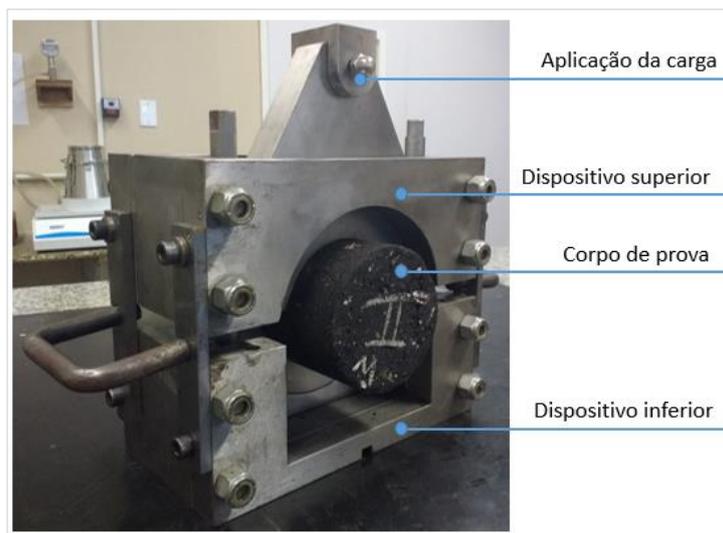
O dispositivo é todo fabricado em aço e modulado, ou seja, de fácil montagem e desmontagem. É formado por vários componentes que podem ser facilmente substituídos, de forma a proporcionar uma economia considerável na manutenção. Além disso, o dispositivo permite a realização de ensaios com corpos de prova de diâmetros diferentes, de 10 e 15 cm. A Figura 37 mostra de forma mais detalhada a modulação do dispositivo.

Figura 37 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Modulado, em cores).



Uma visão geral do dispositivo desenvolvido para esta pesquisa é apresentada na Figura 38.

Figura 38 – Dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico.



5.2 Parâmetros de carga, tensão, frequência e temperatura do ensaio

Para a nova metodologia de ensaio, os parâmetros de carga, tensão e frequência atuantes foram adotados com base nos ensaios Leutner, Flow Number, Creep Estático e Creep Dinâmico.

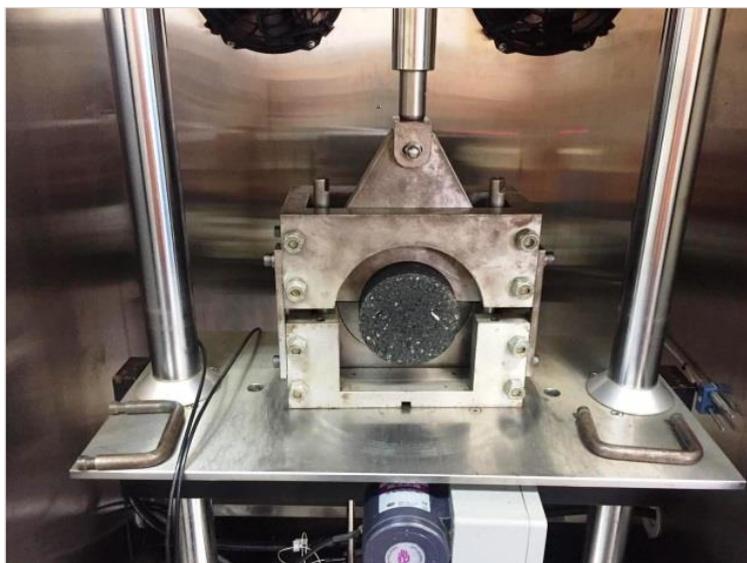
A carga aplicada foi de 3,1 KN, que é equivalente ao dobro da carga adotada no ensaio Flow Number, que é de 1,57 KN. Esta foi considerada muito reduzida para se

alcançar curvas com resultados adequados, principalmente à temperatura ambiente e com AMP 55/75. No que diz respeito às temperaturas dos ensaios, foi definida como inicial a temperatura ambiente de 25° C. O objetivo inicial seria variar 10° C para cada ensaio, porém, como a temperatura de 35° C é relativamente próxima à de 40° C, foi seguida a sequência com esta temperatura. Após os primeiros resultados, percebeu-se que seria necessário adotar um valor de temperatura mais intermediário, quando se optou pela temperatura de 35° C. Em seguida, a sequência dos trabalhos se deu com as temperaturas de 50° C e 60° C, sendo esta a mesma do ensaio Flow Number.

Com a determinação desses parâmetros, foram produzidos os corpos de provas de dimensões cilíndricas de altura de 15 cm de altura 10 cm de diâmetro moldados conforme a metodologia SUPERPAVE e submetidos ao ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test).

O carregamento dinâmico para o ensaio proposto é semelhante ao *creep* dinâmico, reportado por Witczak *et al.* (2002), em que o corpo de prova é submetido a um carregamento cíclico de cisalhamento com frequência de 0,1 s de aplicação e 0,9 s de descanso, no qual a carga aplicada durante o descanso é de 5% do seu valor total. Este tempo de aplicação da carga simula o tráfego de veículos a uma velocidade de 70 Km/h. A Figura 39 mostra um corpo de prova no dispositivo durante a execução do ensaio.

Figura 39 – Ensaio de Cisalhamento Dinâmico em execução.



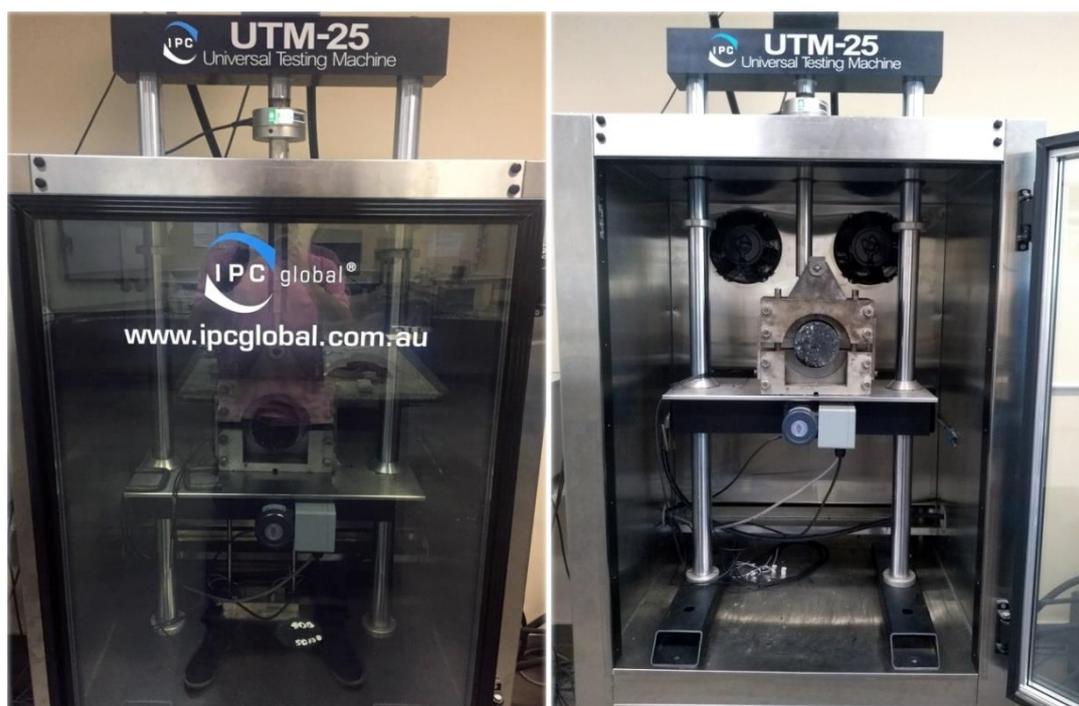
5.3 O Ensaio de Cisalhamento Dinâmico - Dynamic Shear Test

O dispositivo utilizado para a aplicação da carga deste ensaio é a prensa hidráulica UTM-25, de fabricação da IPC Global, apresentada na Figura 40, que é controlada por um software programado para controlar a carga, a tensão atuante, a forma de carregamento, a frequência, a deformação total, o número de ciclos, a temperatura do ensaio e gerar a curva Deformação versus Número de ciclos, que possibilita, com o auxílio de ferramentas matemáticas do Excel e dos aplicativos Wolgran Alpha e Cubic Equation Calculator, identificar o Flow Number Shear (FNShear).

Os dados de entrada para a alimentação do software são: carga adotada, de 3,1 kN, e as dimensões do corpo de prova, que foram de 10 cm de diâmetro e 15 cm de altura. O carregamento dinâmico para o ensaio proposto é semelhante ao *creep* dinâmico, reportado por M. W. Witzak *et al.*, em 2002, quando eles realizaram um estudo de teste de desempenho de misturas asfálticas dosadas no método SUPERPAVE, no *National Research Council, Transportation Research Board*, Washington, D.C.

O procedimento do ensaio proposto consiste em se aplicar ciclos de cisalhamento direto de forma automática e controlada aos corpos de prova, na posição diametral, com o auxílio da prensa hidráulica UTM-25, de fabricação da IPC Global, controlada por um sistema de automação de carga, tensão atuante, forma de carregamento, frequência, deformação total, número de ciclos e temperatura do ensaio.

Figura 40 – Prensa UTM–25: a) Vista externa; b) Vista interna.

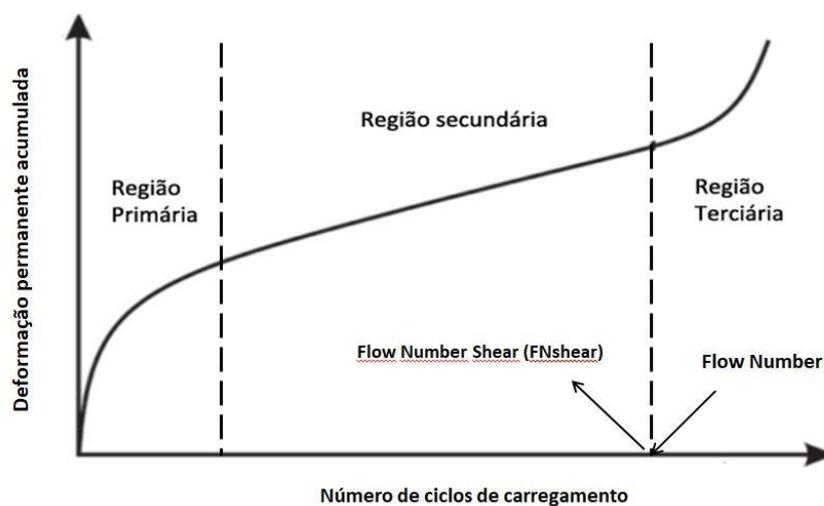


(a)

(b)

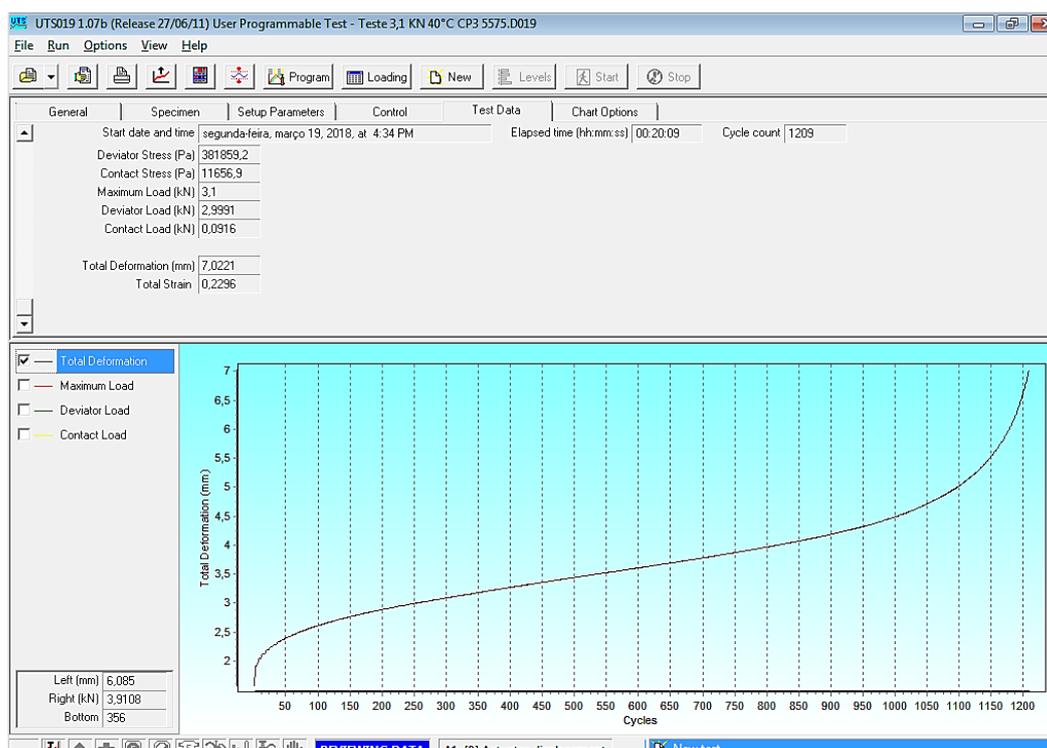
Durante a execução do ensaio o software proporciona, em tempo real, a visualização do gráfico Deformação Permanente *versus* o Número de Ciclos, que possibilita, com o auxílio de ferramentas matemáticas do Excel e dos aplicativos Wolgran Alpha e Cubic Equation Calculator, identificar o Flow Number Shear (FN_{Shear}), destacado no gráfico da Figura 41.

Figura 41 – Curva Deformação X Número de Ciclos, com identificação do FN_{Shear} .



A Figura 42 mostra uma imagem da tela do software utilizado no ensaio ao final da execução do ensaio com corpos de prova moldados com AMP 55/75, ensaiados a 40° C. A tela mostra a tensão de contato (Pa), a força aplicada (kN), a deformação acumulada do corpo de prova e o número de ciclos de carga aplicado até o final do ensaio. O ensaio é finalizado quando o corpo de prova chega a 7 mm de deformação ou quando alcançar 10.000 ciclos.

Figura 42 – Tela do software utilizado no ensaio.



5.4 O Flow Number Shear

O software utilizado no controle da prensa do ensaio apresenta uma limitação, que é o fato de não indicar o ponto exato da curva onde ocorre o início do processo de ruptura do corpo de prova, ou seja, o ponto no qual a mistura deixa de ter um comportamento elástico e passa a apresentar um comportamento plástico. Este ponto é o Flow Number Shear (FN_{Shear}).

A deformação sofrida pelo corpo de prova foi obtida pelo deslocamento vertical do pistão da prensa hidráulica UTM – 25, que possibilitou visualizar, em tempo real, os estágios do ensaio (região primária, secundária e terciária – ruptura), através do gráfico da Deformação permanente *versus* o Número de ciclos. O FN_{Shear} é dado pelo número

de ciclos em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o corpo de prova atinge a ruptura. Teoricamente o FN_{Shear} é de fácil identificação por ser o ponto de mudança de inclinação da reta (região secundária). Porém, na prática, o software utilizado não indica o ponto do FN_{Shear} . Todas as misturas estudadas nesta pesquisa foram conduzidas até a obtenção do FN_{Shear} , mas em casos nos quais o corpo de prova não atingiu a ruptura antes dos 10 mil ciclos, este valor foi adotado como sendo o valor do FN_{Shear} . Para encontrar o FN_{Shear} , foi utilizado o mesmo método apresentado por Dantas (2017). Este método consiste na construção de uma função matemática, com o auxílio do Excel, que gere uma curva compatível com a curva do ensaio fornecida pelo software. A função matemática mais adequada foi do tipo Equação Polinomial do 5º grau. Tal equação foi derivada duas vezes, obtendo-se uma função cúbica, da qual foram encontradas as raízes de tal equação através do auxílio do aplicativo dos sites www.wolframalpha.com e www.johndcook.com/cubic_solver.html. A maior raiz real das três encontradas é o FN_{Shear} .

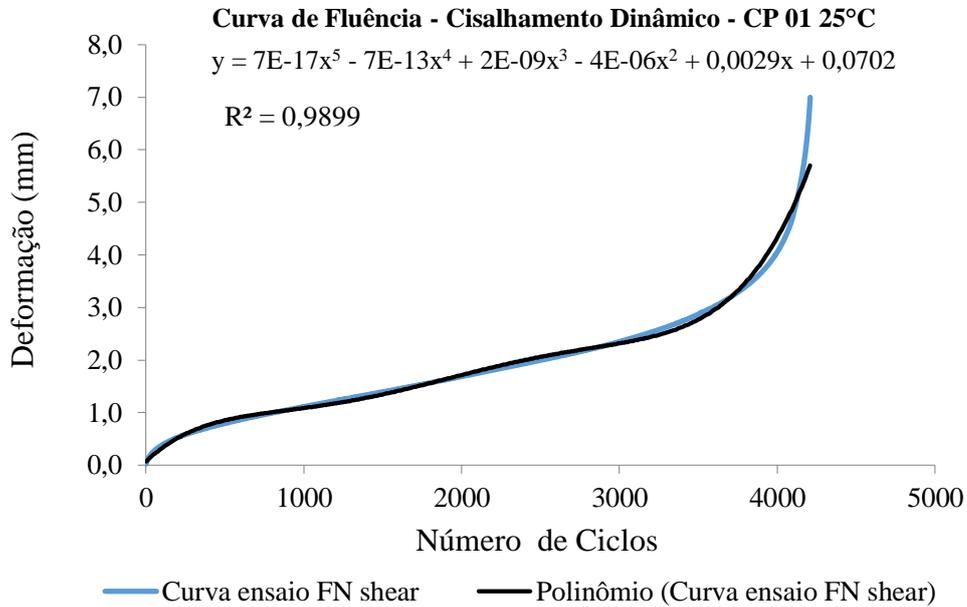
Para cada ensaio, com os resultados obtidos das misturas com os dois ligantes, nas cinco temperaturas, foi gerada uma curva Deformação X Número de Ciclos. Foram ensaiados 2 (dois) corpos de prova para cada temperatura por tipo de ligante utilizado. A Figura 43 mostra a curva do ensaio do Corpo de Prova 1 (CP1) da mistura com CAP 50/70 a 25° C. De posse dos resultados de deformação acumulada obtidos durante o ensaio e do número de ciclos correspondente a cada valor de deformação, foi possível construir a curva de cada ensaio.

O procedimento para obtenção do cálculo do $FNShear$ é resumido a seguir:

- I. A partir das informações obtidas no resultado do ensaio de Flow Shear Number, deve-se organizar em uma planilha Excel os dados referentes ao Número de Ciclos e Deformação (mm) correspondentes;
- II. Elaborar um gráfico da Deformação versus Número de ciclos e selecionar a linha de tendência (exponencial, logarítmica, polinomial...) que melhor se adapte aos pontos resultantes do ensaio (aquela com maior coeficiente de determinação);
- III. Exibir a equação do gráfico obtido a partir da linha de tendência selecionada;
- IV. Calcular a derivada segunda da equação que melhor descreve a curva ajustada e então obter as raízes dessa expressão;

V. A maior raiz real obtida será o FN_{shear}, que deve ser observado visualmente como a raiz que representa o Número de Ciclos no qual ocorre mudança da zona secundária para zona terciária da curva (ponto de inflexão).

Figura 43 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 25 °C - CAP 50/70).



Calculada a derivada segunda da equação acima, foi obtida uma equação cúbica. Desta equação resultante, através do aplicativo Wolfran Alfa, foram encontradas as raízes. A maior raiz real foi 2.832,80, que é o FN_{Shear} da curva acima. O mesmo procedimento foi realizado para todos os outros ensaios, nas cinco temperaturas adotadas, com misturas ensaiadas com os dois tipos de ligantes utilizados.

Além do FN_{Shear} e da deformação total (Equação 9) pode-se obter o resultado do módulo de fluência, que é a relação entre tensão do ensaio e a deformação total (Equação 10) e a inclinação do estágio secundário da curva Deformação *versus* Número de ciclos (Equação 11).

$$Dt = \frac{\Delta h}{h_0} \quad \text{Equação 9}$$

$$I = \frac{\log \varepsilon_f - \log \varepsilon_i}{\log N_f - \log N_i} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

D_t = Deformação total (mm/mm);

Δh = Variação do diâmetro do corpo de prova (mm);

h_0 = Medida inicial do diâmetro do corpo de prova (mm);

I = Inclinação da curva de deformação;

ϵ_f = Valor da deformação final da região secundária;

ϵ_i = Valor da deformação inicial da região secundária;

N_f = Número final de ciclos da região secundária;

N_i = Número inicial de ciclos da região secundária.

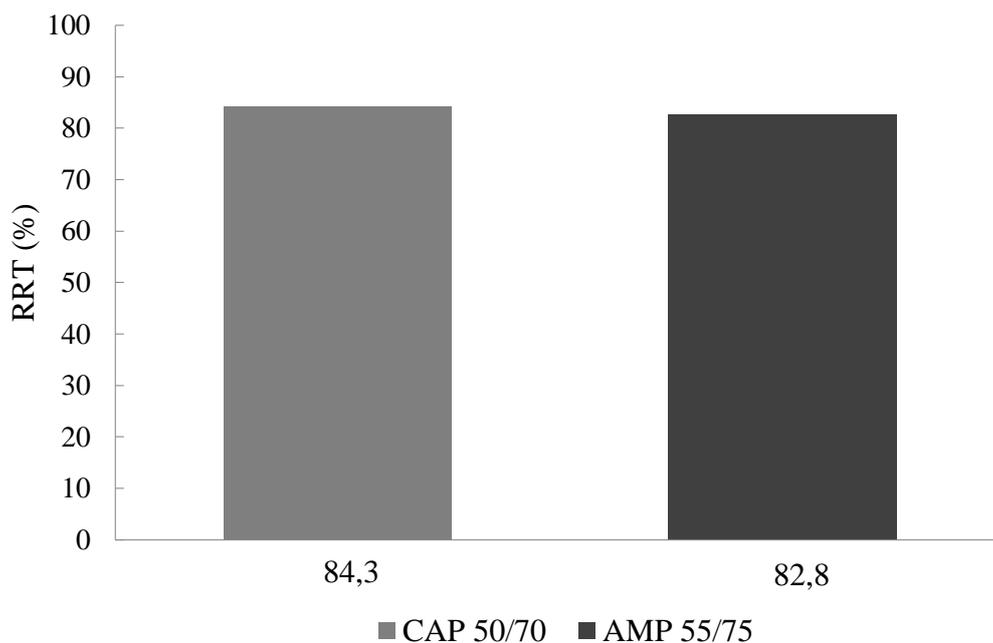
6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo estão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios mecânicos realizados na fase experimental deste trabalho. Os corpos de prova foram moldados após o procedimento de dosagem do teor ótimo de ligante asfáltico para os ligantes asfálticos convencional e modificado por meio da metodologia SUPERPAVE, e as propriedades mecânicas das misturas asfálticas foram mensuradas mediante ensaios cujos resultados estão apresentados e discutidos a seguir.

6.1 Resistência ao dano por umidade induzida

A sensibilidade de misturas asfálticas à umidade é medida por meio do ensaio de dano por umidade induzida (*Lottman* modificado). O ensaio de resistência ao dano por umidade induzida foi realizado seguindo as especificações da norma AASHTO T 283-14. Na Figura 44 estão apresentados os resultados de RRT para as amostras de ligante com 7% de vazios.

Figura 44 – Resultados de Resistência Retida à Tração, RRT.



O critério de definição da suscetibilidade de uma mistura asfáltica preconizado pela AASHTO T283/14 para a metodologia SUPERPAVE é de $RRT \geq 80\%$. Já para o método DNIT, o critério é de $RRT \geq 70\%$. O Asphalt Institute (2014) confirma este valor de resistência retida à tração mínima para uma dosagem pelo método SUPERPAVE.

Analisando os resultados de resistência retida à tração, verifica-se que os resultados se apresentaram próximo do estabelecido no método de dosagem SUPERPAVE para as misturas com os dois tipos de ligantes, indicando, portanto, que não há susceptibilidade das misturas à umidade. Vale ressaltar que os resultados indicaram eficiência na aderência, apesar de contrariar o resultado do ensaio de adesividade, que apresentou resultado não satisfatório. De acordo com o Asphalt Institute (2014), resultados de 60% ou menores são considerados inaceitáveis. Porém, resultados de 80% acima são considerados altos. Com isso, muitas agências de estudos passaram a aceitar valores de RRT de 70% ou maiores. Costa (2018), trabalhando com agregados da mesma região dos utilizados nesta pesquisa, obteve resultados de RRT entre 64,82 e 71,01% para misturas na faixa granulométrica B do DNIT, com a utilização do CAP 50/70. Já no caso das misturas com AMP 55/75, o autor obteve resultados de 80,07 a 82,04%. Portanto, os resultados obtidos nesta pesquisa para a mistura com CAP 50/70 foi superior ao esperado, o que pode ter sido consequência do fíler utilizado na mistura, que foi do tipo cal hidratada. Segundo Núñez et al. (2007), a cal é o melhorador de adesividade mais eficiente. Os autores explicam que há perda de adesividade quando existe presença de água, pois a ligação entre o cimento asfáltico e o agregado é quebrada, separando estes materiais. Com isso, a cal hidratada reage com os agregados, reforçando a ligação entre o ligante e o material pétreo. Os autores ainda asseguram que a incorporação da cal hidratada enrijece a mistura, tornando-a mais resistente a deformações permanentes, retardando o trincamento ocasionado pela fadiga e melhorando a adesividade entre o agregado e a mistura.

6.2 Deformação Permanente (Flow Number)

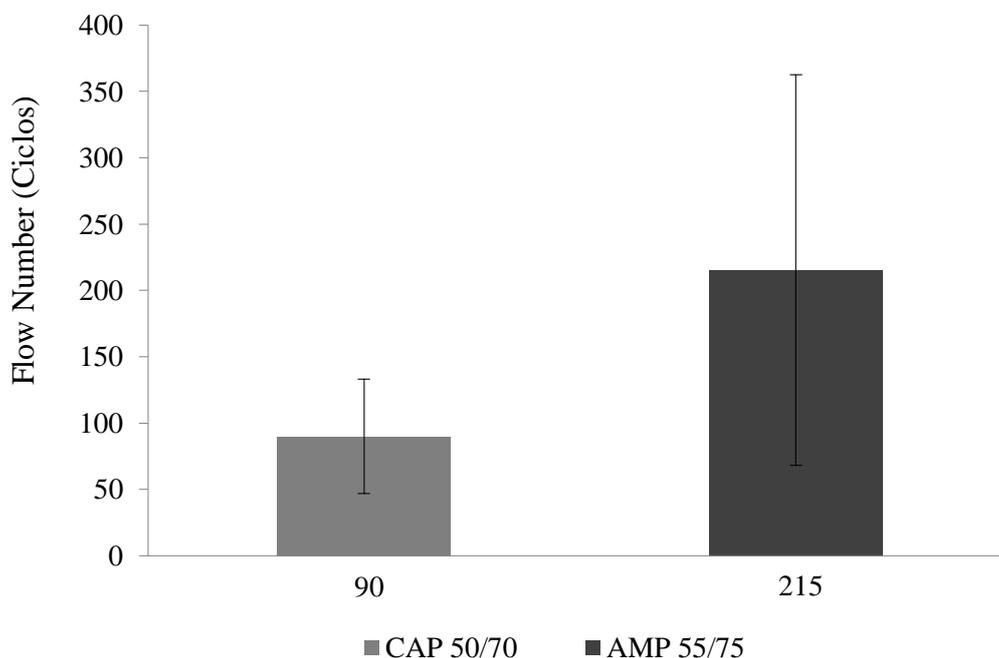
Os critérios de Flow Number para os níveis de tráfego, expressos em equivalente de carga por eixo padrão (Equivalent Single Axle Load – ESALs) são dados na Tabela 13. O $N_{projeto}$ para as misturas estudadas nesta dosagem é de 100 giros, que corresponde ao nível de tráfego de médio a pesado (vias principais, rodovias rurais).

Tabela 13 – Flow Number mínimo requerido pela NCHRP 09-33.

Nível de tráfego, 10 ⁶	FN (Ciclos, mín)
< 3 (leve)	---
3 a < 10 (médio)	53
10 a < 30 (pesado)	190
≥ 30 (extremamente pesado)	740

A *Federal Highway Administration* estabelece os níveis acima para classificação de volume de tráfego de acordo com FN mínimo, que é de 53 para tráfego médio, 190 para tráfego pesado e 740 para tráfego extremamente pesado. Na Figura 45 estão dispostos os resultados de Flow Number encontrados para as faixas ensaiadas, os resultados obtidos são referentes às médias a partir de 6 (seis) corpos de prova ensaiados. O critério de parada foi atingir uma deformação de 50.000 *microstrains* ou 10.000 ciclos.

Figura 45 – Resultados do Ensaio de Flow Number.



Os resultados obtidos indicam que houve uma diferença bastante significativa entre os valores médios de FN das misturas com ligante convencional para as misturas com ligante modificado. Porém, as amostras dos valores apresentaram um elevado desvio padrão, com pontos bem distantes da média, principalmente nos resultados de FN para a mistura com ligante modificado. O concreto asfáltico com CAP 50/70, neste caso, poderia ser indicado para um pavimento de tráfego médio, com base na Tabela 13

– Flow Number mínimo requerido pela NCHRP 09-33. Já a mistura com AMP 55/75 poderia ser útil para um trecho com tráfego pesado. Os valores obtidos serviram de referência para as conclusões sobre os valores de FN_{Shear} , obtidos do ensaio proposto nesta pesquisa. Os resultados indicam compatibilidade com o nível de tráfego estabelecido no projeto.

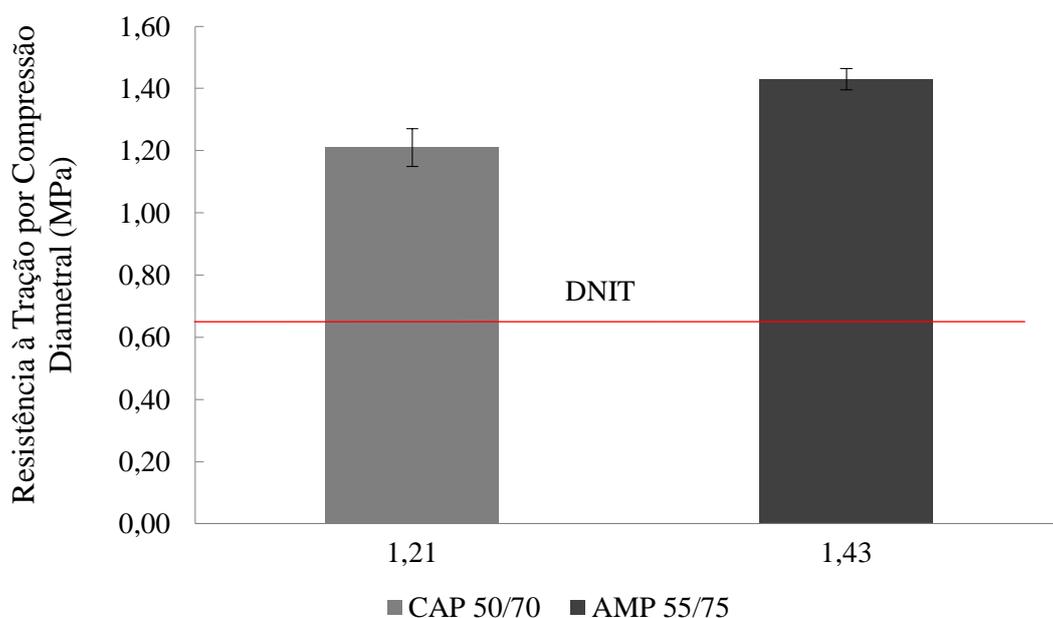
Costa (2018) obteve diferenças ainda maiores entre os resultados de Flow Number para misturas dosadas na faixa B do DNIT, com agregados da mesma região dos utilizados neste trabalho, de granulometria intermediária e com dois ligantes utilizados, o CAP 50/70 e o AMP 55/75. O autor obteve um FN de 126 ciclos para a mistura com o ligante convencional. Já para o AMP 55/75 o resultado foi de 424 ciclos.

Trabalhando com a curva inferior, dentro da faixa C do DNIT, com agregados da mesma região desta pesquisa, Carvalho (2018) encontrou um FN de 131 ciclos para a mistura com o ligante convencional (CAP 50/70), e 564 ciclos para a mistura com o ligante modificado (AMP 55/75).

6.3 Resistência à tração por compressão diametral

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral, contendo as médias dos 6 (seis) corpos de prova ensaiados, sendo 3 (três) de cada ligante utilizado, estão apresentados na Figura 46. Para a norma DNIT 031/06 – ES, que estabelece as especificações técnicas de serviço para o concreto asfáltico dosado com CAP 50/70, a RT mínima a ser obtida em um concreto asfáltico deve ser maior que 0,65 MPa.

Figura 46 – Resultados dos Ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral.



Observa-se que tanto a mistura com o ligante convencional quanto a mistura com ligante modificado apresentaram resultado de RT acima do exigido pela especificação DNIT 031/06 – ES. Percebe-se também que a utilização do AMP 55/75 aumentou a RT da mistura, o que foi um resultado esperado, mas ainda considerado baixo.

6.4 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (MR) equivale ao módulo de elasticidade, porém é obtido por meio de solicitações de carregamentos repetidos de pequena intensidade que simula o efeito das passagens dos veículos no pavimento. As solicitações foram realizadas com cargas de 10% da tensão de ruptura (RT) à temperatura de 25° C. Os ensaios de MR foram realizados seguindo as especificações das normas ASTM D 4123-82 e ABNT NBR 16018/2011. Na Figura 47 e Figura 48 estão apresentadas as médias de 3 (três) CP ensaiados com os módulos de resiliência total e instantâneo, respectivamente.

Figura 47 – Resultados do Módulo de Resiliência Total – ASTM.

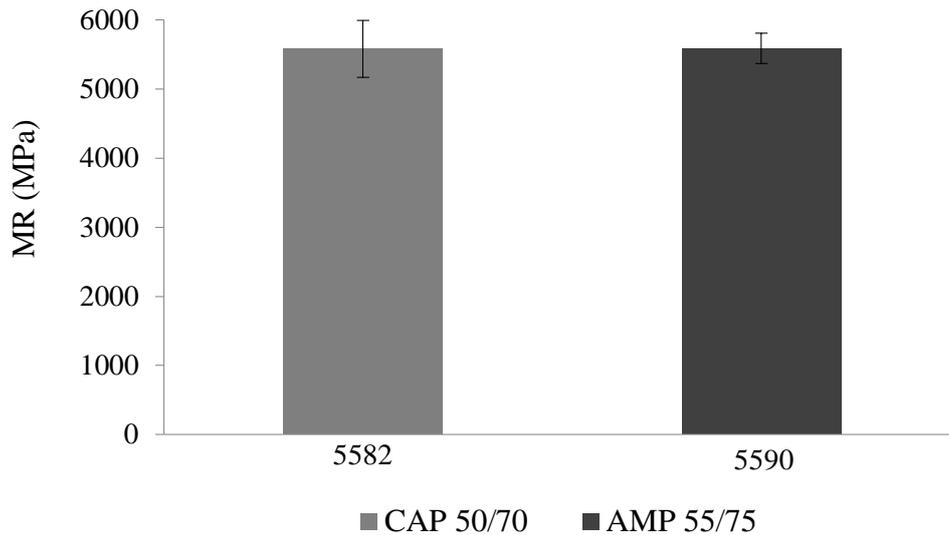
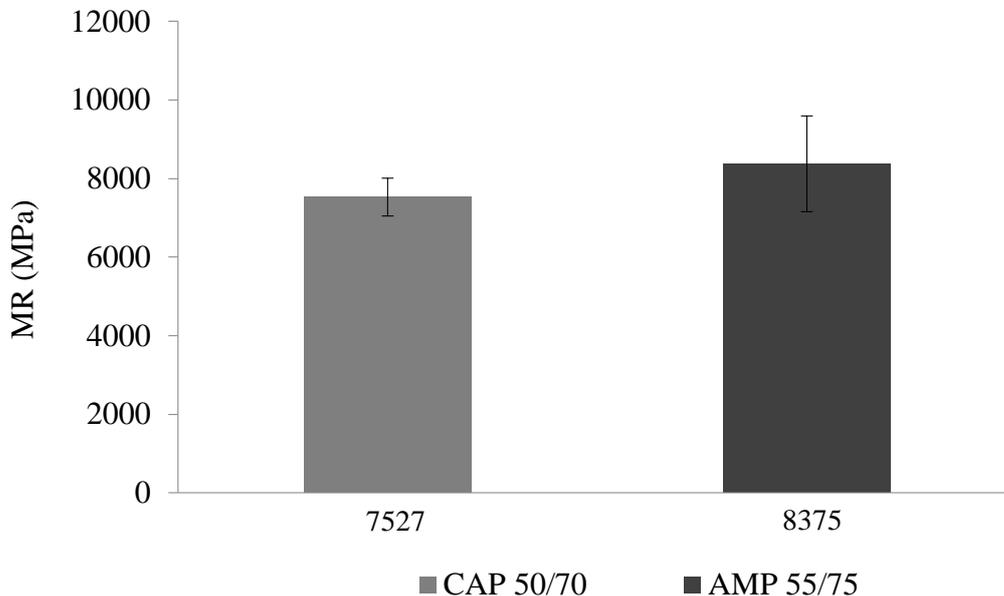


Figura 48 – Resultados do Módulo de Resiliência Instantâneo – NBR.



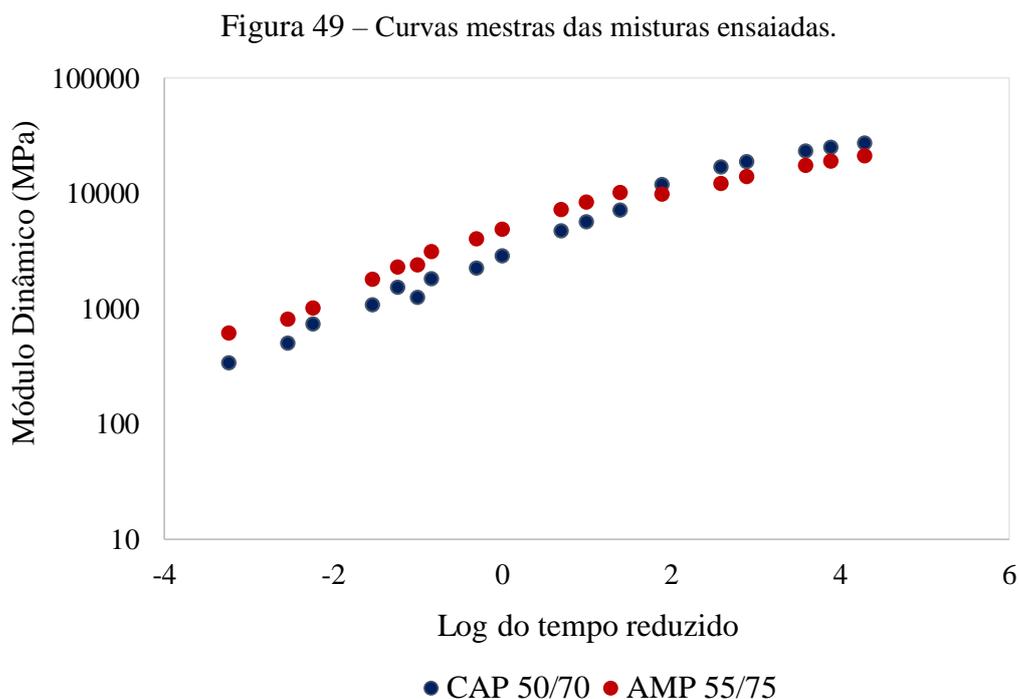
Observa-se, pelos resultados obtidos, que a diferença entre os valores para os dois ligantes utilizados, no caso MR Total (ASTM), foi insignificante. Já no caso do MR Instantâneo, houve uma razoável diferença entre os valores para os dois ligantes, com um acréscimo de 11% no resultado do ligante modificado em relação ao convencional. No caso do ligante convencional, os resultados do MR total apresentaram um maior desvio em relação à média, como mostra a barra de erros, indicando uma maior dispersão entre os valores, podendo apresentar valores superiores aos obtidos para

o ligante modificado, que apresentou um baixo desvio padrão. Já o MR instantâneo apresentou um comportamento oposto, com maior dispersão nos resultados do AMP 55/75, com a obtenção de um dos valores bem superior aos demais, 9781,00 MPa, o que elevou o desvio padrão da amostra.

No tocante à comparação entre os módulos total e instantâneo, percebe-se que os resultados não foram próximos, indicando que o material não apresenta rápida recuperação elástica quando submetido à ação de cargas. No caso de vias de elevado volume de tráfego, é recomendável que estes dois valores sejam o mais próximo possível, podendo-se modificar o arranjo dos agregados ou a escolha do ligante para atender este requisito (BRITO, 2006).

6.5 Módulo Dinâmico

Com os dados do ensaio realizado na AMPT nas temperaturas de 4,4°C; 21,1°C e 37,8°C foram traçadas e analisadas as curvas mestras do módulo dinâmico em função do tempo. Os resultados de módulo dinâmico, foram obtidos por meio das médias a partir de 6 (seis) corpos de prova ensaiados. Na Figura 49 estão representadas as curvas mestras para as misturas com os dois tipos de ligantes utilizados.

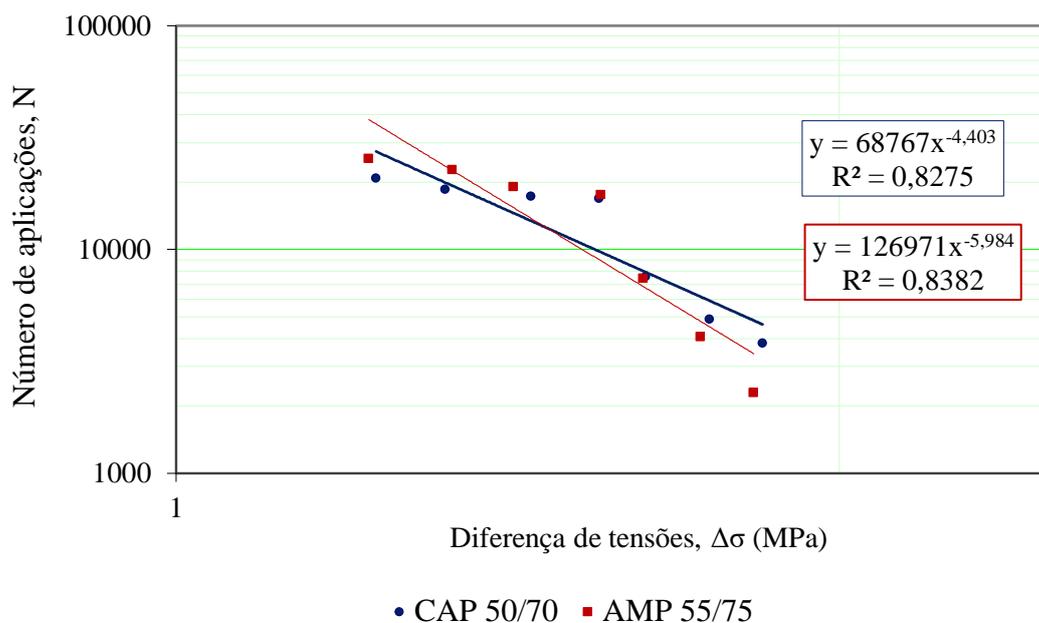


Observa-se que na zona de alta frequência (elevado volume de tráfego), a mistura com ligante modificado apresenta menor rigidez que a do ligante convencional. Já na zona de baixa frequência (baixo volume de tráfego), o ligante modificado apresenta uma rigidez maior que o ligante convencional. Sob altas temperaturas, os resultados do ensaio de módulo dinâmico evidenciam o efeito do polímero como modificador na variação da rigidez da amostra sob variadas condições de frequência (volume de tráfego). Rahman e Tarefder (2016) encontraram resultados semelhantes em análise de módulo complexo de amostras com ligante puro e modificado. Com base nesses dados, é possível concluir que sob um elevado volume de tráfego e alta temperatura, o ligante modificado mantém sua elasticidade e diminui a rigidez, enquanto que sob baixo volume de tráfego mantém-se mais rígido, evitando a deformação permanente.

6.6 Ensaio de Fadiga

O ensaio de vida de fadiga foi realizado com aplicações de carga de acordo com a RT de cada mistura, respeitada a força máxima de 4600 N suportada pela prensa UTM. Foram utilizados carregamentos de 37%, 35%, 33%, 31%, 29%, 27% e 25% da RT, tanto para a mistura com CAP 50/70 quanto com a mistura com ligante AMP 55/75. Os resultados de vida de fadiga estão apresentados nos gráficos da Figura 50.

Figura 50 – Curva para o CAP 50/70 e AMP 55/75 – N° de Ciclos X Diferença de Tensões.



Observa-se que a mistura utilizando AMP 55/75 obteve maior número de ciclos para as tensões aplicadas se comparada com as amostras de ligante convencional. Apesar do comportamento atípico das misturas nos últimos três níveis de carga (33 a 37% RT), onde o ligante convencional apresentou melhores números, os demais resultados, de forma geral, confirmaram a expectativa de uma maior vida de fadiga da mistura com ligante modificado.

Ainda em relação ao comportamento das curvas, a mistura com o ligante convencional apresentou uma curva com uma inclinação levemente menor, ou seja, menor variação no número de ciclos para a variação de tensões estabelecida. Apesar dos bons resultados, as curvas apresentaram um ponto atípico, que foi o equivalente à carga de 31%, que impediu que a correlação fosse superior a 0,93. Diante dos valores, pode-se concluir que o modelo foi satisfatoriamente explicado pelos valores observados. Vale ressaltar que a configuração mais recomendada da curva do ensaio de vida de fadiga é a que apresenta inclinação intermediária. Portanto, as duas curvas apresentaram bons resultados, com pequena vantagem para a primeira.

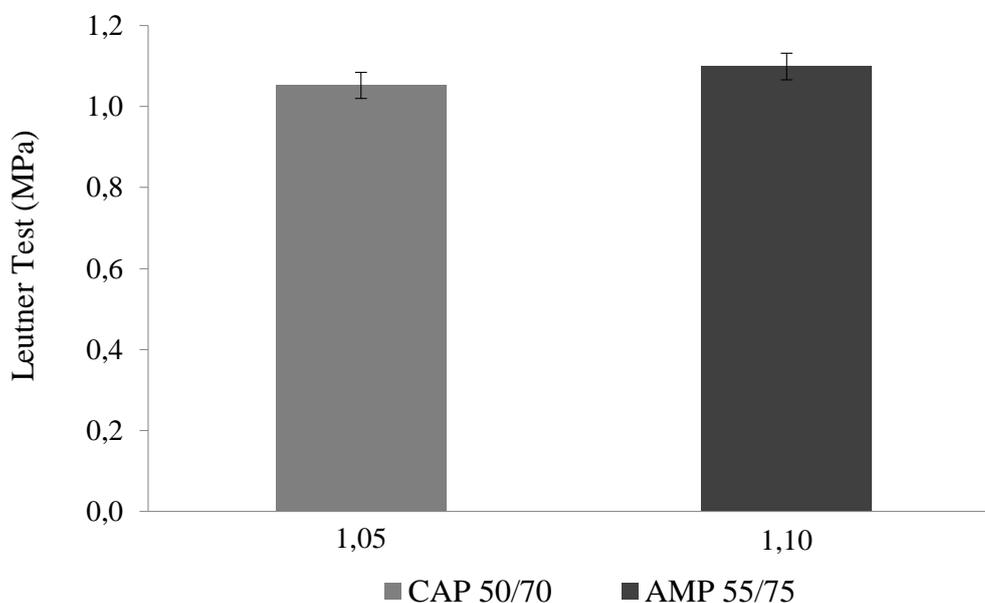
O uso de ligante modificado aumentou a resistência da mistura asfáltica, mantendo bons níveis de elasticidade, comprovados pelos ensaios de MR, MD e Flow Number, além de aumentar a vida de fadiga do material, que resistiu a um maior número de ciclos de carregamentos, o que indica uma boa durabilidade. Tal fato é importante para comprovar a vantagem do uso de cimentos asfálticos modificados com

polímeros, uma vez que misturas asfálticas com melhores desempenhos em testes de fadiga e de deformação permanente podem permitir o uso de camadas com menor espessura, o que torna o revestimento asfáltico mais econômico.

6.7 Ensaio Leutner

No ensaio *Leutner* foi aplicada uma força de corte, a uma taxa de carregamento constante de 50 mm/min e temperatura controlada a 25 °C. A resistência ao cisalhamento foi avaliada através da medição da força de corte máxima (kN) e do deslocamento (mm). Este ensaio foi finalizado quando a deformação do corpo de prova atingiu o valor de 7mm. A Figura 51 mostra os resultados obtidos no ensaio Leutner.

Figura 51 – Resultados do Ensaio Leutner.



Pelos valores obtidos, observa-se que o ligante modificado não elevou da maneira esperada os resultados de resistência ao cisalhamento da mistura, assim como ocorreu com os valores de Flow Number.

6.8 Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test)

Para a execução do ensaio, o operador inseriu no software o valor da carga adotado 3,1Kn (dobro da carga do FN) e as dimensões do corpo de prova (10 cm de diâmetro e 15 cm de altura). Durante a execução do ensaio, o software que controla a

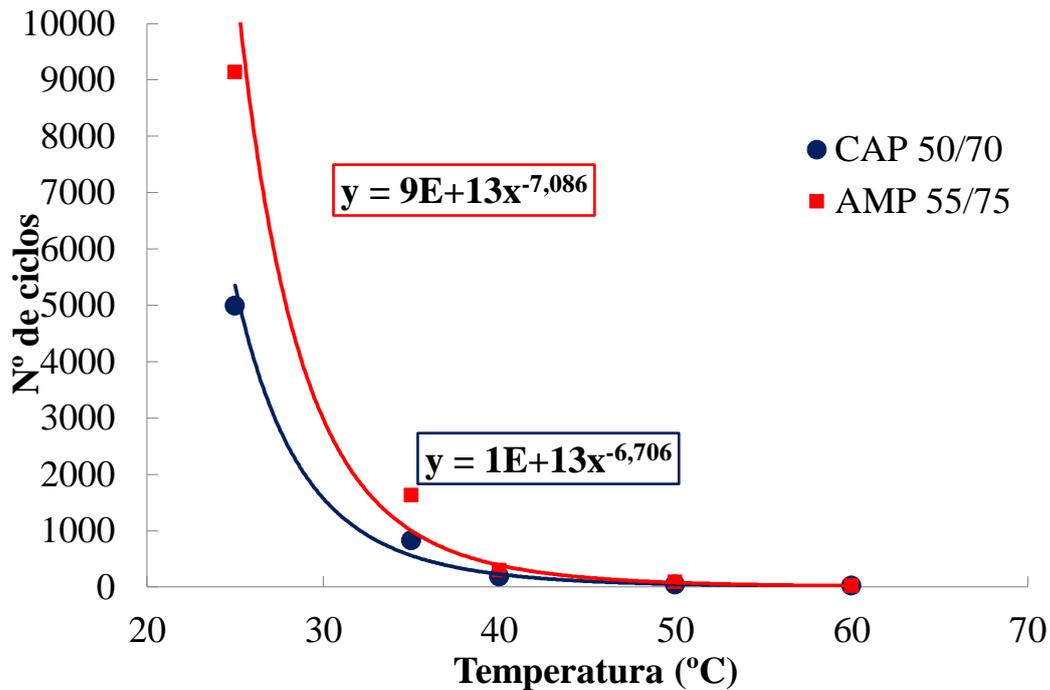
prensa hidráulica proporciona, em tempo real, a visualização do gráfico Deformação Permanente *versus* o Número de Ciclos. Ao final do ensaio, além da deformação acumulada, o software fornece o número de ciclos no qual ocorre a ruptura do corpo de prova, que é o ponto da curva conhecido como Flow Point. A Tabela 14 mostra os resultados de Flow Point obtidos de todos os ensaios deste estudo.

Tabela 14 – Resultados de Flow Point.

	Cisalhamento Dinâmico 25°C (Ciclos)		
	CP1	CP2	Média
CAP 50/70	4209,00	5771,00	4990,00
AMP 55/75	10000,00	8273,00	9136,50
	Cisalhamento Dinâmico 35°C (Ciclos)		
	CP1	CP2	Média
CAP 50/70	847,00	799,00	823,00
AMP 55/75	1667,00	1577,00	1622,00
	Cisalhamento Dinâmico 40°C (Ciclos)		
	CP1	CP2	Média
CAP 50/70	157,00	206,00	181,50
AMP 55/75	320,00	272,00	296,00
	Cisalhamento Dinâmico 50°C (Ciclos)		
	CP1	CP2	Média
CAP 50/70	57,00	20,00	38,50
AMP 55/75	81,00	80,00	80,50
	Cisalhamento Dinâmico 60°C (Ciclos)		
	CP1	CP2	Média
CAP 50/70	20,00	17,00	18,50
AMP 55/75	22,00	20,00	21,00

A Figura 52 mostra as relações gráficas entre os resultados de Flow Point e as temperaturas de ensaio.

Figura 52 – Curva de Flow point x Temperatura (CAP 50/70 e AMP 55/75).



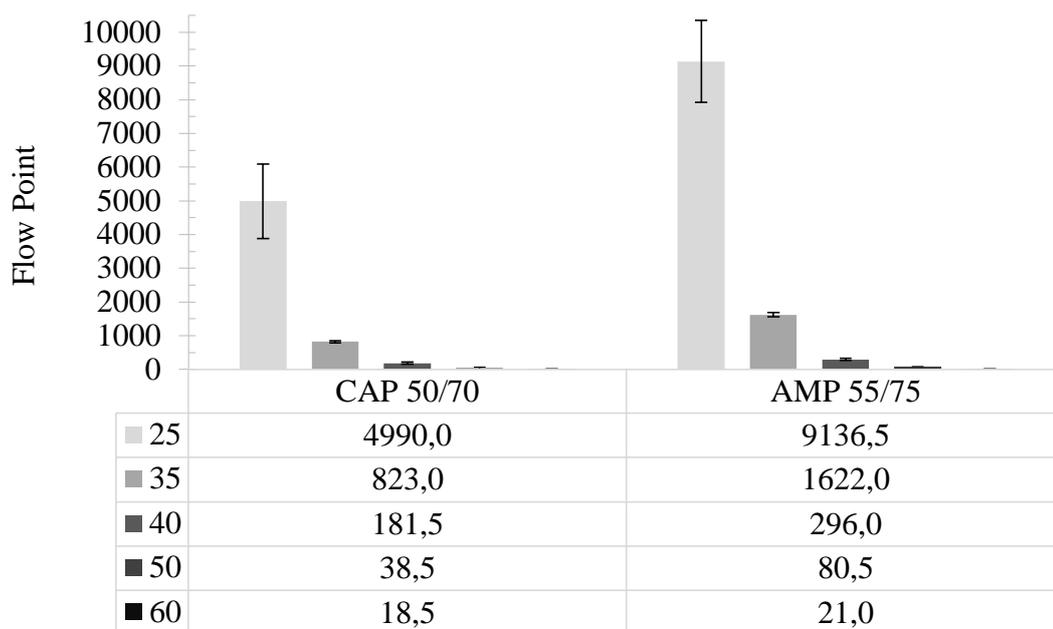
Em relação à comparação dos resultados de Flow Point com os resultados do ensaio FN, foi observado que a temperatura de 40° C foi a que apresentou os valores mais próximos nos dois ensaios. Assim, de acordo com os valores de Flow Point obtidos, a temperatura mais adequada para a execução do ensaio proposto seria a de 40° C, já que os valores nesta temperatura foram consideravelmente próximos aos de FN.

Analisando apenas as curvas do Flow Point, observa-se que a faixa de temperaturas mais indicada para a realização do ensaio está entre 30 e 35° C, por se tratar de uma faixa intermediária. Este comportamento foi confirmado com os resultados das curvas $FN_{\text{Shear}} \times$ Temperatura, que serão detalhados adiante. É importante ressaltar que a faixa de temperaturas entre 40 e 45° C levou a resultados mais compatíveis com os obtidos no Flow Number (90 e 215 ciclos), como se observa nos gráficos. Porém, essas temperaturas levam a um baixo número de ciclos final no ensaio, inviabilizando o experimento.

A Figura 53 mostra ainda os resultados médios de Flow Point para cada temperatura, com os desvios em relação à média de cada resultado obtido.

Na temperatura de 25° C os resultados apresentaram um maior desvio em relação à média, tornando menos confiáveis os valores para esta temperatura.

Figura 53 – Representação gráfica dos resultados do *Flow Point*.



Segundo Bonaquist (2012), o FN pode ser determinado através da derivada segunda da equação da curva que melhor se alinhe aos pontos obtidos para deformação permanente e número de ciclos do ensaio de *creep* dinâmico. Portanto, foi aplicado o mesmo princípio para se obter o FN_{Shear} .

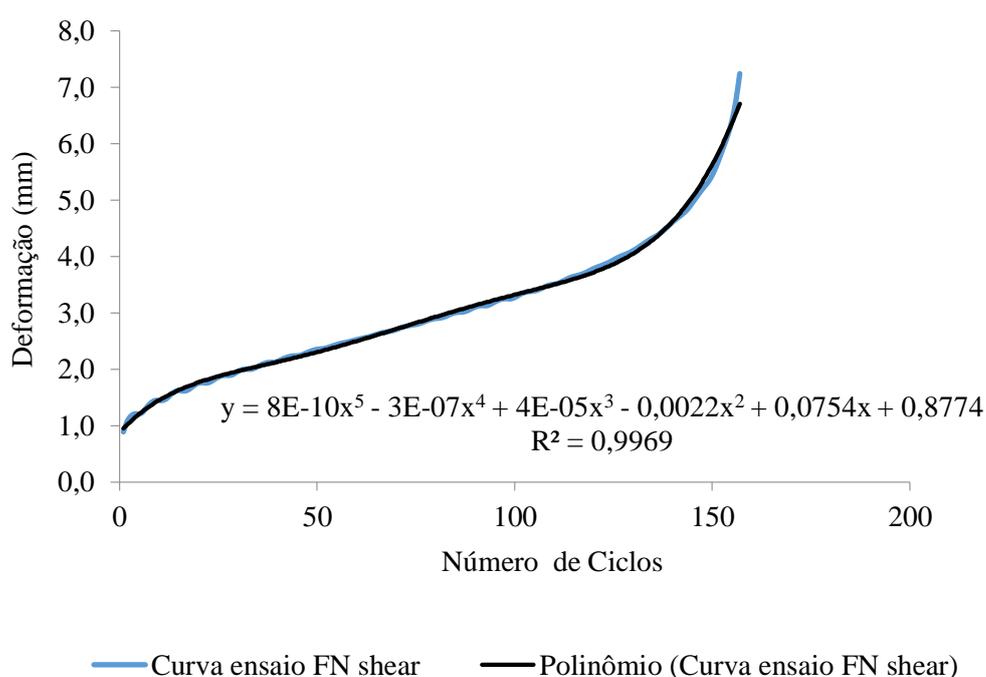
Calculadas a derivadas segundas das equações acima, foram obtidas equações cúbicas. De posse destas equações resultantes, através do aplicativos Wolfran Alfa e Cubic Equation Calculator, foram encontradas as raízes. A maior raiz real encontrada é o FN_{Shear} da curva do ensaio, que corresponde ao ponto de inflexão da curva, ou seja, é o ponto da região secundária onde ocorre a mudança de inclinação da reta. O FN_{Shear} é dado pelo número de ciclos em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o corpo de prova atinge a ruptura.

Com o fim de se obter a equação que melhor represente a curva do gráfico da Deformação versus Número de ciclos, escolheu-se o método de ajuste de curvas. O ajuste de curva consiste em encontrar, através de uma linha de tendência, a curva que melhor se encaixe em uma série de pontos conhecidos. Este procedimento foi executado através do programa Excel. Considerou-se como melhor ajuste aquele cujo coeficiente de determinação (R^2), percentual da variância da variável dependente que é explicada pelas variáveis independentes, fosse o mais próximo possível de 1.

Com os dados de deformação obtidos a cada número de ciclos correspondente do ensaio, foi possível, através de ferramentas matemáticas, construir uma curva e obter

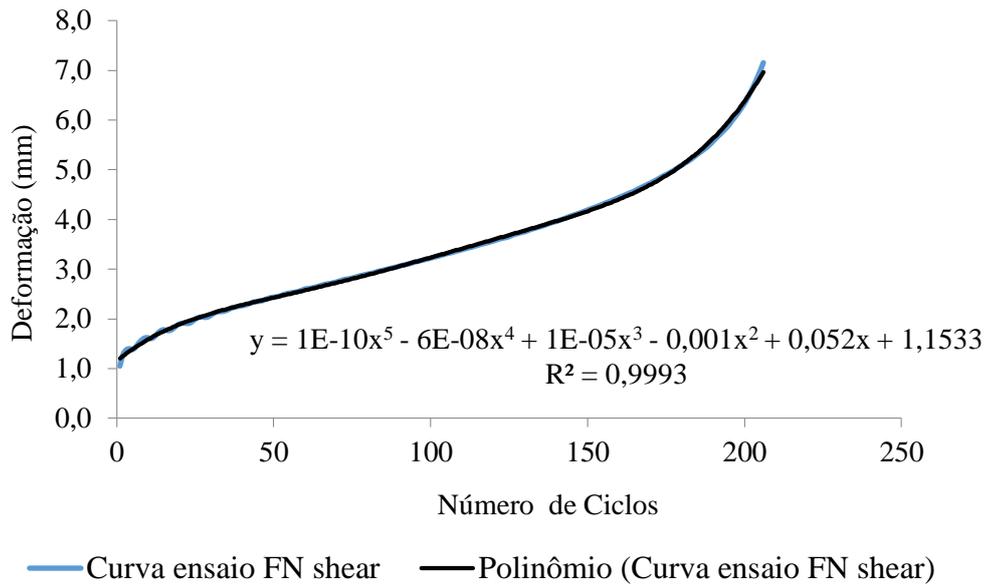
uma equação que descrevesse o comportamento dela. Todas as curvas obtidas deram origem a equações polinomiais do 5º grau. Da Figura 54 a Figura 61 tem-se uma amostra das curvas obtidas e as equações geradas para algumas das temperaturas adotadas, com os dois ligantes utilizados. As curvas das demais temperaturas estão no Anexo I. A Figura 54 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 1 a 40 °C - CAP 50/70. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 102,78, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 54 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 40 °C - CAP 50/70).



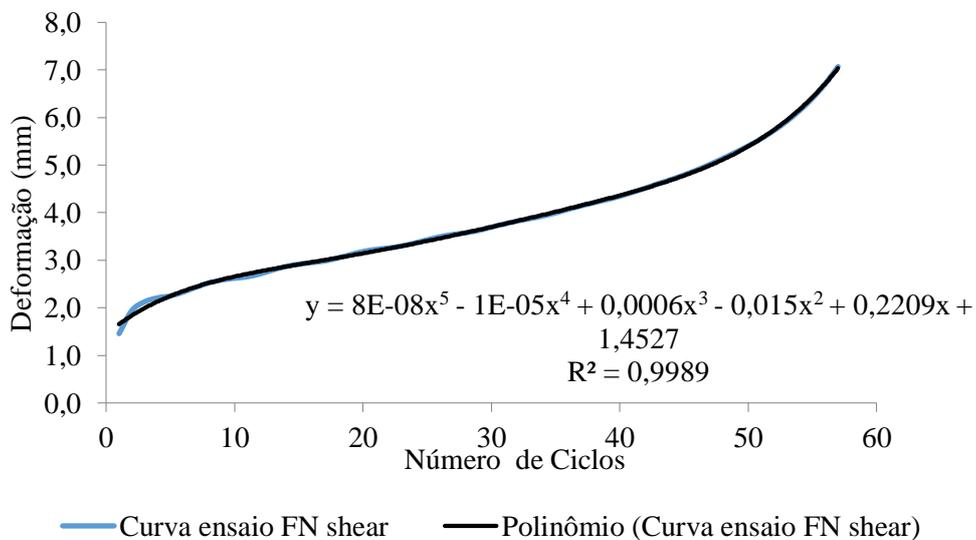
A Figura 55 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 2 a 40 °C - CAP 50/70. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 53,01, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 55 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 40 °C - CAP 50/70).



A Figura 56 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 1 a 50 °C - CAP 50/70. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 16,11, que é o FN_{Shear} da curva.

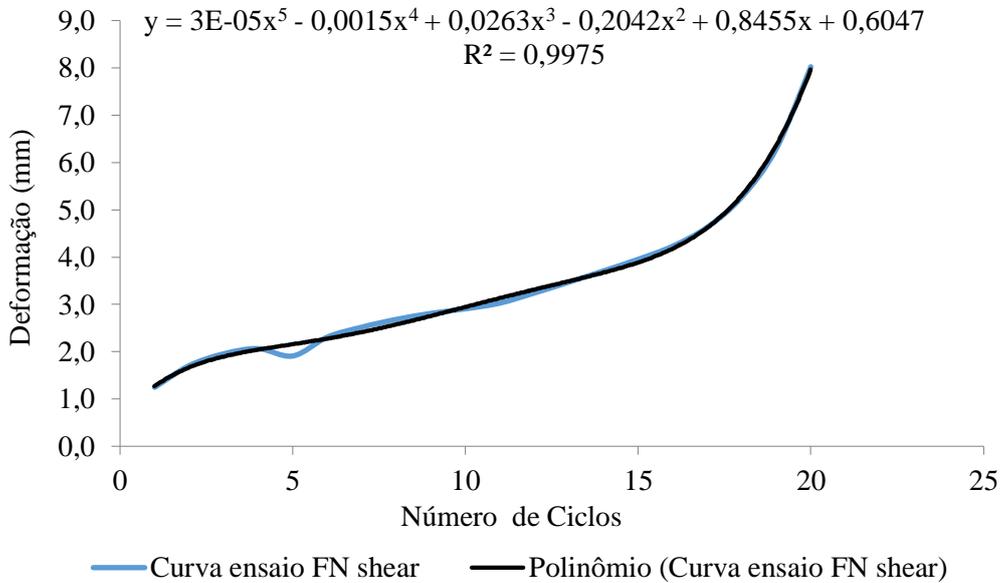
Figura 56 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 50 °C - CAP 50/70).



A Figura 57 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 2 a 50 °C - CAP 50/70. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada,

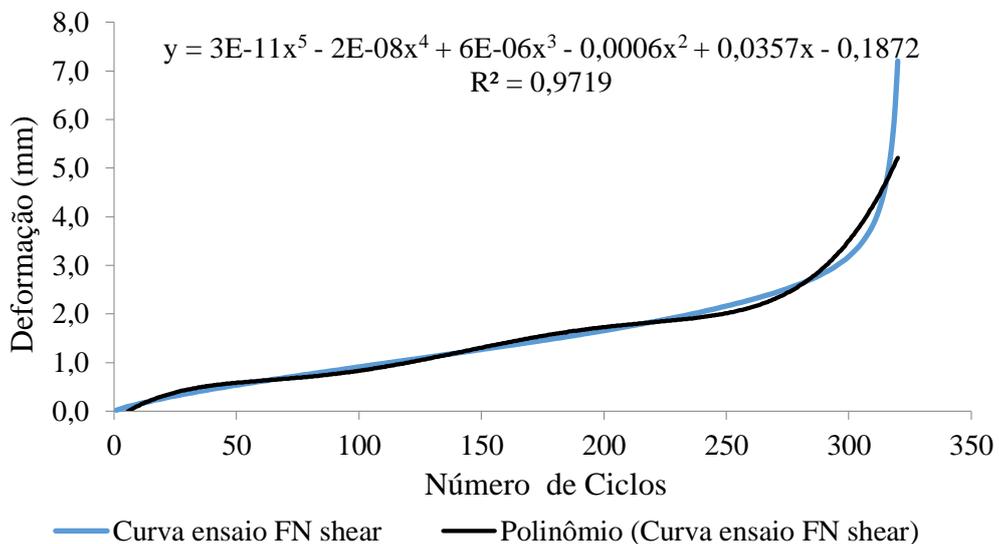
obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 12,75, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 57 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 50 °C - CAP 50/70).



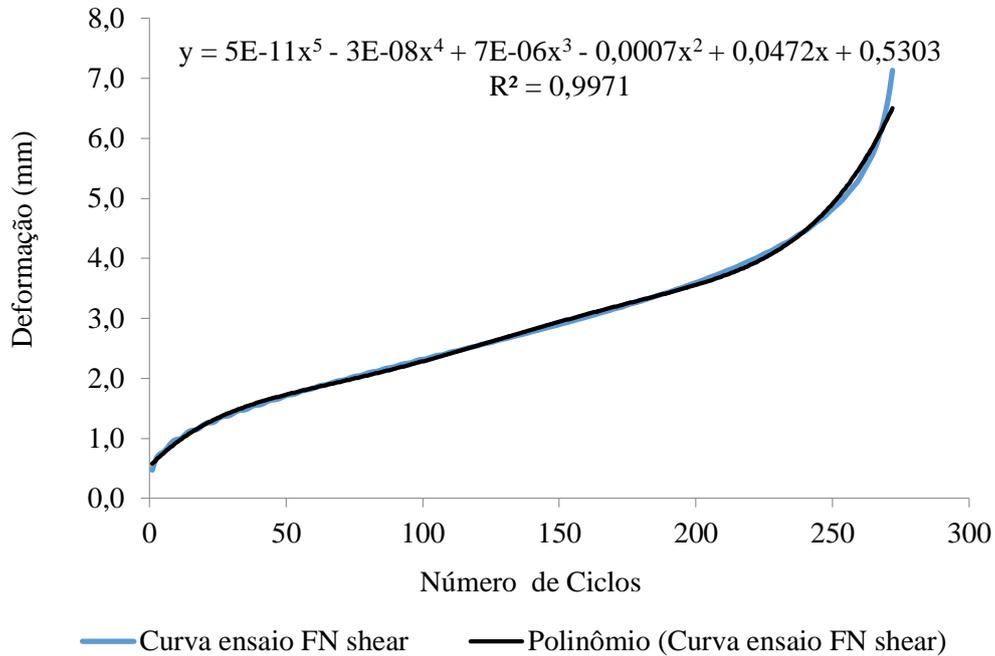
A Figura 58 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 1 a 40 °C - AMP 55/75. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 220,04, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 58 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 40 °C - AMP 55/75).



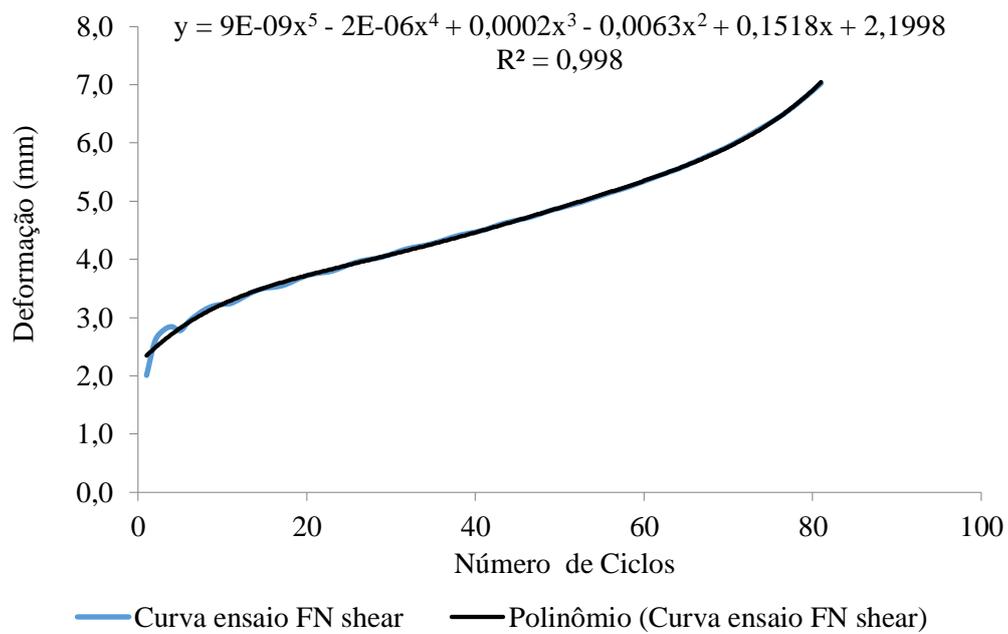
A Figura 59 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 1 a 40 °C - AMP 55/75. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 178,12, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 59 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 40 °C - AMP 55/75).



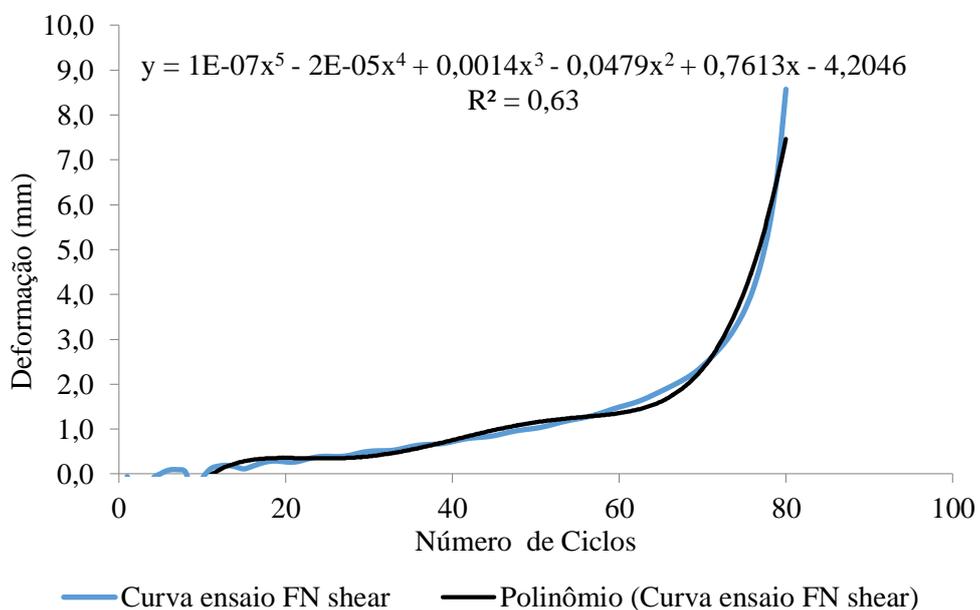
A Figura 60 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 1 a 50 °C - AMP 55/75. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 26,17, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 60 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 50 °C - AMP 55/75).



A Figura 61 mostra a curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico do CP 2 a 50 °C - AMP 55/75. Calculada a derivada segunda da equação polinomial apresentada, obtivemos uma equação cúbica cuja maior raiz real obtida foi 55,82, que é o FN_{Shear} da curva.

Figura 61 – Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 50 °C - AMP 55/75).



Os resultados de FN_{Shear} das curvas de todos os ensaios de Cisalhamento Dinâmico realizados estão na Tabela 15.

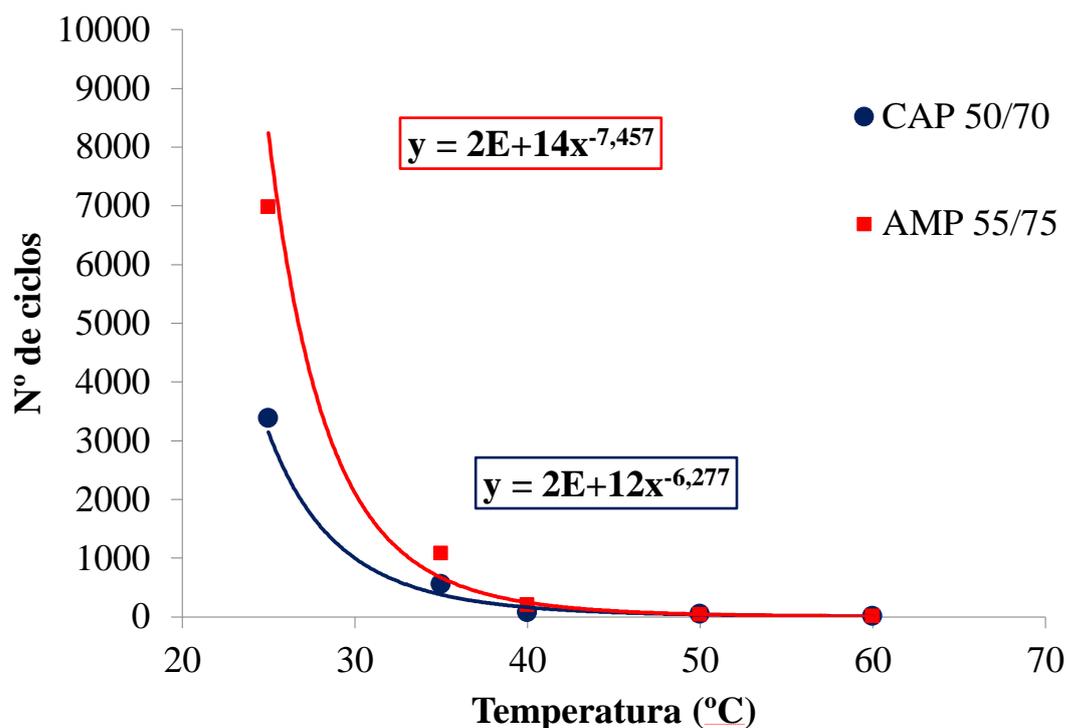
Tabela 15 – Resultados de Flow Number Shear.

Ligante	Temperatura (°C)	CP	Flow Number Shear (FNShear)	Flow Number Shear (FNShear) – Média (Ciclos)
CAP 50/70	25° C	CP 1	2832,80	3386,9
		CP 2	3941,06	
	35° C	CP 1	573,64	558,0
		CP 2	542,50	
	40° C	CP 1	102,78	77,9
		CP 2	53,01	
	50° C	CP 1	58,57	48,7
		CP 2	38,97	
	60° C	CP 1	16,11	14,4
		CP 2	12,75	
AMP 55/75	25° C	CP 1	8414,77	6979,0
		CP 2	5543,34	
	35° C	CP 1	1103,79	1084,0
		CP 2	1064,27	
	40° C	CP 1	220,04	199,0
		CP 2	178,12	
	50° C	CP 1	26,17	41,0
		CP 2	55,82	
	60° C	CP 1	14,21	12,5
		CP 2	10,84	

As misturas com o AMP 55/75 também apresentaram resultados dentro do esperado, com decréscimos gradativos no valor do FN_{Shear} a cada aumento de temperatura. Além disso, os resultados com o ligante modificado foram superiores aos resultados com o ligante convencional, o que representa um quadro também esperado.

Com a finalidade de obter a temperatura ideal para o ensaio proposto, foram construídas as curvas FN_{Shear} X Temperatura, apresentadas na Figura 62.

Figura 62– Curva Flow Number Shear X Temperatura CAP 50/70 e AMP 55/75.



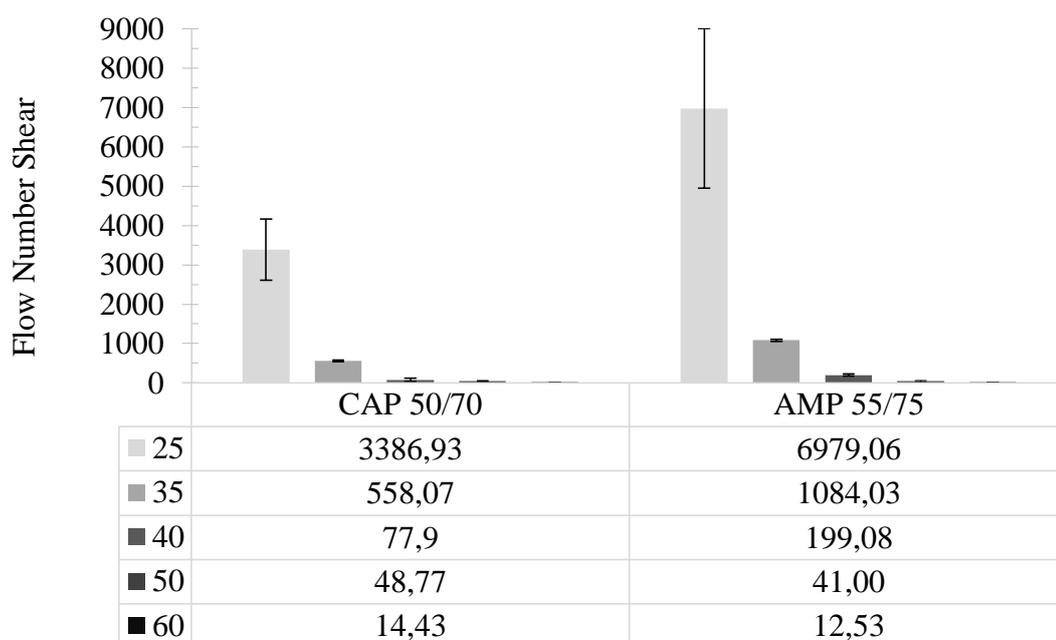
No que diz respeito à comparação dos resultados de FN_{Shear} com os resultados do ensaio FN, foi observado que a temperatura de 40°C apresentou os valores mais próximos nos dois ensaios. As médias dos resultados de FN para os ligantes convencional e modificado, respectivamente, foram 90 e 215 ciclos. Já os valores médios de FN_{Shear} dos dois ligantes na temperatura de 40° C foram 77,9 e 199,0. Assim, com base nos resultados obtidos de FN_{Shear} obtidos, a temperatura mais adequada para a execução do ensaio proposto seria a de 40° C, já que os valores nesta temperatura foram consideravelmente próximos aos de FN. Apesar das diferentes formas de aplicação de cargas nos dois ensaios, a proximidade entre os valores citados aponta para um bom parâmetro de comparação. Vale ressaltar que os resultados de Flow Number apresentaram alto desvio em relação à média dos valores obtidos.

Do ponto de vista da análise das linhas de tendência, observa-se que a faixa de temperaturas mais indicada para a realização do ensaio está entre 30 e 35° C, por se tratar de valores intermediários. Esta faixa indicada não é tão baixa como a temperatura de 25° C, que tornaria o ensaio demasiadamente moroso, o que não é interessante para o estudo, do ponto de vista prático e funcional, e também não é alta como a temperatura de 60° C, que leva a mistura asfáltica a uma resistência ao cisalhamento baixíssima, inviabilizando o ensaio. É importante ressaltar que a faixa de temperaturas entre 40 e

45° C levou a resultados mais compatíveis com os obtidos no Flow Number (90 e 215 ciclos), como se observa nos gráficos. Porém, essas temperaturas levam a um baixo número de ciclos final no ensaio, inviabilizando o experimento.

A Figura 63 mostra ainda graficamente os resultados de FN_{Shear} médios encontrados com os desvios em relação à média de cada valor obtido. Na temperatura de 25° C os resultados apresentaram um maior desvio em relação à média, o que suscita dúvidas em relação aos resultados e reforça a ideia de não adotar esta temperatura como a mais indicada para a execução do ensaio proposto.

Figura 63 – Representação gráfica dos resultados do *Flow Number Shear*.



6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As misturas com ligante modificado, como esperado, apresentaram, em geral, um comportamento mecânico superior, se comparadas com as que foram obtidas com o ligante convencional, principalmente nos resultados do ensaio de Flow Number e Cisalhamento Dinâmico. No caso do primeiro, o resultado do FN para o ligante modificado foi superior ao dobro do ligante convencional. Já em relação ao ensaio de Cisalhamento Dinâmico, foi observada uma diferença considerável entre as misturas com os dois ligantes nas três primeiras temperaturas adotadas, 25, 35 e 40° C. Nas demais temperaturas, as diferenças foram bem inferiores, indicando que o aumento da temperatura afeta substancialmente a resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas, mesmo com a utilização de ligantes modificados.

A carga adotada para o ensaio de Cisalhamento Dinâmico, 3,1 kN, que corresponde ao dobro da carga do FN, mostrou-se adequada para que fossem atingidos os objetivos do ensaio proposto. Em relação às temperaturas, foi definida inicialmente a temperatura ambiente de 25 °C. Porém, esta foi considerada baixa para a praticidade do ensaio, que se tornava bastante moroso, fato que não contribuiu para a pesquisa. Com isso, foi adotada a temperatura de 35° C, que se mostrou bem mais adequada à carga e à sequência das três outras temperaturas adotadas. Porém, para efeito didático, a temperatura de 25° C foi mantida na análise dos resultados do FN_{Shear} . A temperatura final foi a mesma do ensaio de Flow Number, 60° C, que no caso do ensaio proposto, levou a resultados de FN_{Shear} bem inferiores aos resultados de FN, pois no ensaio de Cisalhamento Dinâmico a aplicação da carga é diametral, ou seja, ocorre um esforço de corte por cisalhamento direto. Já no ensaio de Flow Number a carga é axial.

A frequência de aplicação de carga estabelecida para o ensaio proposto foi a mesma do Flow Number, porém o critério de parada do ensaio para o ensaio proposto foi de 10.000 ciclos de carga ou 7 mm de deformação do corpo de prova, limites considerados razoáveis para os parâmetros de carga e temperatura estabelecidos.

A temperatura que se mostrou mais favorável para o ensaio ficou situada na faixa entre 30 e 35° C, tendo em vista a análise das linhas de tendência obtidas com os resultados dos ensaios de Cisalhamento Dinâmico para as cinco temperaturas adotadas, com as misturas preparadas com os dois ligantes utilizados. Vale ressaltar que os resultados de FN apresentaram um alto desvio padrão, com pontos consideravelmente

distantes da média, o que suscita dúvidas sobre a real diferença entre os resultados deste ensaio para as misturas com os dois ligantes.

Por fim, é possível concluir que o equipamento proposto pode ser um importante aliado no estudo do comportamento mecânico de pavimentos asfálticos, especialmente no combate à deformação permanente do revestimento asfáltico. O equipamento do ensaio de Cisalhamento Dinâmico, patenteado durante esta pesquisa, correspondeu satisfatoriamente às expectativas, tendo em vista a boa funcionalidade apresentada, com facilidade de manuseio, montagem e manutenção, além da própria resistência, características que contribuíram para a obtenção dos resultados apresentados.

7. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando aprimorar os estudos dos meios de combate à deformação permanente com a utilização do dispositivo para o Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (Dynamic Shear Test), sugere-se:

- Realização de estudos com corpos de prova de 15 cm de diâmetro por 15 cm de altura, com o fim de se verificar a influência das dimensões do CP no comportamento mecânico da mistura, fazendo um comparativo com os resultados dos corpos de prova convencionais;
- Ampliar amostra de cargas, trabalhando com cargas menores, mantendo fixa a temperatura do ensaio proposto;
- Realizar experimentos em outras faixas de temperaturas, mantendo uma carga fixa;
- Utilizar o critério de Mohr-Coulomb para comparar as tensões de cisalhamento obtidas com o uso do dispositivo;
- Realizar ensaios com corpos de prova extraídos em campo;
- Realizar ensaios com outros tipos de ligantes (CAP 15/25, CAP 30/45 e CAP 60/85);
- Realizar ensaios com misturas com percentuais retidos na peneira 9,5 mm entre 30 e 35%.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AHMAD J., et al. **Rutting Evaluation of Dense Graded Hot Mix Asphalt Mixture.** Institute of Infrastructure Engineering and Sustainable Management (IIESM), Faculty of Civil Engineering, University Teknologi MARA, 40450, Shah Alam, Malásia. 2011.

AASHTO M 323-13 (2013) **Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design.** American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **AASHTO TP 70. Standard Method Of Test For Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test Of Asphalt Binder Using A Dynamic Shear Rheometer (DSR).** Washington, D.C., EUA, 2013.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO. **AASHTO TP 79/16, Standard Method Of Test For Determining The Dynamic Modulus And Flow Number For Asphalt Mixtures Using The Asphalt Mixture Performance Tester (AMPT).** Washington, D.C., EUA, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 6560. Materiais Betuminosos: Determinação Do Ponto De Amolecimento: Método Do Anel E Bola.** Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 6576. Materiais Betuminosos: Determinação da Penetração.** Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 11341. Derivados de petróleo: determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto cleveland.** Rio de Janeiro, 1998.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 15086: Materiais Betuminosos - Determinação Da Recuperação Elástica Pelo Ductilômetro.** Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 15087: Misturas Asfálticas — Determinação Da Resistência À Tração Por Compressão Diametral.** Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 15184: Materiais Betuminosos: Determinação Da Viscosidade Em Temperatura Elevada Usando Um Viscosímetro Rotacional.** Rio de Janeiro, 2007.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **ABNT NBR 16018: Misturas Asfálticas - Resistência À Deformação Permanente Utilizando O Ensaio Uniaxial De Carga Repetida.** Rio de Janeiro, 2016.

ASPHALT INSTITUTE. SUPERPAVE MIX DESIGN: Superpave series SP-2. 3. Ed. 2001.

ASPAHLT INSTITUTE. **Asphalt Handbook.** Manual series no. 4 (MS-4). 7th Edition. USA, 2007.

ASPHALT INSTITUTE. ASPHALT MIX DESIGN METHODS: Superpave series SP-2 (MS-2). 7. Ed. 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D 2041, **Standard Test Method For Theoretical Maximum Specific Gravity And Density Of Bituminous Paving Mixtures.** USA, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. ASTM D 2872, **Effect Of Heat And Air On A Moving Film Of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).** USA, 2012.

ALKASAWNEH, Wael; PAN, Ernian; HAN, Feng; ZHU, Ronghua and GREEN, Roger (2007) 'Effect of temperature variation on pavement responses using 3D multilayered elastic analysis', **International Journal of Pavement Engineering**, 8:3, 203 — 212.

ATLAS DO TRANSPORTE – 1.ED. – Confederação Nacional De Transporte (CNT) – Brasília: CNT: SEST: SENAT, 2017.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação Asfáltica: Materiais, Projetos E Restauração,** São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BARROS, L. M.; BRITO. L. A. T. e CERATTI, J. A. P. **Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes.** Anais do XVIII Congresso Ibero Latino-americano del Asfalto (CILA). Bariloche, Argentina, 2015, p. 325-333.

BASTOS, J. B. S.; BORGES, R. L., SOARES, J. B., KLINSKY, L. M. G. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. **Revista Transportes**, v 23, n. 2, 2015, p 44 – 55, 2015.

BERNUCCI, L.B.; MOURA, E. de; LEITE, L.M.; MOTTA, R. Avaliação comparativa da deformação permanente em misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos convencionais por borracha. **Em anais do: XXII ANPET, Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes**, Fortaleza, 2008.

BONAQUIST, R. NCHRP REPORT 629 **Ruggedness Testing Of Dynamic Modulus And Flow Number Tests With Simple Performance Tester** – National Cooperative Highway Research Program, 2008.

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

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do Shifl Model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, 2014.

BROSSEAUD, Y; DELORME, J.L. E HIENAU, R.. Study of permanente deformations in asphalt with help of the LCPC wheel tracking rutting tester: evaluation and future prospects. In: **ANNUAL MEETING TRANSPORTATION RESEARCH BOARD**, 72., Washington, D.C.: 1993. Washington D. C.: Transportation Research Board. 1. CD ROM.

BROWN, E. R., KANDHAL, P. S. e ZHANG, J. **Performance Testing for Hot Mix Asphalt. Alabama: NCAT Report 01-05A**, 79p, 2001.

CARVALHO, M. A. R. **Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas com CAP 50/70 modificado por polímero reativo/não-reativo e ácido polifosfórico.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, Campina Grande, 2018.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT. **Boletim estatístico de Agosto 2018.** Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Boletim/boletim-estatistico-cnt>. Acesso em: 09/02/2018.

COLLOP, A. C. THOM, N.H.; SANGIORGI. Assessment of Bond Condition using the Leutner shear Test. In: **Proceedings of the Institution of Civil Engineers**. Volume 156 No. 4, pp 211-217, Londres, 2003.

COLLOP, A. C.; SUTANTOA, M. H.; AIREYA, G. D.; ELLIOTTB, R. C. Shear Bond Strength between Asphalt Layers for Laboratory prepared Samples and Field Cores. **Construction and Building Materials**. V. 23 issue 6. Pp.2251-2258, 2009.

COSTA, D. B. **Análise da deformação permanente em misturas asfálticas a partir de critérios de Mohr Coulomb.** Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, Campina Grande, 2018.

DANTAS, M. M. V. **Estudo da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas a partir de ensaios com aplicação de cargas repetidas com o pórtico modular (Dynamic Shear Procedure/Lep).** Monografia, Universidade Federal da Paraíba – UFPB, João Pessoa, 2017.

DE BARROS, L. M. **Deformação Permanente de Misturas Asfálticas: Avaliação do desempenho pelo critério de Flow Number de Misturas Quentes e Mornas.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS, Porto Alegre, 2017.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2015. Sistema Nacional de Viação – SNV. Disponível em:

<https://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao/sistema-nacional-de-viacao>. Acesso em: 15/02/2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE TRÂNSITO – DENATRAN, 2015. Frota de Veículos, por ano de fabricação, segundo as regiões e Unidades da Federação: Dados de junho de 2005 e junho de 2015. Disponível em: <http://www.denatran.gov.br/frota2015.htm>, Acesso em: 15/02/2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **DNIT – ME 043/95, Mistura Betuminosas A Quente – Ensaio Marshall**. Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **DNIT – ME 078/94. Agregado Graúdo: Adesividade Ao Ligante Asfáltico**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – DNIT. **DNIT 005/2003 – TER, Defeitos Nos Pavimentos Flexíveis E Semirrígidos Terminologia**, Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-ME 086/94: Agregado – determinação do índice de forma**. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-ME 084/95: Agregado miúdo – determinação da densidade real**. Brasília, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT -ME 193/96: Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica**. Brasília, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT -ME 054/97: Equivalente de areia**. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT -ME 083/98: Agregados – análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT -ME 035/98: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”**. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-ME 081/98: Agregados– determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo**. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-IPR 720: Manual de Pavimentação**. 274 pp. (Pub., IPR.719). 3ª ed. Rio de Janeiro, RJ, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT- Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos**. 314 pp. (Pub., IPR.720). 2^a ed. Rio de Janeiro, RJ, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-ES 031/2006: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico**. Rio de Janeiro, 2006.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT-ES 136/2010: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES – DNIT. **DNIT 005/2003 – TER, Defeitos Nos Pavimentos Flexíveis E Semirrígidos Terminologia**, Rio de Janeiro, 2003.

DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A. L.; SC, D. Susceptibility of Asphalt Binders to Rutting: Literature Review. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 2, p. 1-8, 2015.

DONGRÉ, R.; D’ANGELO, J.; COPELAND, A. **Refinement of Flow Number as Determined by Asphalt Mixture Performance Tester. Use in Routine Quality Control Quality Assurance Practice**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2127, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D. C., 2009, pp. 127-136.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. E* - Dynamic Modulus Test Protocol – Problems And Solutions. 2003.

GAMA, D. A.; ROSA, J. M.; DE MELO, T. J. A.; RODRIGUES, J. K. G. Rheological studies of asphalt modified with elastomeric polymer. **Construction and Building Materials**, v. 106, p. 290-295, 2016.

GAMA, D. A. **Efeito da Adição de Polímeros Reativos, Não-Reativos e Ácido Polifosfórico e suas Combinações nas Propriedades de Ligantes Asfálticos**. Tese (Doutorado em Ciências e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2016.

GAO, Y.; HUANG, X.; QI, Z.; ZHANG, J. **Characteristics and Prediction of Permanent in HMA**. Performance Modeling and Evaluation of Pavement Systems and Materials. Geotechnical Special Publication no. 195. ASCE, 2009.

GIL, C. A. A. **Estudo da ligação entre camadas betuminosas de pavimentos flexíveis.** Dissertação de mestrado, Universidade Nova de Lisboa – FCT, Lisboa, 2015.

GOUVEIA, L.T.; FERNANDES JR., J.L. (2002) Limitações do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA) para Previsão do Comportamento de Misturas Asfálticas. XVI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Natal, v.1, p. 157-168.

GUIMARÃES, P. A. **Estudo da aderência entre camadas asfálticas de pavimentos.** Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo – Poli-USP, São Paulo, 2013.

HARMAN, T., BUKOWSKI, J. R. MOUTIER, F., HUBER, G. e MCGENNIS, R. **History and Future Challenges of Gyrotory Compaction - 1939 to 2001.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n°1789. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C, 2002.

HILL, J. F. The Creep of Asphalt Mixes. **Journal of Institute of Petroleum.** Vol. 59, n°. 570, p. 247-62. London, 1973.

JASSO, M.; HAMPL, R.; VACIN, O.; BAKOS, D.; STASTNA, J.; ZANZOTTO, L. Rheology of conventional asphalt modified with SBS, **Elvaloy and polyphosphoric acid.** **Fuel Processing Technology**, 2015.

KANDHAL, P. S. e L. A. COOLEY, Jr. **Accelerated Laboratory Rutting Tests: Evaluation of the Asphalt Pavement Analyzer.** NCHRP Report 508. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C, 2003.

KHANZAD, S. **Permanent Deformation in bituminous Mixtures.** Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido. 2000, 274 f.

LITTLE, D. N., BUTTON, J. W. e YOUSSEF, H. **Development of Criteria to Evaluate Uniaxial Creep Data and Asphalt Concrete Permanent Deformation Potential.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n°1417, p49-57. Transportation Research Board, Washington, D.C, 1993.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures,** Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02, Madison, Wisconsin, EUA, Outubro, 2004.

MANUAL OF CONTRACT DOCUMENTS FOR HIGHWAY WORKS, MCHW. **Method for laboratory determination of interface properties using the modified Leutner shear test.** Volume 1, series 900 – Road Pavements-Bituminous bond materials, 2008.

MARCELINO, P., FREIRE, A. C., COSTA, P. (2013). **Avaliação da interface entre camadas ligadas com aplicação de grelhas de reforço de pavimentos pelo método de Leutner modificado.** Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa.

MERIGHI, J. V. e FORTES, R. M. O Ensaio de Creep Estático - Uma Ferramenta Para Avaliação do Desempenho de Misturas Asfálticas Quanto à Deformação Permanente. **12ª Reunião de Pavimentação Urbana**. Aracaju, 2003.

MILLER, J. S.; BELLINGER, W. Y. **Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program (Fifth Revised Edition)**. FHWA-HRT-13-092. U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, 2014.

MOURA, E. **Estudo De Deformação Permanente Em Trilha De Roda De Misturas Asfálticas Em Pista E Em Laboratório**. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2010.

MOTTA, L.M.G. (1991) **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Parâmetro de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

MOTTA, R. D. S. **Estudo de Misturas Asfálticas Mornas em Revestimento de Pavimentos para redução de Emissão de Poluentes e de Consumo Energético**. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade de São Paulo, SP. 2011, 229 P.

NASCIMENTO, L. A. H.; M. CHACUR e L. F. M. LEITE. Uso do compactador giratório na previsão do desempenho de misturas asfálticas. **Anais do 19º Encontro de Asfalto IBP**, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

NG, A. K. Y. **Contribuição ao estudo da deformação permanente de misturas asfálticas densas à luz de ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica**. Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo – EESC, São Carlos, SP, 2013.

NOVAK, M., BIRGISSON, B., ROQUE, R., **THREE-DIMENSIONAL FINITE ELEMENT ANALYSIS OF MEASURED TIRE CONTACT STRESS AND THEIR EFFECTS ON INSTABILITY RUTTING OF ASPHALT MIXTURE PAVEMENTE**. In: Proceedings of Transportation Research Board Annual Meeting. Trabalhos técnicos, 26 p., 2003.

NUÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A. P.; PINTO, P. R. R. Afinal porque pavimentos novos estão rompendo precocemente? um estudo sobre causas de degradações prematuras na superfície de pavimentos asfálticos. In: **Anais de congresso do 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões e a Exposição Internacional de Produtos para Rodovias – BRASVIAS**. Foz do Iguaçu, PR, 2011.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal do Ceará – UFC, Fortaleza, CE, 2012.

ONOFRE, F. C.; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B., FAXINA, A. L., 2013. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas. **Revista Transportes**. Volume 21, Nº 3. ISSN:2237-1346. DOI: 10.4237/transportes.v21i3.685, 2013.

ONOFRE, F. C.; BESSA, I. S.; BRANCO, V. T. F. C.; SOARES, J. B., 2011. Correlação entre variáveis de densificação do compactador giratório e resistência à de formação permanente de misturas asfálticas convencionais e com resíduos. **Revista Transportes**. Volume 19 Nº1 p. 13-22. DOI: 10.4237/transportes.v19i1.350, 2011.

PACHECO, L. M., Análise Paramétrica da Resistência ao Cisalhamento de Misturas Asfálticas. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

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.

PONTE, R. S.; BRANCO, V. T. F. C.; HOLANDA, A. S.; SOARES, J. B. **Avaliação de diferentes metodologias para obtenção do Módulo de Resiliência de Misturas Asfálticas**. Revista Transportes. Vol. 22 – No. 2, 2014.

PROWEEL, B. D.; BROWN, E. R. **Superpave mix desing: desing verifying gyration levels in the Ndesign table**, National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 573, Washington, D. C., EUA, 2007.

ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., LEE, D. Y. e KENNEDY, T. W. Hot Mix Asphalt Materials, Mixture, Design and Construction. 2ª ed. Lanham, Maryland, Napa Education Foundation, 1996.

RILEM. **Advances in interlaboratory testing and evaluation of bituminous materials**. State-of-the-Art Report of the RILEM Technical committee 206-ATB, Partl, M. et al Editors, Springer, 2012.

SARGAND, S.; KIM, S. **Comparação de ensaios laboratoriais para a caracterização de misturas betuminosas à deformação permanente**. Prepared in cooperation with the Ohio Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration. Ohio University Department of Civil engineering College of Engineering & Technology. FHWA/ O-H – 2001/14.

SILVA, G.J.C., MENEZES, L.B., NEDER, H.D., Qualidade da Malha Rodoviária, Custos Econômicos Associados e Determinantes Dos Acidentes De Trânsito No Brasil: Avaliação e Proposição de Política. **Rev. Políticas Públicas**. São Luiz, v.19, n. 1, p. 327-347, jan./jun. 2015.

SILVA, J. A. A. **Estudo das propriedades físicas, de estado e mecânicas de misturas asfálticas para os revestimentos de pistas de aeródromos**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2011.

SOARES, J. S. **Investigação da relação entre parâmetros da compactação giratória e de deformação permanente em misturas asfálticas densas.** Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo – EESC, São Carlos, SP, 2014.

SOARES, J. B., MORENO, A. M. e MOTTA, L. M. G. Aspectos Gerais de Métodos de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos de Vários Países e a Relação com um Novo Método Brasileiro. **Revista Pavimentação, ABPV, Ano IV.** Rio de Janeiro, RJ, 2009.

SOUSA, L.J.S., **Estudo das Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Cimento Asfáltico de Petróleo Modificado com Óleo de Mamona.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 2012.

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. Analysis Of Shear Stress In Asphalt Pavements Under Actual Measured Tire-Pavement Contact Pressure. **In: Proceedings of the 6th ICPT.** p.11-18, Japão, 2008.

SUTANTO, M. H. **Assessment of bond between asphalt layers.** Tese (doutorado), The University of Nottingham, UK, 2009.

VAITKUS, A., ČYĞAS, D., LAURINAVIČIUS, A., VOROBOJOVAS, V., KLEIZIENĖ, R. Research of asphalt layer bonding in Lithuanian pavement structures. **Gradevinar,** 64 (11), pp. 915-921, 2012.

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias.** Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2004, 149 f.

ZELELEW, H. M. **Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (DEM).** Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Washington State University. Department of Civil and Environmental Engineering. 2008, 289 p.

WANG, H., AL-QADI, I. L., Near-Surface Pavement Failure Under Multiaxial Stress State In Thinck Asphalt Pavement. **Transportation Research Record.** Washington, DC, n. 2514. p. 91-99. 2010

WANG, H., LIU, X., HAO, P., Evaluating The Shear Resistance Of Hot Mix Asphalt By The Direct Shear Test. **Journal of Testing and Evaluation,** Vol. 36, No. 6. Nov. 2011.

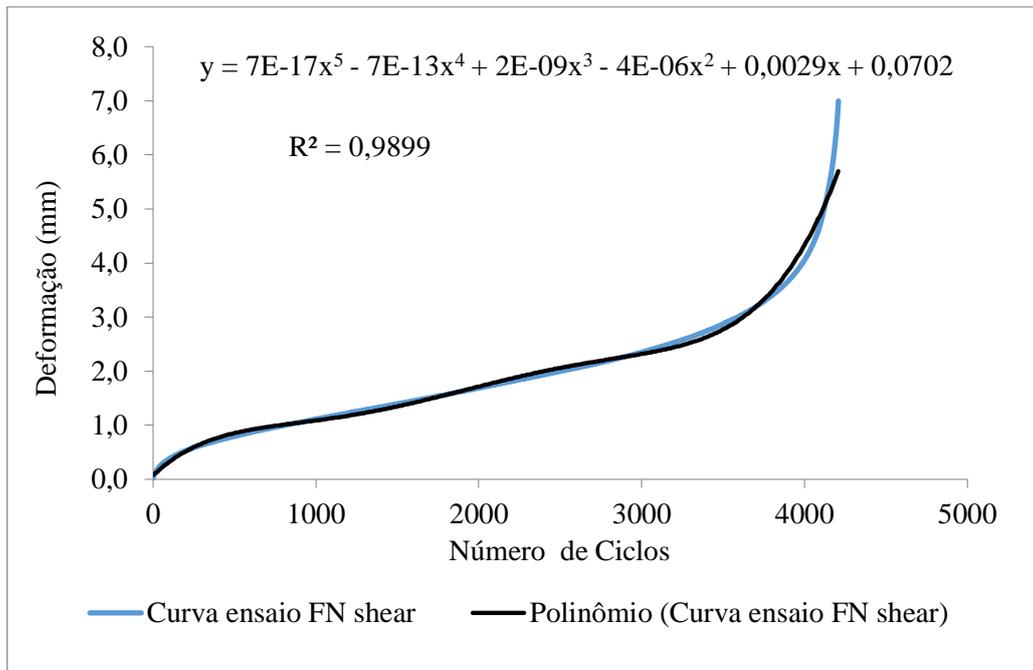
WHITEOAK, D.; READ J. **Shell Bitumen Handbook.** Fifth Edition. Shell Bitumen, London, UK, 2003.

WITZACK, M. W., KANDHAL, K., PELLINEM, T., EI – BASYOUNY, M., VON QUINTUS, H. **Simple Performance Test For Superpave Mix Design – NCHRP Report 465,** Washington, D.C., EUA, 2002.

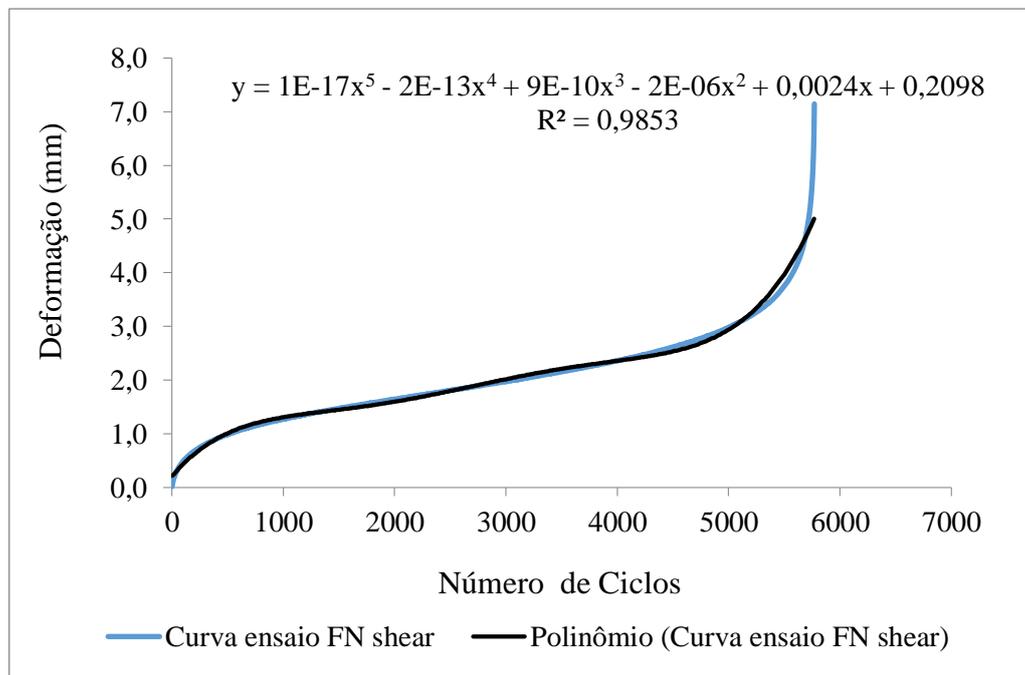
YODER, E. J. e WITCZAC, M. W. **Principles of Pavement Design**. 2nd Edition (Hardcover), 1975.

**ANEXO I - Gráficos FNShear X temperatura nas temperaturas de
25, 35 e 60° C**

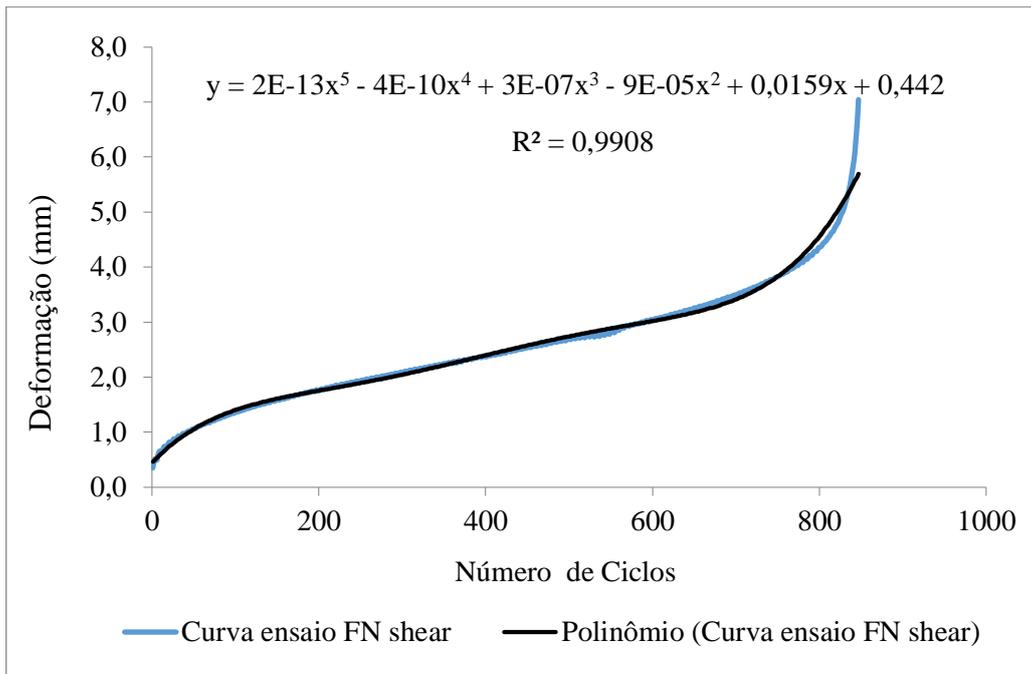
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 25 °C - CAP 50/70).



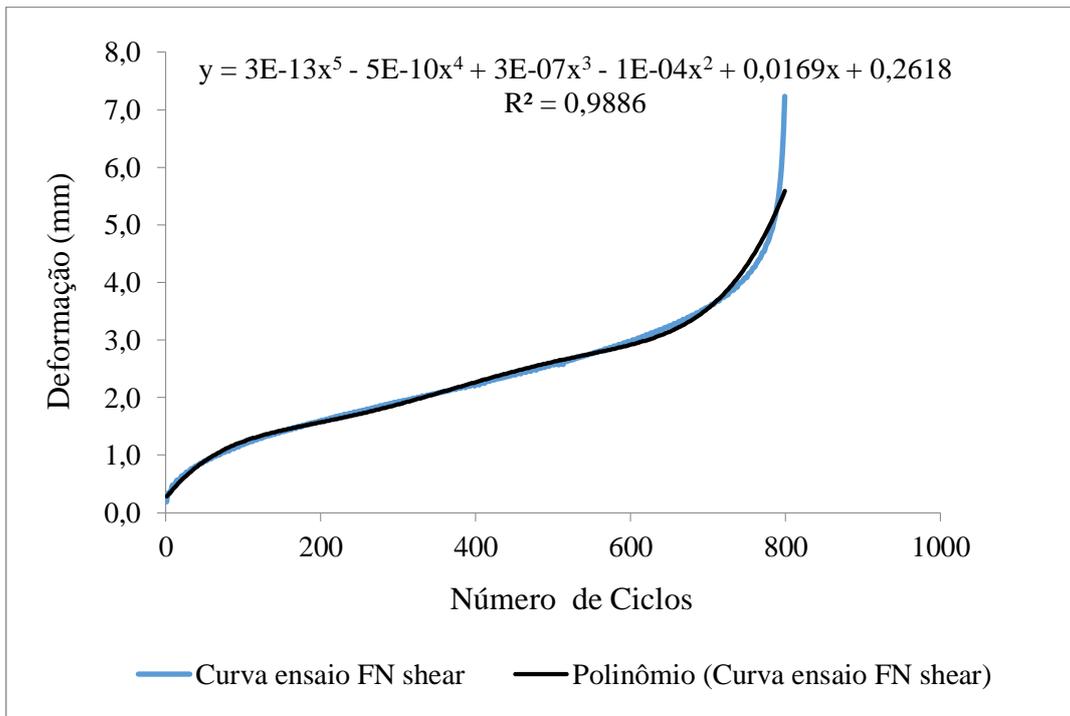
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 25 °C - CAP 50/70).



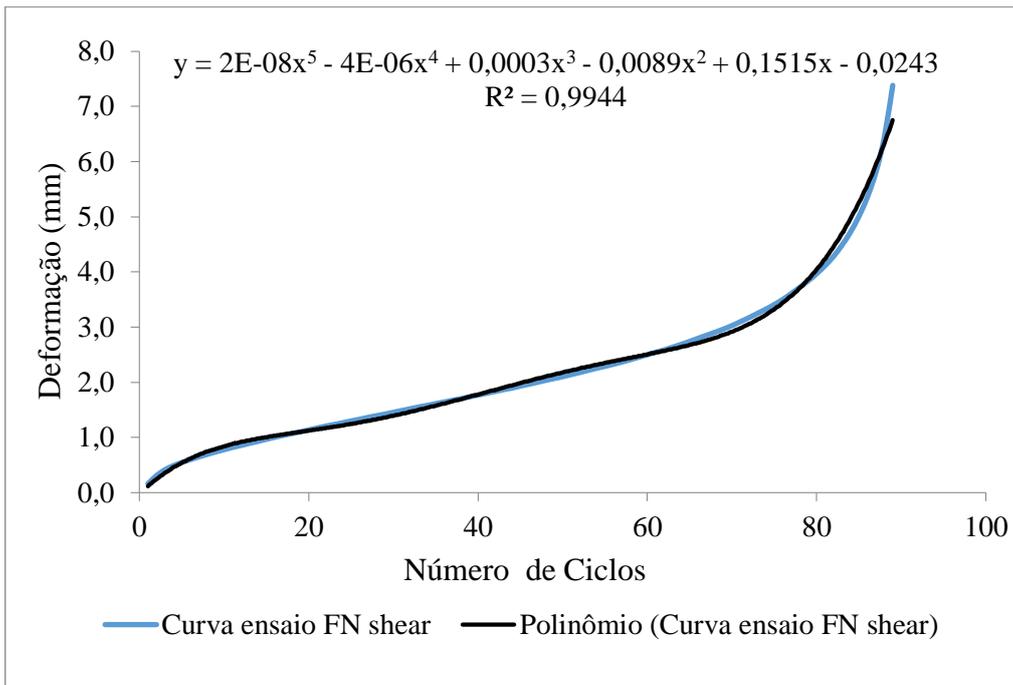
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 35 °C - CAP 50/70).



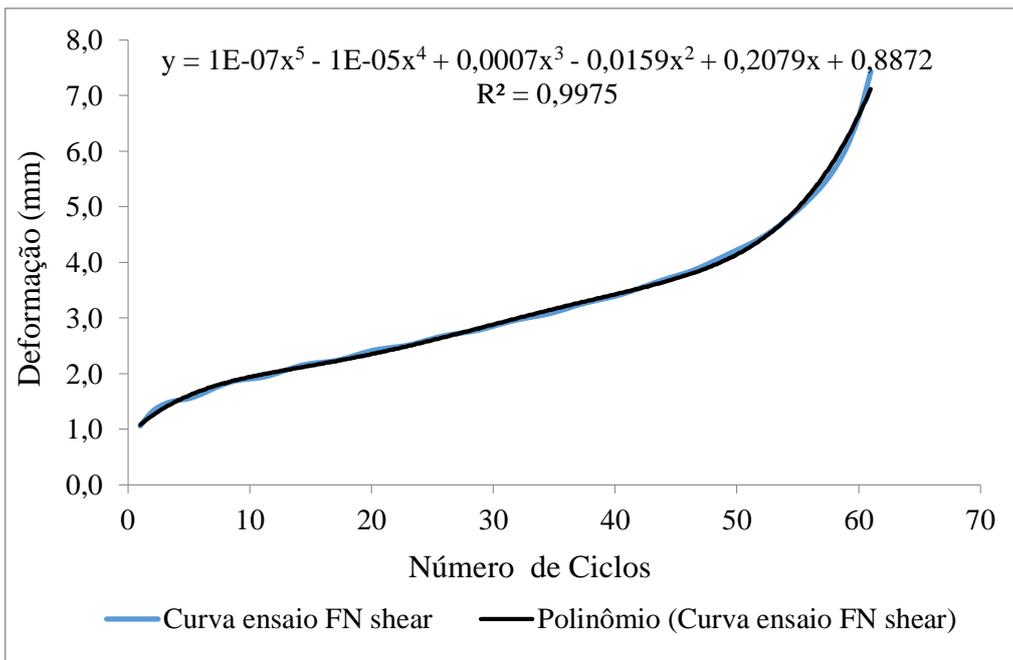
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 35 °C - CAP 50/70).



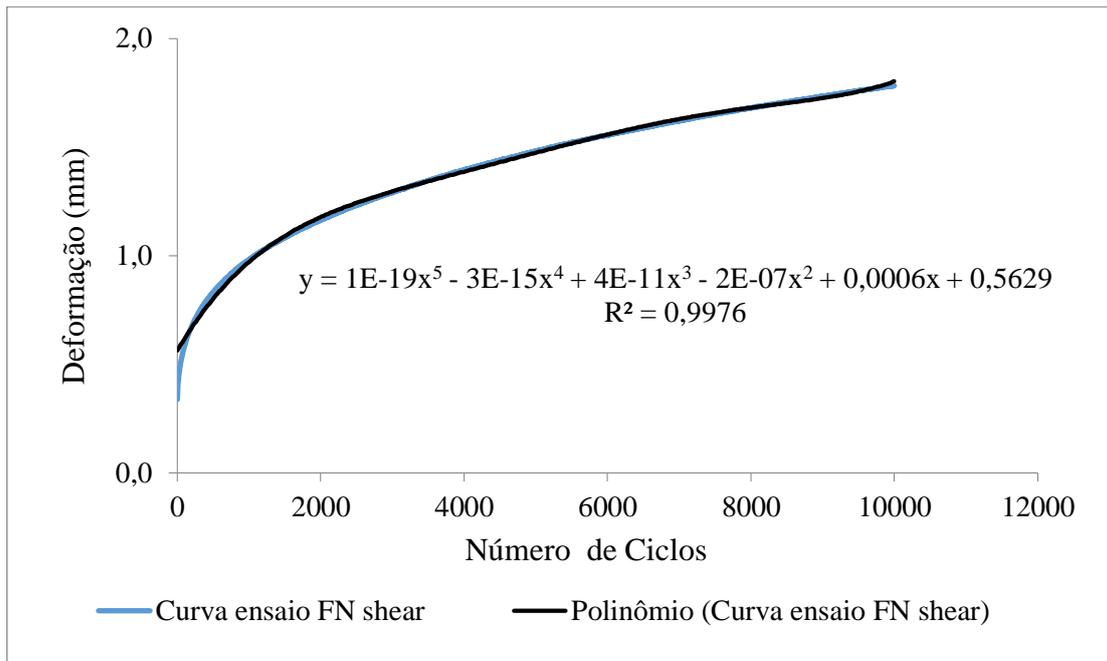
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 60 °C - CAP 50/70).



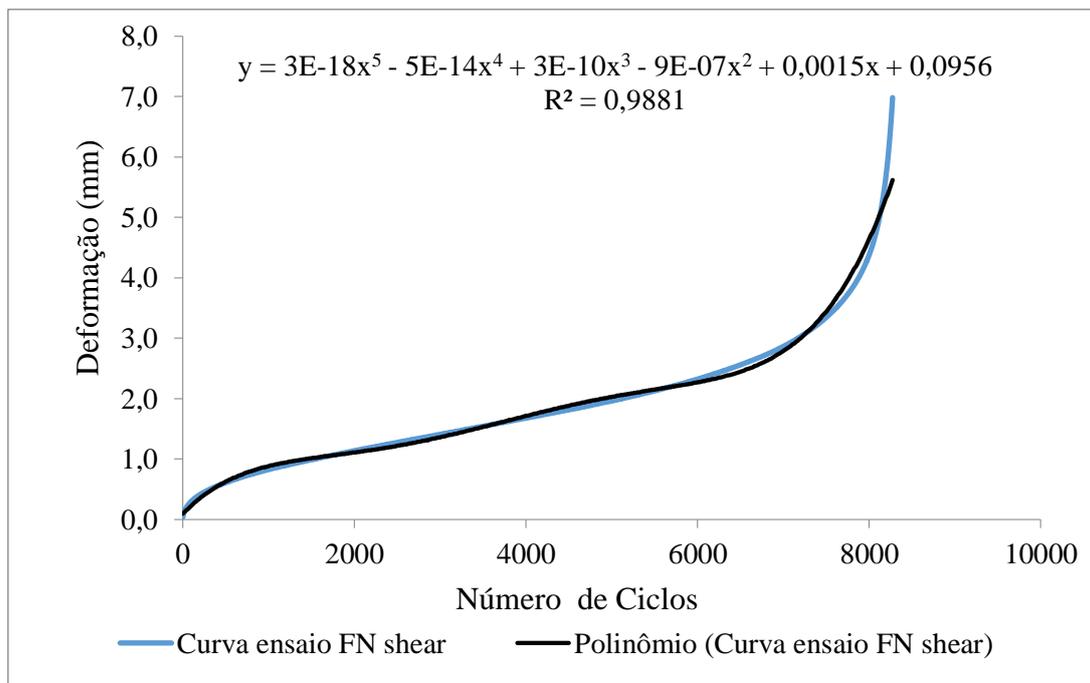
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 60 °C - CAP 50/70).



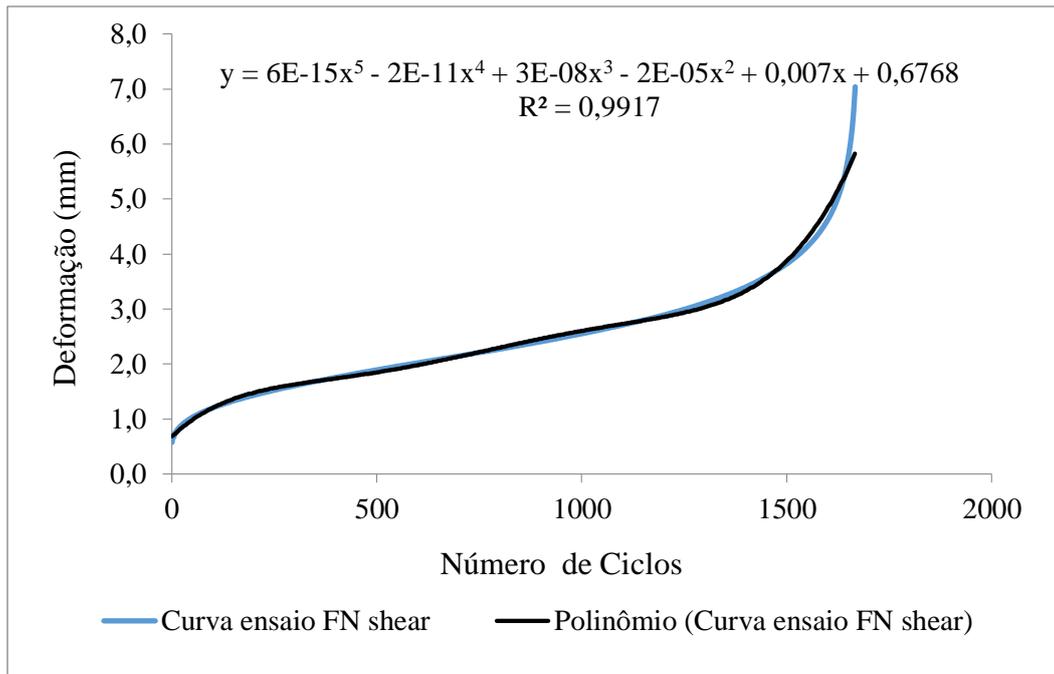
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 25 °C - AMP 55/75).



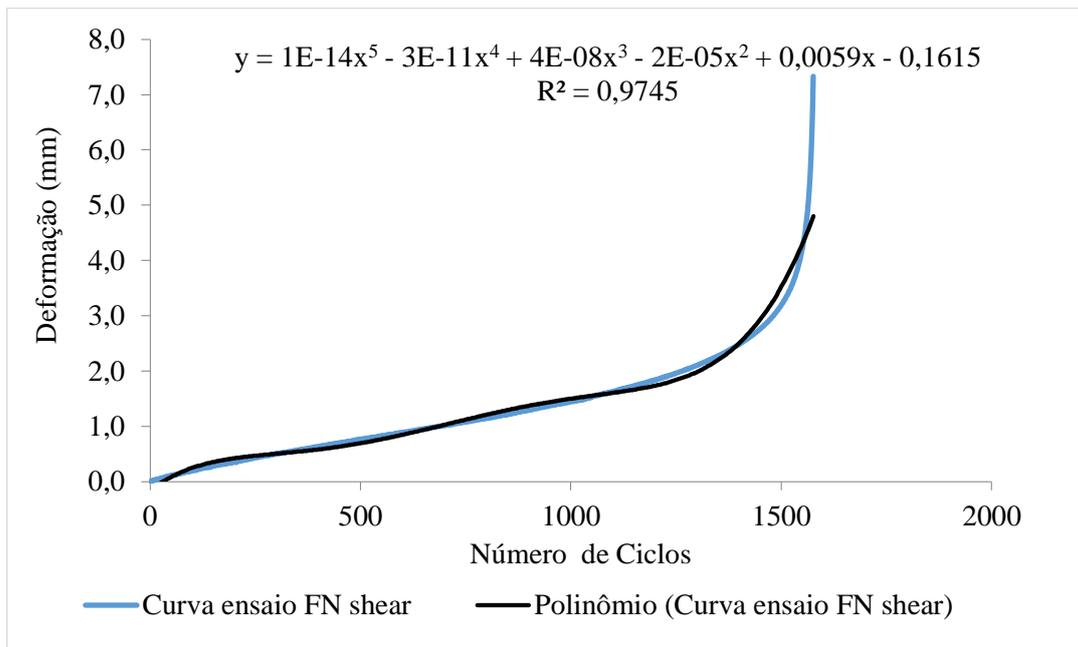
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 25 °C - AMP 55/75).



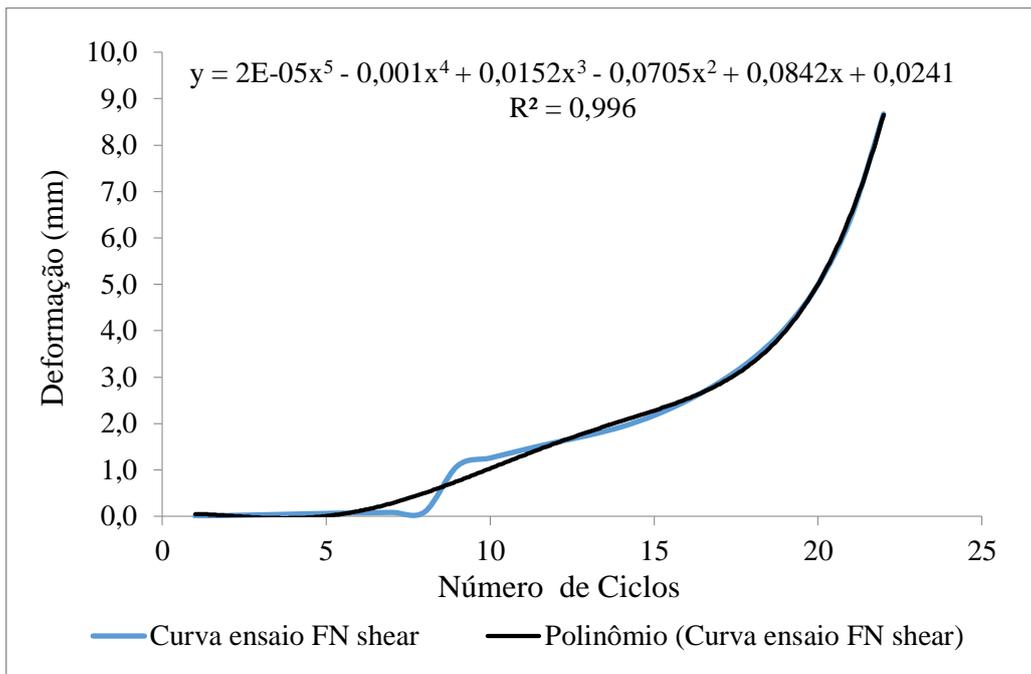
Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 35 °C - AMP 55/75).



Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 35 °C - AMP 55/75).



Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 1 a 60 °C - AMP 55/75).



Curva do Ensaio de Cisalhamento Dinâmico (CP 2 a 60 °C - AMP 55/75).

