



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE
MATERIAIS

AVALIAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS USUAIS EM
REVESTIMENTOS REGIONAIS

MATHEUS PENA DA SILVA E SILVA

MANAUS

2017



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E ENGENHARIA DE
MATERIAIS

MATHEUS PENA DA SILVA E SILVA

AVALIAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS USUAIS EM
REVESTIMENTOS REGIONAIS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Amazonas, como requisito obrigatório para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Orientadora: Prof^a. Dra. Consuelo Alves da Frota

MANAUS

2017

S586a Silva, Matheus Pena da Silva e
Avaliação mecânica de misturas asfálticas usuais em
revestimentos regionais / Matheus Pena da Silva e Silva. 2017
77 f.: il. color; 31 cm.

Orientadora: Consuelo Alves da Frota
Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) -
Universidade Federal do Amazonas.

1. Mistura Morna. 2. Ensaio de compressão triaxial. 3. Creep
dinâmico. 4. Cisalhamento. I. Frota, Consuelo Alves da II.
Universidade Federal do Amazonas III. Título

MATHEUS PENA DA SILVA E SILVA

**AVALIAÇÃO MECÂNICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS USUAIS EM
REVESTIMENTOS REGIONAIS**

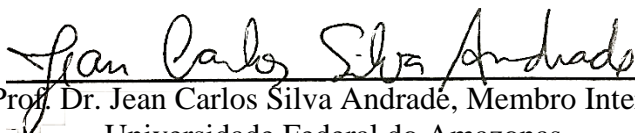
Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Amazonas, como requisito obrigatório para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais.

Manaus, 16 de Outubro de 2017.

BANCA EXAMINADORA



Prof.^a Dra. Consuelo Alves da Frota, Presidente
Universidade Federal do Amazonas



Prof. Dr. Jean Carlos Silva Andrade, Membro Interno
Universidade Federal do Amazonas



Prof. Dr. João de Almeida Melo Filho, Membro Externo
Universidade Federal do Amazonas

Dedico este trabalho aos meus pais pelo carinho, apoio e dedicação, e ao meu irmão Marcos Felipe por sempre visar meu bem.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente agradeço ao senhor do universo, nosso pai eterno, pela oportunidade da vida, de ter me colocado em uma família maravilhosa, me conduzido nos momentos de dificuldade, indicando de alguma forma os caminhos a que deveria seguir, bem como ter me cercado de pessoas que sempre ajudaram a me tornar um ser humano melhor. Meu muito obrigado senhor, que minha vida seja sempre um instrumento da tua vontade.

Aos meus pais Marcos Pena da Silva Júnior e Ildete Maria da Silva e Silva, por todo esforço dedicado durante a toda a minha criação, pelos ensinamentos sempre visando me tornar um homem íntegro, eu nunca esquecerei, pelo carinho, o incentivo, a preocupação, por todo o investimento material dispensado para que eu chegasse neste momento.

Ao meu irmão Marcos Felipe Pena da Silva e Silva pelo apoio e momentos de lazer nos momentos de estresse.

À minha vizinha Dona Creuza pelo cuidado e carinho imenso demonstrado sempre ao me ver, sei que a minha felicidade também é a sua.

À minha orientadora Professora Dra. Consuelo Alves da Frota, a quem Deus colocou em meu caminho como um anjo, uma pessoa que considero a minha segunda mãe e nutro grande admiração pelo Ser Humano que és, meu muito obrigado pela dedicação, ensinamentos e por me mostrar o sentido real da docência no magistério superior. Que venham os “artiguinhos” professora.

Ao Professor Dr. Hidembergue Ordozgoith da Frota pelo auxílio nos últimos problemas que freavam o andamento da minha dissertação, pela apresentação do software LAB Fit, que foi de suma importância no tratamento dos meus dados experimentais.

Ao engenheiro civil e mestrando meu amigo Claudio de Paula, meu companheiro de laboratório, nos finais de semana e feriados, meus profundos agradecimentos pelo suporte e auxílios durante alguns ensaios, sem isso seria muito difícil chegar até aqui. Aos membros do grupo de Geotecnia da UFAM, engenheiros civis Cleudinei, Antônio Cleiton e Claudia, por dedicarem um pouco do tempo de suas vidas para ensinar a manusear as máquinas de ensaio.

À empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda, pelos materiais doados e por ter disponibilizado todas as informações necessárias acerca da mistura morna aplicada na cidade de Manaus/AM, sempre de forma muito solícita.

Aos familiares e amigos que compreenderam a minha ausência ou saída precoce durante os eventos para dedicação ao mestrado e contribuíram de alguma forma para que esta etapa fosse concluída.

Aos Professores Dr. Jean Carlos Silva Andrade e Dr. João de Almeida Melo Filho, por terem aceite o convite e de ter que em poucas horas, em meio aos diversos afazeres de um docente, avaliar um trabalho de anos de estudo.

Ao CNPq pela bolsa de Desenvolvimento Tecnológico e Industrial durante os meses iniciais do meu mestrado.

Por fim a Universidade Federal do Amazonas, minha segunda casa desde o início da graduação no ano de 2010, e hoje meu local de trabalho, a quem devo um dos bens a que considero de valor inestimável, o conhecimento.

“Agradeço todas as dificuldades que enfrentei; não fosse por elas, eu não teria saído do lugar. As facilidades nos impedem de caminhar. Mesmo as críticas nos auxiliam muito”

Chico Xavier

RESUMO

Há no cenário global uma grande preocupação com a escassez de recursos naturais e o aquecimento global. Neste contexto, a pavimentação vem buscando alternativas visando à redução no consumo de combustíveis e a consequente redução da emissão de gases causadores do efeito estufa, destacando-se como opção o uso de misturas mornas. No cenário local, as vias urbanas da cidade de Manaus/AM mostram historicamente prematura deterioração, instigando a avaliação das composições asfálticas regionais notadamente quanto à deformação permanente. Por outro lado, além das usuais patologias, o frequente aumento do volume de tráfego e de cargas tem gerado o surgimento de novas patologias, não consideradas nos métodos tradicionais de dimensionamento de misturas asfálticas. Tais fatos suscitaram o estudo das misturas mornas aplicadas na cidade de Manaus/AM, quanto ao seu desempenho mecânico, e em particular, sob a ótica dos ensaios de compressão triaxial e *creep* dinâmico. Nesta pesquisa, avaliou-se a caracterização física dos materiais partícipes do compósito asfáltico, a dosagem desta mistura de acordo com as especificações brasileiras, bem como os resultados obtidos nos ensaios mecânicos. A caracterização física, a dosagem e o comportamento mecânico indicaram: a) o ligante asfáltico classificou-se como do tipo 50/70, atendendo as especificações da ANP. No entanto, para a realidade local, não se apresenta adequada, uma vez que na faixa de temperatura de serviço já atingiu seu Ponto de amolecimento; b) a dosagem mineral indicou que a formulação estudada pode ser empregado para Faixa B e C do DNIT; e c) a análise dos parâmetros Marshall, sob a ótica da especificação do DNIT, mostrou que a composição pesquisada pode ser aplicada somente como camada de rolamento; d) os resultados do ensaio triaxial indicaram que a coesão diminui drasticamente pela variação da temperatura ambiental para condição de serviço; e) no teste de *creep* dinâmico, o modelo matemático mostrou-se mais adequado referente à metodologia tradicional, uma vez que a taxa mínima de deformação por ciclo não condizia com o ponto de transição do estágio secundário para o estágio terciário; e f) todos os resultados de FN, seja pelo método matemático ou tradicional, apontam que os revestimentos regionais estão sujeitos a prematuras patologias do tipo deformação permanente.

Palavras-chave: Mistura morna. Ensaio de compressão triaxial. *Creep* dinâmico. Cisalhamento.

ABSTRACT

There is a major concern on the global stage with the scarcity of natural resources and global warming. In this context, the paving has been looking for alternatives aimed at reducing fuel consumption and the consequent reduction of the emission of greenhouse gases, highlighting the use of warm mixtures as an option. In the local scenario, the urban roads of the city of Manaus / AM show historically premature deterioration, instigating the evaluation of regional asphaltic compositions notably regarding permanent deformation. On the other hand, besides the usual pathologies, the frequent increase in the volume of traffic and loads has generated the appearance of new pathologies, not considered in the traditional methods of designing asphalt mixtures. These facts led to the study of the warm mixtures applied in the city of Manaus / AM, in terms of their mechanical performance, and in particular, from the perspective of triaxial compression and dynamic creep tests. In this research, the physical characterization of the composite materials of the asphaltic composite, the dosage of this mixture according to the Brazilian specifications, as well as the results obtained in the mechanical tests were evaluated. The physical characterization, the dosage and the mechanical behavior indicated: a) the asphalt binder was classified as type 50/70, meeting the specifications of the ANP. However, for the local reality, it does not present adequate, since in the range of service temperature has already reached its softening point; b) the mineral dosage indicated that the formulation studied can be used for Range B and C of DNIT; and c) the analysis of the Marshall parameters, from the point of view of the DNIT specification, showed that the researched composition can only be applied as a rolling layer; d) the results of the triaxial test indicated that the cohesion decreases drastically by the variation of the ambient temperature to the service condition; e) in the dynamic creep test, the mathematical model proved to be more adequate with respect to the traditional methodology, since the minimum deformation rate per cycle did not correspond to the transition point from the secondary stage to the tertiary stage; and f) all NF results, either by the mathematical or traditional method, indicate that the regional coatings are subject to premature pathologies of the permanent deformation type.

Keywords: Warm mix. Triaxial test. Dynamic creep. Shear

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Rodovia no Estado do Amazonas.....	18
Figura 2 – Top-down Cracking.....	20
Figura 3– Classificação de misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem.....	24
Figura 4 – Resposta da deformação com aplicação de carga estática	29
Figura 5 – Resposta da deformação em função de uma carga dinâmica	29
Figura 6 – Desenvolvimento do TBC em função da pressão de inflação dos pneus, em veículos trafegando sem sobrecarga	31
Figura 7– Desenvolvimento do TBC em função da pressão de inflação dos pneus, em veículos trafegando com sobrecarga.....	31
Figura 8 – Representação gráfica da teoria de Mohr.	33
Figura 9 – Estado plano de tensões.....	34
Figura 10 – Critério de ruptura de Coulomb.	34
Figura 11 – Trajetória de tensões em p e q.....	35
Figura 12– Representação do tempo de aplicação e o intervalo de repouso	38
Figura 13 – Gráfico para identificação do FN no ensaio de creep dinâmico	39
Figura 14 – Deformação permanente x número de ciclos	40
Figura 15–Materiais utilizados na pesquisa: a) brita 1; b) brita 0; c) pó de pedra; e d) areia residual.....	42
Figura 16 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos.....	45
Figura 17 – Realização da mistura asfáltica: a) antes de adicionar o ligante; e b) após adição do CAP e homogeneização da mistura	47
Figura 18 – Compactador Giratório Superpave (CGS)	48
Figura 19 – Preparação a amostra para ensaio triaxial: a) posicionamento do CP na base da câmara triaxial; b) CP após receber a membrana de látex; c) câmara triaxial com a amostra; d) câmara triaxial posicionada na UTM 100	50
Figura 20 – Curva Tensão versus Deformação registrada no software	51

Figura 21– Representação do ensaio de creep dinâmico	51
Figura 22 – Representação gráfica dos dados fornecidos ao programa.....	53
Figura 23 – Indicação da função de Potência para ajuste da curva e número de parâmetros a serem determinados	53
Figura 24– Curva de ajuste e parâmetros "a" e "b"	54
Figura 25 – Curvas granulométricas dos materiais.....	58
Figura 26– Dosagem Mineral enquadrada na faixa B DNIT.....	59
Figura 27 –Dosagem Mineral enquadrada na faixa C DNIT.....	60
Figura 28 – Tensão desviadora x deformação a 25 °C	62
Figura 29– Tensão desviadora x deformação a 40 °C	62
Figura 30 – Tensão desviadora x deformação a 60 °C	63
Figura 31 – Corpo de prova antes e após a realização do ensaio triaxial	64
Figura 32 – Trajetórias de Tensão para ensaios a 25 °C.....	64
Figura 33 – Trajetórias de Tensão para ensaios executados 40 °C.....	65
Figura 34– Trajetórias de Tensão para ensaios executados 60 °C.....	65
Figura 35 – Coesão x Temperatura.....	66
Figura 36– Ângulo de atrito x temperatura.....	67
Figura 37– Confronto de resultados da coesão	68
Figura 38 – Confronto de resultados do ângulo.....	68
Figura 39 – Resultados do ensaio Creep dinâmico.....	70
Figura 40 – Comparação entre as determinações do FN	71

LISTA DE TABELAS

Tabela 1– Especificação brasileira para cimento asfáltico de Petróleo (CAP)	43
Tabela 2 – Especificações para misturas do tipo CA	47
Tabela 3 – Número de giros de projeto em função do tráfego	48
Tabela 4– Caracterização do Ligante Asfáltico.....	56
Tabela 5– Viscosidades e Parâmetros (após envelhecimento) do ligante asfáltico.....	56
Tabela 6 – Coeficiente de Uniformidade e Curvatura dos materiais.....	58
Tabela 7 – Distribuição das frações de acordo com ASTM	58
Tabela 8 – Dosagem dos materiais	59
Tabela 9 – Parâmetros Marshall da Mistura asfáltica.....	60
Tabela 10 – Média das tensões desviadoras máximas, função da tensão confinante e da temperatura de ensaio	63
Tabela 11 – Modelos matemáticos para o Primeiro Estágio, Segundo estágio e valores do FN	70

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURAS

AA – Areia Asfalto

a – Coeficiente de regressão do primeiro estágio

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

ANP – Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ASTM – *American Society for Testing and Material*

b – Coeficiente de regressão do primeiro estágio

C – *Clay*, argila inorgânica

c – Coeficiente de regressão do segundo estágio

c – Coesão

CA – Concreto Asfáltico

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

Cc – Coeficiente de Curvatura

CGS – Compactador Giratório Superpave

cm – centímetro (unidade de dimensão)

CNT – Confederação Nacional do Transporte

CO₂ – Dióxido de Carbono

CP – Corpo de Prova

Cu – Coeficiente de Uniformidade

d – Coeficiente de regressão do segundo estágio

D₁₀ – Diâmetro dos 10% que passa

D₃₀ – Diâmetro dos 30% que passa

D₆₀ – Diâmetro dos 60% que passa

D_e – Desvio

DGM – Misturas densamente graduadas

DMT ou Gmm – Densidades Máxima Medida

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ε_p – Deformação acumulada

$\varepsilon_{p\text{-mensurado}}$ – Deformação permanente experimental para um determinado número de ciclo

$\varepsilon_{p\text{-previsto}}$ – Deformação permanente calculada para um determinado número de ciclo

ε'_p – Deformação permanente acumulada para o novo sistema de coordenada

FN – *flow number*

ϕ – Ângulo de atrito interno

G – *Gravel*, pedregulho

GEOTEC – Grupo de Pesquisa em Geotecnia

H – *High plasticity*, alta plasticidade

Gmb – Massa Específica Aparente da Mistura Compactada

Gsa – Densidade Real do Agregado Graúdo

Gsb – Densidade Aparente do Agregado Graúdo

km - Quilômetros (unidade de dimensão)

kN – Kilonewton (unidade de força)

kPa - Kilopascal (unidade de pressão/tensão)

L – *Low plasticity*, baixa plasticidade

LVDT – *Linear Variable Differential Transducers*

M – *Mó*, Silte inorgânico

mm – Milímetros (unidade de dimensão)

min – Minuto (unidade de tempo)

N – Número de ciclos

NCHRP – *National Cooperative Highway Research Program*

Nps – Número de ciclos correspondente ao início do segundo estágio

Nst – Número de ciclos correspondente ao início do terceiro estágio

O – Organic, Siltes e argilas orgânicas

P – Carga Aplicada

P – *Poor graded*, mal graduado

PPA – Polímeros e Ácido Polifosfórico

Pt – *Peat*, Solos altamente orgânicos

R_d – Taxa máxima absoluta de “d” para o máximo de ϵ'_p

REMAN – Refinaria Isaac Sabbá

RT – Resistência à Tração

RTFOT – *Rolling thin film oven test*

S – *Sand*, areia

s – Segundos (unidade de tempo)

σ – Tensão normal na ruptura

σ_1 – Tensão principal maior

σ_3 – Tensão principal menor

RBV – Relação Betume/Vazios

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

τ – Resistência ao cisalhamento

TBC – Trincamento de Cima pra Baixo

TDC – *Top Down Cracking*

TMN – Tamanho Máximo Nominal

UFAM – Universidade Federal do Amazonas

USACE – *United States Army Corps of Engineers*

UTM – *Universal Testing Machine*

VAM – Vazios Agregado Mineral

V_v – Volume de Vazios

W – *Well graded*, Bem-graduado

WMA – *Warm mix Asphalt*

°C - Graus Celsius

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	18
1.1 OBJETIVOS.....	21
1.1.2 Objetivo Geral	21
1.1.3 Objetivos Específicos	21
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	21
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	23
2.1 O PAVIMENTO	23
2.2 REVESTIMENTO ASFÁLTICO	23
2.3 MISTURA MORNA	25
2.3.1 Histórico	25
2.3.2 Benefícios.....	26
2.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE E RUPTURA POR CISALHAMENTO.....	28
2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E O ENSAIO TRIAXIAL EM MISTURAS ASFÁLTICAS	32
2.5.1 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento de Misturas Asfálticas	35
2.6 CREEP DINÂMICO	37
2.6.1 Resultados presentes na literatura	40
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	42
3.1 CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM	42
3.2 ENSAIOS MECÂNICOS	48
4 RESULTADOS E DISCUSSÃO	56
4.1 CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM	56
4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO	61
4.2.1 Ensaio Triaxial	61
4.2.2 Creep Dinâmico.....	69
5 CONCLUSÃO	72
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	73

1 INTRODUÇÃO

A infraestrutura rodoviária é o principal meio de movimentação de pessoas e bens no Brasil. Segundo dados da Confederação Nacional do Transporte (CNT) no ano de 2016, o modal rodoviário atendeu cerca de 95% e 61,1% da matriz de transporte de passageiros e cargas, respectivamente. Além disso, é elemento fundamental nas cadeias produtivas, unindo mercados e promovendo a integração de regiões e estados.

A despeito desse resultado, o Brasil apresenta uma malha rodoviária com extensão total igual a 1.720.756km, desta apenas 211.468 km são pavimentadas, o que em termos percentuais corresponde à 12,3%. Sob o aspecto do estado de conservação, em 103.259 km avaliados, 48,3% dos pavimentos encontram-na condição regular, ruim ou péssimo. No Amazonas este quadro é ainda mais preocupante, ou seja, 96% dessas estruturas foram também classificados segundo os citados estados de conservação. Quanto à condição superficial, 69,3% das rodovias brasileiras mostram deficiências, pela presença de trincas, remendos, afundamentos, ondulações, panelas ou apenas desgaste (parcela predominante). No âmbito regional, tal característica apresenta o valor em torno de 88,4%. Deste resultado 42,8 % é representado por deformações permanentes. Na Figura 1 pode-se observar uma rodovia do Estado do Amazonas (CNT, 2016).

Figura 1 – Rodovia no Estado do Amazonas



Fonte: CNT (2016)

Em face do desequilíbrio na matriz de transportes de cargas no país, o modal rodoviário, é, prioritariamente, usado para deslocamento de pessoas e bens em curtas e médias distâncias. Também cumpre papel de destaque nas viagens de longas distâncias. Portanto, a exigir condições adequadas de utilização.

Segundo Bock (2012), em decorrência do custo inicial e de facilidades construtivas dos pavimentos asfálticos relativos aos revestimentos de concreto de cimento Portland, o poder público tem historicamente incentivado o emprego desse tipo de estrutura no desenvolvimento rodoviário, tornando-se predominante.

Por outro lado, o frequente aumento do volume de tráfego e de cargas nas rodovias tem gerado uma maior preocupação, no que diz respeito ao projeto da mistura asfáltica, tanto a nível nacional quanto internacional. Porquanto, esta composição deve atender aos requisitos de durabilidade e segurança, bem como proporcionar tranquilidade e conforto ao usuário. Diante dessas dificuldades, a maioria dos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis, que surgiram na década de 1970 e que tomam como base o trincamento por fadiga na fibra inferior do revestimento asfáltico como mecanismo de degradação mais crítico, mostram-se atualmente inadequados em face do surgimento prematuro de novas patologias, que se originam na superfície dos pavimentos (NÚÑEZ et al., 2012).

Recentemente, estudos de campo evidenciaram que os trincamentos superficiais, ou próximos da superfície, são os principais mecanismos de degradação de pavimentos, notadamente, com espessas camadas asfálticas. Este tipo de patologia inicia-se na fibra superior do revestimento e se propaga para baixo, sendo denominado *top-down cracking* (TDC), sendo visualizado na Figura 2. Também pode começar próximo a superfície e se transmitir para cima ou para baixo, ou ainda, para ambos os sentidos (*near-surface cracking*) (WANG, 2011). Segundo Su et al.(2008), tais falhas são decorrentes da ruptura por cisalhamento na mistura asfáltica.

Figura 2 – Top-down Cracking



Fonte: Adaptado de Wang (2011)

No cenário local, as vias urbanas da cidade de Manaus/AM mostram historicamente prematura deterioração, sendo diversas as patologias apresentadas, como, por exemplo, o afundamento plástico em trilha de roda, escorregamento lateral do revestimento, depressões e trincas. De modo geral, tais patologias ocorrem em revestimentos asfálticos por estarem sendo submetidos a pesados e repetidos esforços de tráfego, resultando em um acúmulo de deformações, que ao não retornarem totalmente a sua condição inicial, acabam gerando as denominadas deformações permanentes. Para piorar esse quadro, a cidade de Manaus encontra-se próxima da linha do Equador, proporcionando clima equatorial com altas temperaturas. Assim, influenciando diretamente no comportamento mecânico dos revestimentos betuminosos regionais, uma vez que o ligante asfáltico quando submetido a tais temperaturas apresenta redução da sua viscosidade, tornado as misturas asfálticas mais suscetíveis as deformações permanentes.

Paralelamente aos problemas anteriormente citados, há no cenário global uma grande preocupação com a escassez de recursos naturais e o aquecimento global. Desde o Protocolo de Kyoto (1997), que estabeleceu a redução da emissão de dióxido de carbono (CO₂) visando a estabilização do nível de concentração de gases de efeito estufa, muitos países vêm tomando providências afim de cumprir as metas estabelecidas (CASTRO NETO, 2007).

Em consonância com o exposto, a pavimentação vem buscando alternativas visando à redução no consumo de combustíveis e a consequente redução da emissão de gases causadores do efeito estufa. Dentre elas, destaca-se o surgimento das misturas mornas ou *Warm Mix Asphalt* (WMA). Tais composições são produzidas em temperaturas entre 105 e

135 °C, diferentemente das misturas a quente convencionais, cujo processo ocorre entre 140 a 180 °C. Esta mudança proporciona um menor consumo de energia na usinagem, melhores condições de trabalho e menores danos ambientais (BUDNY, 2012).

Nesse contexto, o presente trabalho avaliou de forma inédita o comportamento mecânico de misturas mornas usualmente empregadas na cidade de Manaus, segundo os ensaios de compressão triaxial e *creep* dinâmico.

1.1 OBJETIVOS

1.1.2 Objetivo Geral

Avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas empregadas na cidade de Manaus, quanto à resistência ao cisalhamento e à deformação permanente.

1.1.3 Objetivos Específicos

- Analisar o ligante asfáltico sob a ótica da especificação brasileira e os parâmetros físicos dos agregados;
- Analisar a mistura asfáltica segundo o método Marshall;
- Determinar os parâmetros coesão e ângulo de atrito, segundo o ensaio de compressão triaxial;
- Analisar o efeito da temperatura nos parâmetros de ruptura ao cisalhamento;
- Determinar o *flow number* das composições asfálticas, de acordo com o ensaio de *creep* dinâmico;
- Comparar o valor do *flow number* determinado pelo método tradicional relativo ao obtido por modelo matemático.

1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O Capítulo 1 aborda a Pavimentação no cenário nacional e regional, a caracterização do problema e os objetivos do estudo.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura sobre o assunto em pauta, no qual é detalhada a conceituação de misturas mornas, histórico, pesquisas no cenário local com este

tipo de misturas e seus benefícios. Também, neste capítulo, aborda-se toda a fundamentação teórica acerca da problemática das deformações permanentes e a ruptura por cisalhamento em revestimentos asfálticos. Por fim, são expostos os ensaios de compressão triaxial e *creep* dinâmico, bem como, pesquisas constantes na literatura sobre estes dois experimentos.

No Capítulo 3 descrevem-se os materiais utilizados e a caracterização física destes partícipes, bem como dos compósitos asfálticos, segundo as especificações do Departamento Nacional de Transporte (DNIT). Igualmente, detalha-se a elaboração da composição em laboratório e os procedimentos empregados nos ensaios triaxial e *creep* dinâmico.

No Capítulo 4 apresentam-se a caracterização física dos materiais e a dosagem das misturas, assim como os resultados do comportamento mecânico e sua interpretação à luz da literatura técnica.

Finalmente, no Capítulo 5, tem-se as conclusões e os fatos observados durante a presente pesquisa experimental.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 O PAVIMENTO

O pavimento é uma estrutura formada por um conjunto de camadas com espessuras definidas, as quais se encontram sobrepostas e construídas sobre uma superfície final de terraplenagem. Tem como objetivo resistir aos esforços solicitantes decorrentes das condições de tráfego e do clima, bem como proporcionar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, conforto, economia e segurança. Ressalta-se que tais diferentes camadas são dispostas, regularmente, com qualidade e resistência decrescente de acordo com o aumento da profundidade, em concordância com a redução progressiva dos esforços transmitidos.

De modo geral os pavimentos são classificados em dois tipos: rígidos e flexíveis. Diferem, basicamente, pelo tipo de revestimento, sendo o primeiro construído como uma placa de concreto de cimento Portland e o segundo, mais comumente utilizado no Brasil, composto por uma mistura de três materiais: agregados (grãos e miúdos), fíler mineral (material de enchimento) e o ligante betuminoso.

2.2 REVESTIMENTO ASFÁLTICO

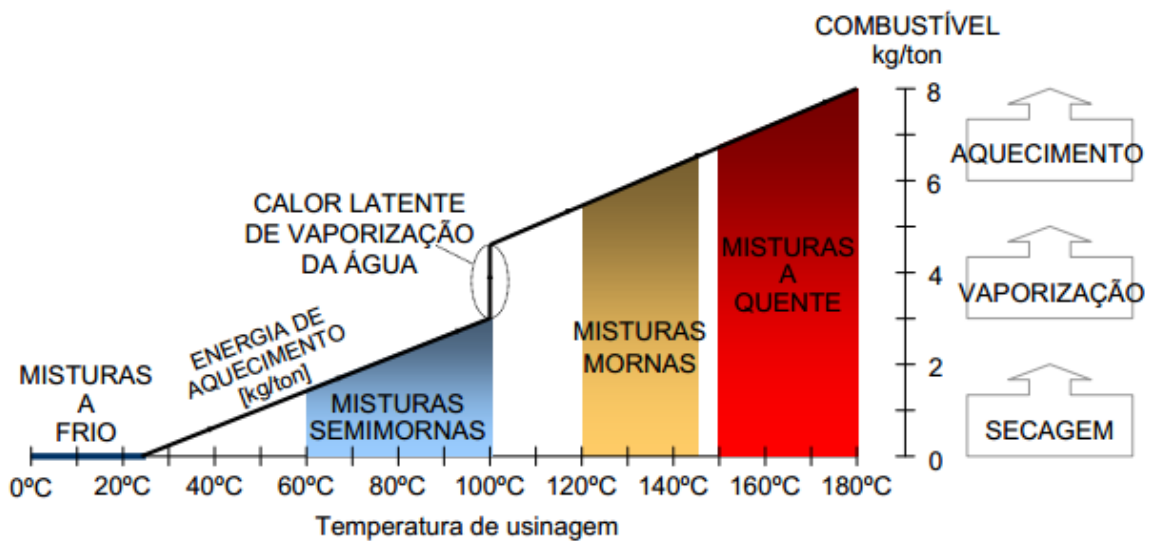
O revestimento ou camada de rolamento constitui o estrato superior na composição física dos pavimentos. Recebe diretamente os esforços gerados pelo tráfego de veículos e encontra-se exposto diretamente às intempéries climáticas. Deste modo, desempenha a função de transmitir às cargas as camadas inferiores.

Segundo *United States Army Corps of Engineers* (USACE, 2000 apud VASCONCELOS, 2004), as misturas asfálticas são geralmente classificadas em três tipos de acordo com a graduação dos agregados empregados: densas, abertas e descontínuas. São exemplos dessas composições densas o Concreto Asfáltico (CA), *large-stone* e Areia Asfalto (AA). As misturas abertas são classificadas em: porosas e base permeável tratada com asfalto. Por fim, as descontínuas que se apresentam como: convencionais (*Intermediate Stone Content*) e a matriz pétreo asfáltica ou *Stone Matrix Asphalt* (SMA).

Particularmente, as composições asfálticas podem ser processadas de formas distintas, segundo quatro grupos: quente, mornas, semimornas e a frio. As misturas a

quente, tradicionalmente empregadas nos serviços de pavimentação, são obtidas a partir do aquecimento dos agregados pétreos e do ligante asfáltico, sendo a usinagem realizada em altas temperaturas (150 a 180 °C). As misturas mornas e semimornas são elaboradas em temperaturas intermediárias, ou seja, entre as misturas a quente e a frio. Em especial, por meio do aquecimento parcial dos agregados, podendo ser utilizado emulsão ou asfalto. A distinção básica entre tais formulações ocorre na temperatura final após a usinagem, quando acima de 100°C são ditas misturas mornas e abaixo as semimornas. Têm-se, por fim, as misturas frias cujo processo de fabricação ocorre em temperatura ambiente com emulsões asfálticas e sem aquecimento dos agregados pétreos. A Figura 3 ilustra a classificação das composições asfálticas em função das temperaturas de usinagem, relacionando com o consumo de combustível despendido em cada caso (MOTTA, 2011).

Figura 3– Classificação de misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem



Fonte: Motta (2011)

2.3 MISTURA MORNA

2.3.1 Histórico

O conceito de produzir misturas asfálticas em temperaturas menores que as usuais (quente) não se constitui em uma nova metodologia. A cronologia relativa ao tema em questão, acompanhou seguintes passos:

1956 – Professor Ladis Csanya, da Universidade do Estado de Iowa, avalia o potencial do asfalto espuma, como aglutinante para solos. O processo original ocorreu com a injeção de vapor no betume quente, de modo a possibilitar a redução da temperatura na mistura (CHOWDHURY E BUTTON, 2008);

1968 – A Mobil Oil Australia, adquiriu a os direitos de patente da invenção do Prof.º Csanya, modifica o processo original, adicionando água fria ao invés de vapor ao ligante quente. O novo processo de formação de espuma tornou-se muito mais prático e econômico (MUTHEN, 1998);

1977 – A Chevron publica o “Bitumuls Mix Manual”, com diretrizes práticas para especificar, projetar e produzir misturas estabilizadas com emulsão (CHOWDHURY E BUTTON, 2008);

1994 – Maccarrone estudou misturas asfálticas a frio com asfalto espuma como ligante, bem como composições betuminosas com elevado teor de emulsão. Concluiu que o emprego de tais formulações na construção de rodovias estava ganhando aceitação mundial, em decorrência da eficiência energética e menores emissões de poluentes (MACCARRONE, 1994);

1995 – A empresa Shell apresenta a patente de uma técnica para produção de mistura asfáltica morna. Sendo tratado como processo inovador, foi aplicado em larga escala em diversos países, resultando mais tarde na tecnologia WAM-Foam (CHOWDHURY; BUTTON, 2008);

1995 – Na Alemanha, em decorrência do desenvolvimento do Protocolo de Kyoto, realizou-se o primeiro teste com a hoje denominada Mistura Asfáltica Morna, com adição de zeólita sintética (PROWELL; HURLEY; FRANK, 2012);

1996 –Ministério Alemão do Trabalho e Assuntos Sociais considera os limites de exposição do fumo aos trabalhadores, originado do asfalto. Nesse mesmo período a WMA estava em desenvolvimento na Europa, em resposta a necessidade de redução de gases do efeito estufa (PROWELL, HURLEY; FRANK, 2012);

1999 – Jenkins e outros autores desenvolvem um novo método para produção de misturas mornas, com tratamento de asfalto meio-morno espumado. Este estudo explora os possíveis benefícios durante o processo de produção, quando do pré-aquecimento dos agregados em temperaturas abaixo de 100°C, antes da aplicação do asfalto espuma (OTTO, 2009);

2006 –A nível nacional, um dos primeiros trabalhos a respeito do tema é publicado por Souza Filho, em decorrência da sua dissertação de Mestrado, intitulado “Produção de Misturas Asfálticas Mornas pela Inserção de Zeólitas” (WHARGA FILHO, 2013);

2009 – Otto realiza estudo versando sobre misturas mornas com ênfase na fadiga e no Módulo Complexo;

2011 – Motta pesquisa em sua tese de Doutorado com misturas asfálticas mornas, a redução de emissão de poluentes e de consumo energético;

2012 – Budny avalia em sua Dissertação o comportamento mecânico de misturas asfálticas, por meio dos seguintes ensaios: energia de fratura, dano por umidade induzida, módulo de resiliência, resistência à tração, *flow number* e fadiga;

2015 – Merighi (2015) estuda o comportamento de misturas asfálticas mornas com adição de borracha moída de pneu.

2.3.2 Benefícios

Diversos trabalhos foram publicados nos últimos anos, os quais apontam os benefícios das misturas mornas relativo às composições tradicionais (usadas a quente). Destacam-se: Kristjánssdóttir (2006), Kristjánssdóttir et al. (2007), Chowdhury e Button (2008), D’Angelo et al (2008), Kim, Zhang e Ban (2012), Prowell, Hurley e Frank (2012), Rubio et al (2012) e West et al. (2014). Sintetizado as vantagens encontradas em tais trabalhos, tem-se:

- Em decorrência das menores temperatura na produção na WMA, observou-se uma redução significativa das emissões de poluentes e gases do efeito estufa. Cita-se a diminuição: de 30 a 40% de CO₂ (dióxido de carbono) e SO₂ (dióxido de enxofre), 50% de compostos orgânicos voláteis, 10 a 30% de CO (monóxido de carbono), 60 a 70% de NO_x (óxidos de nitrogênio) e de 25 a 55% de poeira;

- Influência positiva sobre a exposição dos trabalhadores e nas áreas circundantes dos locais de trabalho da aplicação dessas misturas, com redução de 30 a 50% de aerossóis/ fumos de asfalto, bem como de hidrocarbonetos aromáticos policíclicos;

- Um dos maiores diferenciais deste tipo de mistura é a redução do consumo de energia. Estudos demonstram que essa diminuição pode atingir até 35%, dependendo do processo de produção. Em um contexto de aumento do preço concernente a energia, mostra-se interessante tal alternativa. No entanto, deve-se levar em conta a implementação de novos processos para produção de composições mornas, posto que alguns deles exigem a compra frequente de aditivos. Portanto, o exame de custos também deve ser levado em consideração;

- Redução da viscosidade do ligante asfáltico, melhorando a viabilidade, eficiência e eficácia da compactação no campo. Tais aspectos se traduzem em melhor trabalhabilidade, o que pode resultar em construções de qualidade superior. Outro ponto importante, seria a maior compactação por passagem do rolo compactador, reduzindo o número de passadas para alcançar uma densidade especificada.

- Diminuição do risco de uma compactação ruim ao trabalhar com misturas rígidas, como as que contêm ligante asfáltico modificado ou com alto teor de material fresado.

- Possibilidade de aplicação em regiões mais frias, em decorrência dos seguintes fatores: aditivos e outros processos melhoram a compactação, pode ser compactado em temperatura menores relativas aquelas utilizadas em misturas convencionais e em decorrência do gradiente de temperatura ser menor, e o resfriamento ocorrerá de forma mais lenta;

- Redução do envelhecimento do ligante asfáltico por oxidação, preservando sua resposta elástica, retardando, assim, o processo de fissuramento da camada asfáltica;

- Aumenta as distâncias de transporte, sendo justificado pela diminuição do envelhecimento; e

- Abertura ao tráfego mais rápida alusivo à mistura asfáltica recém compactada.

2.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE E RUPTURA POR CISALHAMENTO

Segundo Moura (2010), o trincamento por fadiga e a deformação permanente em trilha de roda, são os defeitos estruturais mais comumente encontrados nos revestimentos asfálticos das rodovias brasileiras. De acordo com Kandhal e Cooley (2003) a deformação permanente é um problema de desempenho de pavimentos asfálticos. Sendo definida como o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperável, resultante da aplicação das cargas ocasionadas pelo tráfego. Tais deformações podem ser por consolidação ou por movimentos laterais, sendo tratada, também, como uma falha por cisalhamento, as quais ocorrem nos 100 mm superiores da superfície do pavimento. Este tipo de patologia, além de prejudicar a serventia das vias, são igualmente indesejáveis sob o aspecto de segurança, uma vez que a água pode depositar-se nessas áreas e dificultar a dirigibilidade dos veículos (BORGES, 2014).

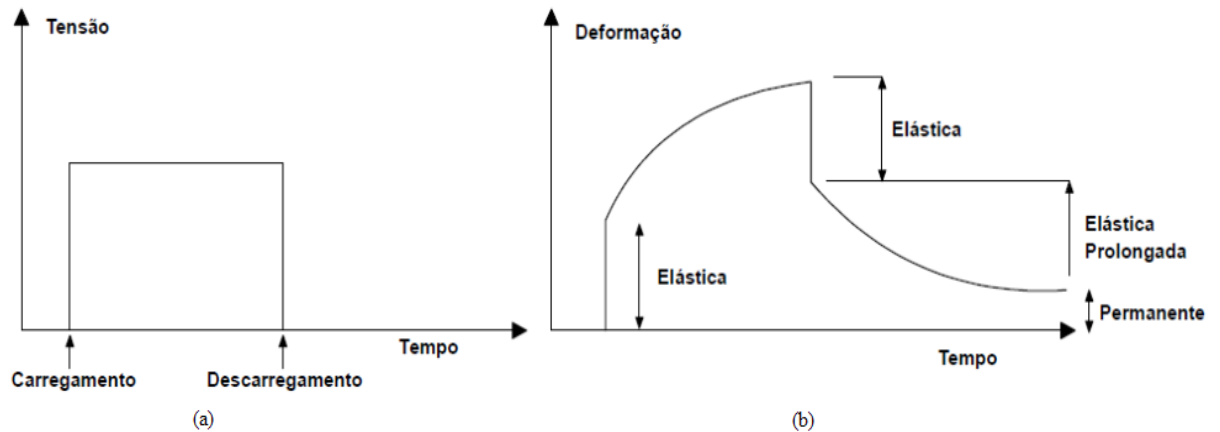
Consoante Borges (2014) as deformações permanentes ou afundamentos decorrem da passagem repetida de veículos. Ocorrem de forma mais comum nos meses quentes do ano, devido à elevação de temperatura no pavimento, o que o torna menos resistente às passagens repetidas do tráfego. Podendo agravar-se cada vez mais pelo excesso de carga transportada.

Onofre (2012) cita que este problema ocorre principalmente em temperaturas em torno de 60°C, quando o ligante asfáltico presente no revestimento reduz sua rigidez. Consequentemente, perde sua capacidade estrutural, e surgem as deformações. Porém, o autor destaca que o intertravamento dos agregados e suas características (textura, forma e angularidade) mostram-se como os maiores responsáveis em resistir essas deformações.

Para se entender tal fenômeno precisa-se analisar a resposta do revestimento asfáltico em duas situações, segundo um carregamento estático e sob ação de um carregamento pulsante, simulando veículos em movimento. A Figura 4 (a) ilustra a aplicação de uma carga estática, cuja consequência, indicada na Figura 4 (b), apresenta a deformação resultante que demonstra uma resposta elástica instantânea, seguida por um aumento gradual na deformação com o tempo, até a remoção do carregamento. Esta paulatina alteração decorre das propriedades viscoelásticas do ligante. Quando é retirado o

carregamento, a deformação elástica é recuperada instantaneamente e a parte viscosa responde com o passar do tempo. Porém, nota-se que parte dessa deformação é mantida (BORGES, 2014).

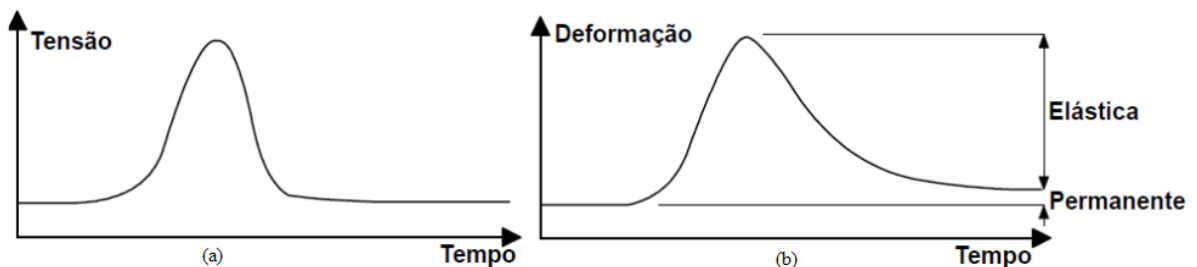
Figura 4 – Resposta da deformação com aplicação de carga estática



Fonte: Borges (2014)

Na Figura 5 (a) mostra-se um carregamento pulsante, devido à um veículo em movimento. Na Figura 5 (b) tem-se a resposta da deformação a esta situação. Observa-se que, ao fim do carregamento, ocorre uma deformação não recuperável. Ressalta-se que, por menor que pareça para um único pulso, tal deformação, em geral, acresce em função das milhares de aplicações de carga durante a vida útil do pavimento (BORGES, 2014).

Figura 5 – Resposta da deformação em função de uma carga dinâmica



Fonte: Borges (2014)

Afim de avaliar em laboratório a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, os experimentos tradicionalmente utilizados são: (a) *creep* estático, (b) *creep* dinâmico (também denominado ensaio uniaxial de carga repetida), (c) triaxial com carregamento repetido e (d) simulação de tráfego em laboratório (ONOFRE, 2012).

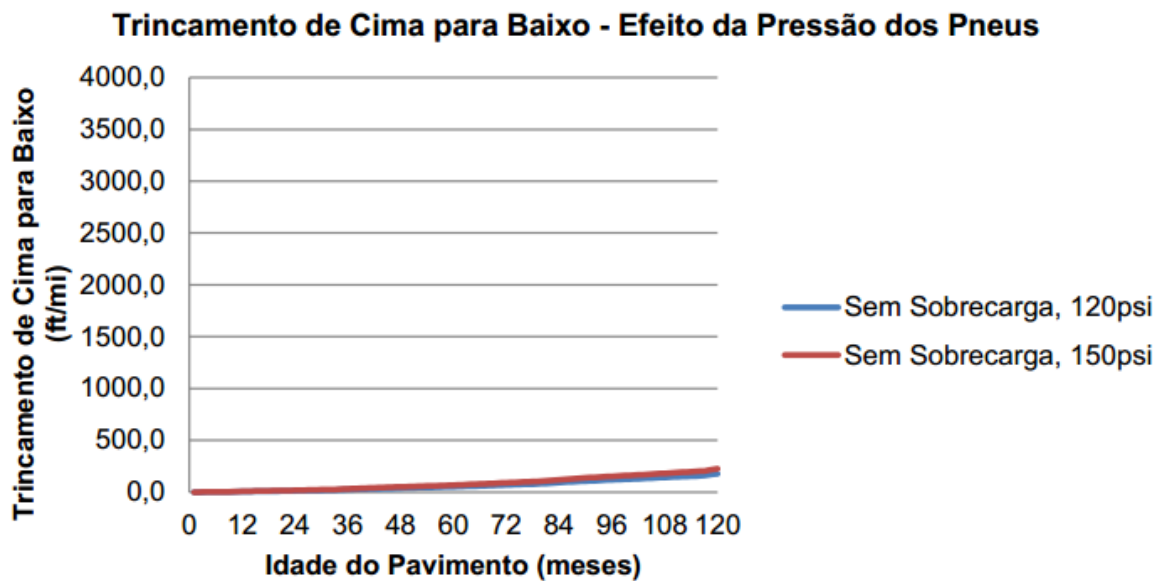
Além das falhas tradicionais ocorrentes nos pavimentos asfálticos, recentemente, tem-se notado falhas prematuras situadas próximas da superfície do revestimento, em especial com espessas camadas, decorrentes do aumento de cargas nas rodovias. Tais patologias, como citado anteriormente, são denominadas de trincamento de cima para baixo (TBC) ou do inglês *Top-down cracking* (TDC), presentes geralmente na direção longitudinal. São consideradas falhas de cisalhamento (MATTOS et al., 2016).

No Relatório elaborado pela empresa S&T (2012), as causas desse tipo de falha, ainda que não plenamente estabelecidas, são citadas como devido:

- Elevadas tensões cisalhantes causadas por veículo pesados, decorrentes da interação entre a pressão de contato pneu-pavimento (especialmente quando em elevadas pressões de inflação);
 - Envelhecimento do ligante asfáltico, ocasionando elevadas tensões térmicas nas camadas asfálticas;
 - Amolecimento do revestimento asfáltico em consequência das altas temperaturas na superfície do pavimento; e
 - Segregação de agregados na composição asfáltica.

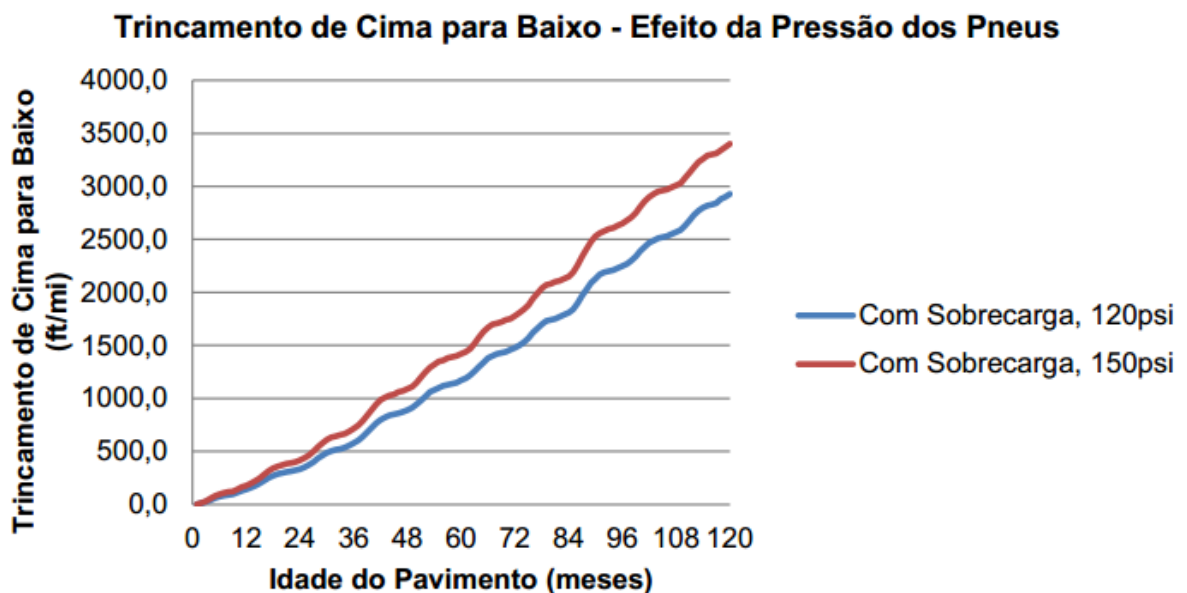
As figuras 6 e 7 ilustram os efeitos da pressão de inflação dos pneus, sem ou com sobrecarga, na evolução dos trincamento de cima para baixo (TBC).

Figura 6 – Desenvolvimento do TBC em função da pressão de inflação dos pneus, em veículos trafegando sem sobrecarga



Fonte: S&T (2012)

Figura 7– Desenvolvimento do TBC em função da pressão de inflação dos pneus, em veículos trafegando com sobrecarga



Fonte: S&T (2012)

Também alude o citado Relatório, que considera-se aceitável, nos Estados Unidos, um trincamento de cima para baixo de até 1000 ft/mi (189 m/km). Conforme o ilustrado anteriormente (Figura 6), se não houver sobrecarga este limite não é atingido ao longo da

primeira década de idade do pavimento. Porém, havendo sobrecarga, alcança o valor limite aos 52 e 44 meses de idade, dependendo da pressão de inflação. Destaca-se, ainda, que nesse caso o TDC manifesta-se tão logo o pavimento é aberto ao tráfego.

Consoante Su et al. (2008) acredita-se que os esforços cisalhantes sejam um dos fatores mais críticos que afetam o desempenho dos pavimentos, tornando-se necessário, portanto, entender este fenômeno em pavimentos asfálticos.

2.5 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO E O ENSAIO TRIAXIAL EM MISTURAS ASFÁLTICAS

O emprego do ensaio triaxial de resistência ao cisalhamento é habitualmente empregado e prescrito na Mecânica dos Solos, sendo usado por engenheiros geotécnicos de modo a avaliar a resistência ao cisalhamento de materiais plásticos e semi-plásticos, sob condições de esforços axiais e laterais simultaneamente (GOETZ e SCHAUB, 1959).

Segundo Bindu (2012) os componentes volumétricos frequentemente utilizados em misturas asfálticas (agregados, betume e ar), são análogos aos participantes encontrados no material solo, este formado por partículas sólidas, água e/ou ar. Em decorrência dessas similaridades o ensaio triaxial também pode ser aplicado em misturas betuminosas. Destaca-se uma série de estudos acerca desse tipo de experimento para tais formulações na década de 1950: Holtz (1951), Endersby (1951), Hveem e Davis (1951), Smith (1951), McLeod (1951), Goetz e Schaub (1959).

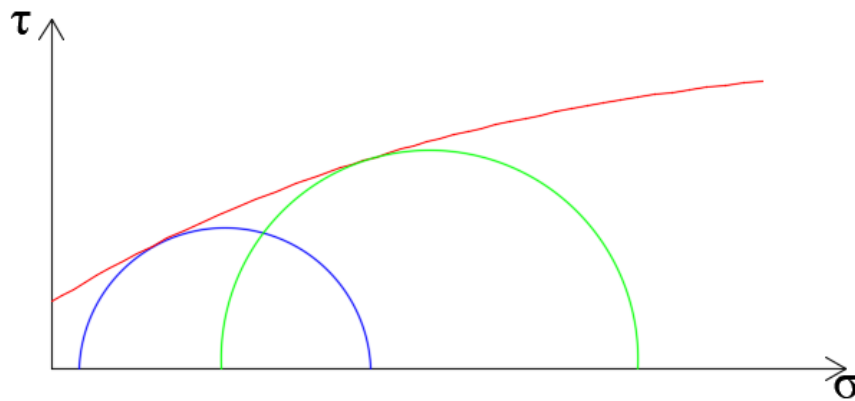
De um modo geral, a teoria do ensaio triaxial é relativamente simples, podendo ser descrito como um teste de compressão em um corpo de prova, sob efeito de pressões confinantes, estas podendo ser geradas por água, ar ou outros meios. Se os testes forem realizados em duas ou mais pressões de confinamento diferentes, uma análise de relação entre os esforços axial e lateral pode ser usada para avaliar a força cisalhante atuante no corpo de prova (GOETZ e SCHAUB, 1959). Consoante Endersby (1951), as propriedades resistentes a ruptura do material testado triaxialmente decorre da relação entre carga axial e a pressão lateral.

Na maioria dos casos, essa análise realiza-se pela metodologia desenvolvida por Otto Mohr, o qual apresentou a teoria para ruptura em materiais. Em particular, afirmou que um

material se rompe devido à combinação da tensão normal e de cisalhamento, e não dos máximos valores isolados destas tensões. Como resultado, tem-se uma relação funcional entre tais tensões em um plano de ruptura, sendo expressa pela equação (1) e ilustrada na Figura 8.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (1)$$

Figura 8 – Representação gráfica da teoria de Mohr.



Fonte: O Autor (2017)

A equação (1) mostra-se como uma linha curva, denominada envoltória de ruptura, em vermelho na Figura 8. Nesse contexto, Coulomb determina como linear a relação entre essas tensões, normal e cisalhante, na ruptura. Em função da difícil aplicação das envoltórias curvas, frequentemente são substituídas por retas que melhor se ajustem à envoltória. Ao fazer esta consideração tem-se, então, o chamado critério de ruptura de Mohr-Coulomb, dado pela equação 2.

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2)$$

Em que:

c – coesão

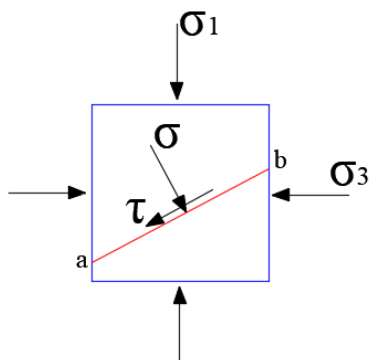
ϕ – ângulo de atrito interno

σ – tensão normal na ruptura

τ – resistência ao cisalhamento

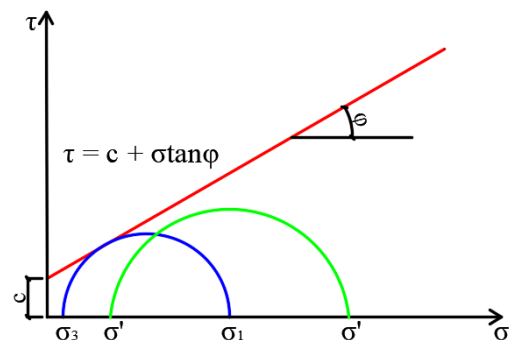
A equação 2 é ilustrada nas Figuras 9 e 10. Na primeira tem-se o estado plano de tensões, no qual um elemento infinitesimal submetido às tensões σ_1 (tensão principal maior) e σ_3 (tensão principal menor), mostra ruptura no plano ab. A partir deste estado plano de tensões, é possível traçar círculos de Mohr, em um gráfico cuja abscissa é a tensão normal e em ordenada a tensão cisalhante. O centro do círculo localiza-se no ponto da abscissa igual a $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e o raio é dado por $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$. No caso da Figura 10, tem-se a representação gráfico do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, ao qual a ruptura de um material ocorrerá quando um determinado círculo de Mohr tangenciar a reta corresponde a esse critério de ruptura. Observa-se, neste caso, a presença de dois círculos (um azul e outro verde), cuja análise demonstra que apenas o material representado pelo círculo azul rompeu por cisalhamento, visto que o outro, concebido pelo círculo verde, encontra-se abaixo da reta definida pelo critério de Mohr-Coloumb.

Figura 9 – Estado plano de tensões.



Fonte: O Autor (2017)

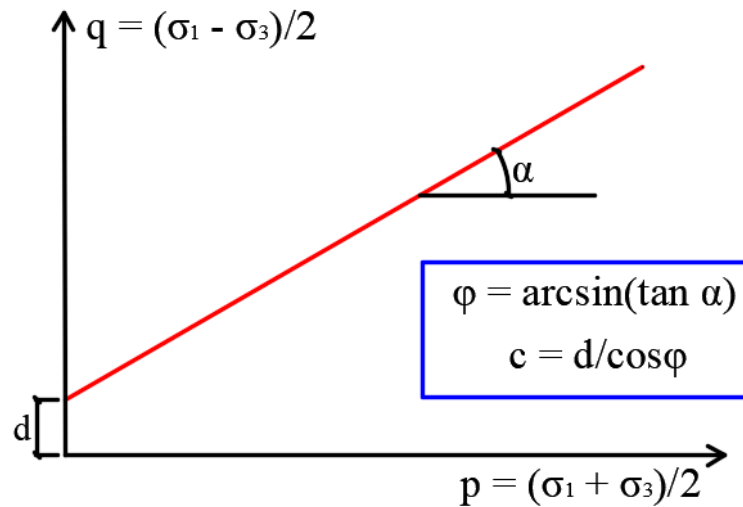
Figura 10 – Critério de ruptura de Coulomb.



Fonte: O Autor (2017)

Os resultados dos ensaios triaxiais podem ser também concebidos por diagramas denominados trajetórias de tensão. Constituem-se linhas que conectam uma série de pontos, no qual cada um representa um estado de tensão sucessivo experimentado por um corpo de prova. Ao invés de desenhar uma série de círculos de Mohr, Lambe (1964) sugeriu este tipo de representação, no qual plota-se os estados de tensão como pontos de coordenadas $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ e $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$, sendo p a tensão normal e q a tensão cisalhante. Deste gráfico retiram-se os parâmetros d e α , os quais são correlacionados com c e ϕ . A Figura 11 ilustra a trajetória de tensões, proposta por Lambe, e a correlação entre tais parâmetros.

Figura 11 – Trajetória de tensões em p e q



Fonte: O Autor (2017)

A literatura técnica indica que para misturas asfálticas o ângulo de atrito (φ) é essencialmente função do intertravamento entre os agregados, sendo independente da temperatura de ensaio. Entretanto, a parcela de resistência relacionada a esse parâmetro aumenta com o acréscimo da tensão normal. Por sua vez, a coesão ou “resistência viscosa”, como alguns autores apontaram como mais apropriada no caso de composições asfálticas, está intrinsecamente relacionado ao ligante asfáltico, sendo fortemente afetado pela temperatura e taxa de deformação do experimento, diminuindo com o acréscimo da temperatura e aumentando quanto maior for a taxa cisalhante (BINDU, 2012; TAN et al., 1994; ENDERSBY, 1951)

Para obtenção desses parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito), deve ser realizado uma série de testes triaxiais em corpos de prova submetidos a diferentes tensões confinantes, sendo necessário, no mínimo, três CP's a serem testados segundo distintas tensões (BINDU, 2012).

2.5.1 Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento de Misturas Asfálticas

Tan et al. (1994) avaliaram misturas de concreto asfáltico, quanto a resistência ao cisalhamento, por meio de testes triaxiais. Os corpos de prova ensaiados possuíam 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Na execução desse experimento, foram aplicadas oito tensões

confinantes distintas, variando de 0 a 400 kPa, sendo três CP's ensaiados para cada tensão. Tais autores também variaram a temperatura de ensaio de 5 em 5°C, no intervalo de 40 a 60°C, segundo uma taxa de deformação de 50,8 mm/min. Os resultados mostraram coesão de 500 kPa para 40°C, diminuindo esse valor à medida que a temperatura acrescia, atingindo 180 kPa para 60°C. O ângulo de atrito praticamente não indicou variação, apresentando valor igual a 44° para 40 °C e se mantendo constante em 43°C para as demais temperaturas.

Pellinen et al. (2004) estudaram o comportamento mecânico de dois tipos de misturas asfálticas, densamente graduadas (DGM) e do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA), por meio do ensaio triaxial. Tinham como objetivo verificar o efeito da variação do volume de vazios (0, 4, 8, 13%) nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Os corpos de prova ao final da compactação no Compactador Giratório (CGS) possuíam as seguintes dimensões: 10 cm de diâmetro e 15 cm de altura. As pressões confinantes testadas foram 0, 138, 276 e 414 kPa, a uma temperatura fixa de 55°C, e taxa de deformação de 50,8 mm/min. Para o índice de vazios de projeto (4%) resultaram coesão de 374 kPa e 353 kPa, com ângulo de atrito de 35,8°C e 35,7°C, para as misturas DGM e SMA, respectivamente. Os autores concluíram que o aumento do volume de vazios conseqüentemente diminui a coesão da mistura asfáltica, constatando o importante papel do ligante no comportamento deste parâmetro. Porém, não conseguiram justificar o comportamento do ângulo de atrito em função do volume de vazios.

Bindu (2012) realizou ensaio triaxial e aplicou o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, em misturas do tipo SMA. Investigou o efeito de aditivos, variando os tipos e a porcentagem, na resistência ao cisalhamento. Baseado na pesquisa de Pellinen et al. (2004), adotou a mesma taxa de deformação e dimensões dos corpos de prova. Realizou o experimento a uma temperatura constante de 60°C, segundo quatro tensões confinantes (0, 50, 75 e 100 kPa). Os aditivos utilizados na pesquisa foram: fibras de coco, de sisal, de banana, resíduos plásticos e polipropileno. Ao final do trabalho, apontou que as misturas com aditivos apresentaram maior coesão e resistência ao cisalhamento relativas às composições sem aditivo. Por outro lado, todas mostraram valores de ângulo de atrito similares, sendo justificado que esse parâmetro depende, em particular, dos agregados. Ressalta-se que, todas as misturas possuíam as mesmas graduações. As formulações com fibras e resíduos plásticos resultaram para a coesão valores iguais a 1,5 e 1,3, respectivamente, alusivas a mistura referência.

Mello, Kaloush e Farias (2008) determinaram os parâmetros c e ϕ de misturas do tipo concreto asfáltico com adição de fibras de polipropileno e aramida, sob tensões confinantes de 0, 138 e 276 kPa. As amostras foram ensaiadas uniaxialmente até a ruptura, de acordo com uma taxa de deformação de 1,27 mm/mm/min. Os testes conduzidos a uma temperatura de 37°C, resultaram valores de c e ϕ iguais a 456 kPa e 30°C, respectivamente.

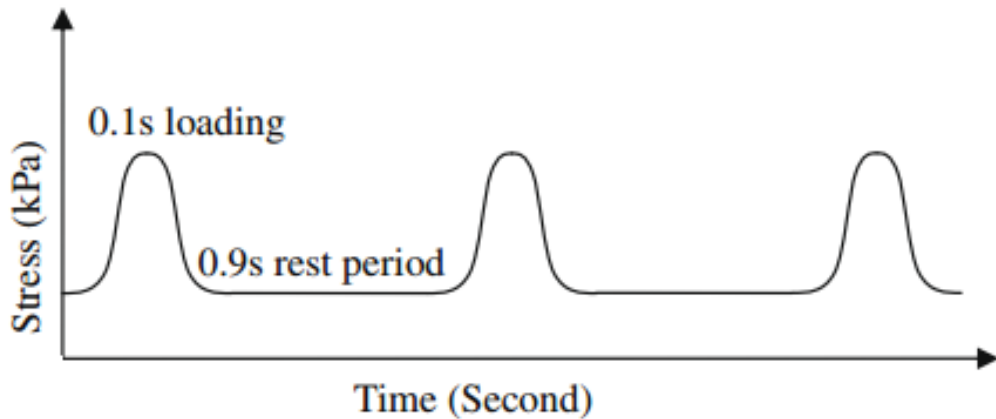
Mattos et al. (2016) estudaram os parâmetros de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, modificadas com polímero SBS, utilizadas em pistas no sul do Brasil. Tais amostras, com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, foram testadas em duas temperaturas distintas, 25 e 40°C. Os autores compararam os resultados obtidos a 25°C com os valores apontados por Núñez et al. (2014) para misturas convencionais sem ligante modificado. Os valores mostraram que as composições com SBS apresentaram valores muito maiores de coesão, relativos as misturas convencionais, sendo de 1006 kPa e 480 kPa, respectivamente, e ângulo de atrito iguais a 40° e 46°. Também citam que o aumento de temperatura, de 25 para 40°C, proporcionou a redução da coesão das misturas modificadas de 1006kPa para 722 kPa, tendo o ângulo de atrito (ϕ) permanecido sem alteração.

2.6 CREEP DINÂMICO

Como mencionado anteriormente há diversos experimentos que podem aferir a deformação permanente de misturas asfáltica. Nesta pesquisa, será utilizado o ensaio de *creep* dinâmico, amplamente usado na determinação das características de compósitos asfálticos quanto a deformação permanente, particularmente desde meados da década de 1970 (ALAVI et al., 2010).

Trata-se de um ensaio simples de ser realizado e apresenta boa correlação com o desempenho em campo dos revestimentos asfálticos. Consiste na aplicação de pulsos de carga a um corpo de prova, de acordo com uma determinada frequência, tempo de aplicação de carga e intervalo entre as aplicações, segundo uma temperatura especificada. Objetiva a medição da deformação permanente acumulada. A Figura 12 representa a aplicação desses pulsos de carga.

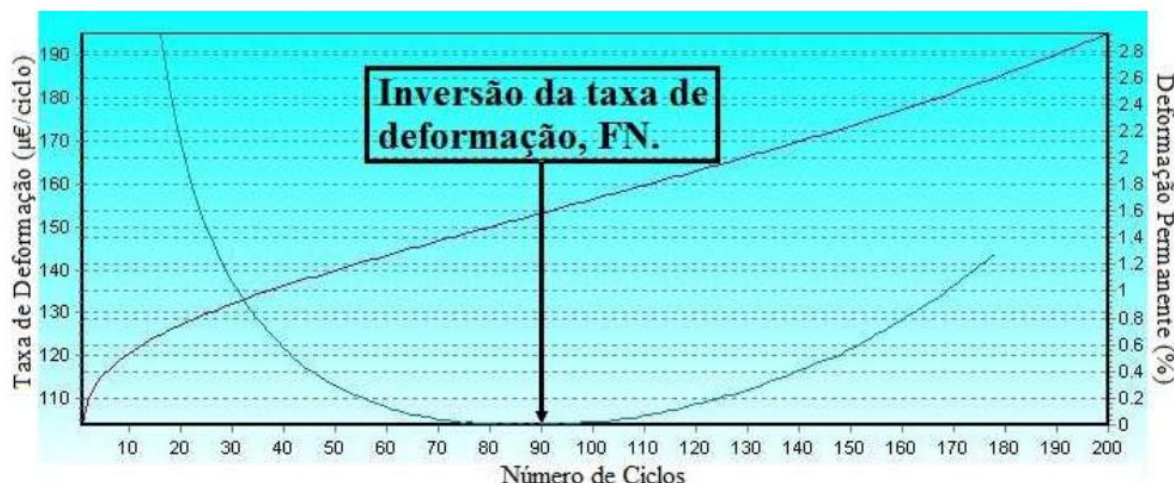
Figura 12– Representação do tempo de aplicação e o intervalo de repouso



Fonte: Goh e You (2009)

Durante a realização do experimento o corpo de prova é submetido a um carregamento cíclico de compressão. Como não há uma norma que regulamente os parâmetros de execução do ensaio, a literatura técnica aponta a seguinte combinação mais empregada: frequência de 0,1 s de carga e 0,9 s de descanso, tensão aplicada em cada ciclo igual a 204 kPa no período de 0,1s e 5% da carga total durante o intervalo de repouso de 0,9s, o que se traduz em 10,2 kPa. Os corpos de provas a serem ensaiados devem medir $15 \text{ cm} \pm 0,25 \text{ cm}$ de altura e 10 cm de diâmetro. Destaca-se que o ensaio deve ser executado na temperatura de 60°C . Determina-se nesse ensaio o *Flow Number* (FN), que corresponde ao número de ciclos em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir da qual o CP atinge a ruptura (Figura 13). A finalização do teste ocorre quando a taxa mínima de deformação plástica é obtida ou quando atinge 10.000 ciclos. Ressalta-se que, tal configuração de ensaio, encontra-se descrito no relatório 465 da National Cooperative Highway Research Program (NCHRP) (WITCZAK et al., 2002).

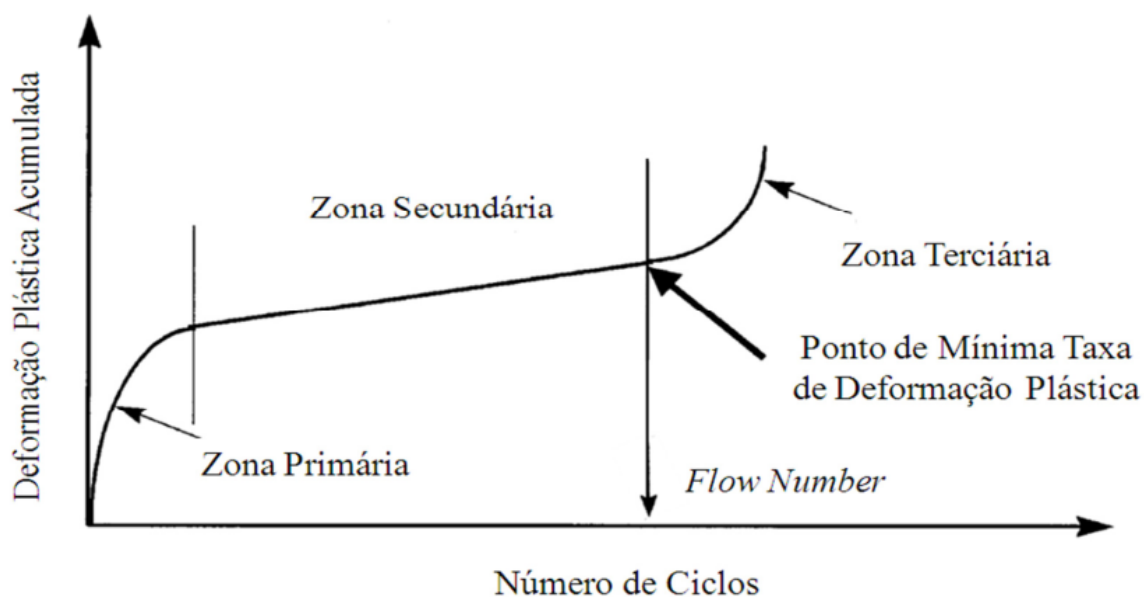
Figura 13 – Gráfico para identificação do FN no ensaio de *creep* dinâmico



Fonte: Borges (2014)

Segundo Alavi et al. (2010) a deformação pode ocorrer em diferentes tempos na vida útil de um pavimento. Relatam que existem basicamente dois mecanismos de deformação. O primeiro acontece nos primeiros anos de vida dessa camada, sendo causado pela densificação do compósito asfáltico, especialmente para pavimentos mal compactados. O segundo mecanismo, o que os autores denominam de “*Shear Deformation*” ou deformação cisalhante, o material deforma embaixo das rodas dos veículos e se eleva nas laterais. O resultado mais importante do ensaio, segundo os mesmos autores, é a curva de deformação acumulada *versus* número de ciclos (Figura 14). Ela se distingue por três zonas: primária, secundária e terciária. Na primeira zona ocorre a densificação da amostra a uma taxa de deformação elevada, ou seja, o primeiro mecanismo de deformação. A zona secundária é tratada como uma transição entre as outras duas, e caracteriza-se por uma taxa de deformação constante. A última zona, está relacionado com o segundo mecanismo, no qual surge a deformação cisalhante. Nesta, a taxa de deformação volta a crescer, e a partir deste ponto o corpo de prova já rompeu.

Figura 14 – Deformação permanente x número de ciclos



Fonte: Budny (2012)

2.6.1 Resultados presentes na literatura

Budny (2012) aferiu três tipos de composições mornas, sendo duas com ligantes modificados e uma obtida com técnica de espumação do ligante. Foram comparadas as misturas convencionais. Investigou a influência de diferentes temperaturas no processamento desse tipo de formulação. Um dos ensaios utilizados foi o ensaio uniaxial de carga repetida, seguindo o relatório 465 da *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP). O autor conclui que, para as misturas com ligantes modificados quanto menor a temperatura de compactação menores eram os valores de *Flow Number*. Ressalta, também, que as composições executadas por processo de espumação, apresentaram valores baixos do FN. Destaca-se que, o autor adotou como limites satisfatórios do FN os sugeridos por Nascimento (2008), no qual para revestimentos submetidos a tráfego médio e pesado esse parâmetro deve ser maior que 300 ciclos e maior que 750 ciclos, respectivamente.

Onofre et al. (2013) estudaram treze misturas com a mesma granulometria e tipos de agregados, porém com diferentes tipos de ligantes asfálticos modificados por polímeros e ácido polifosfórico (PPA). Empregou o teste de *creep* dinâmico, como um dos ensaios com o fito de caracterizar as composições quanto a deformação permanente. Os autores apontaram que todas as misturas tiveram aumento de resistência a deformação permanente em relação a formulação sem ligante modificado. Ressalta-se que, apenas a mistura com

PPA atingiu o FN antes dos 10.000 ciclos, sendo a menos resistente alusiva as demais formulações modificadas por polímeros.

Borges (2014) aferiu quatro misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico quanto a deformação permanente. Denominou-as de C1, C2, C3 e R1, sendo apenas a primeira modificada com polímero Polimul S-74. Um dos ensaios utilizados foi o *creep* dinâmico. Os resultados mostraram que a composição do tipo C1 foi a única que não atingiu o Flow Number antes dos 10.000 ciclos, e as demais apresentaram os seguintes valores de FN: C2 = 46, C3 = 177 e R1 = 133. O autor destaca também que a utilização de polímeros assegurou o aumento da resistência à deformação permanente do compósito asfáltico.

Barros, Brito e Ceratti (2015) investigaram o comportamento mecânico de três diferentes misturas asfálticas, nas quais alterou-se apenas o tipo de ligantes, sendo eles: CAP 50/70, ligante modificado com polímeros elastoméricos AMP 60/85-E e o ligante modificado com borracha de pneus CAP AB-8. Os resultados obtidos apontaram a mistura com ligante modificado do tipo AMP 60/85-E como a melhor dentre as três, uma vez que não atingiu o FN antes dos 10.000 ciclos. As demais foram classificadas como inadequadas quando analisadas segundo o critério estabelecido por Nascimento (2008).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM

Os materiais utilizados nesta pesquisa, doados pela empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda, participaram de misturas asfálticas mornas, do tipo Concreto Asfáltico (CA), aplicadas como revestimento na cidade de Manaus/AM. Tais materiais, formadores destas composições, foram: a) cimento asfáltico de petróleo (CAP); b) brita 0 e brita 1, como agregados graúdos; e c) pó de pedra e areia residual como agregado miúdo (Figura 15).

Figura 15–Materiais utilizados na pesquisa: a) brita 1; b) brita 0; c) pó de pedra; e d) areia residual



O CAP, doado pela citada empresa, é comercializado pela Refinaria Isaac Sabbá (REMAN), localizada no Município de Manaus e pertencente à empresa Petróleo Brasileiro S.A (Petrobrás). A Tabela 1 expõe os limites, segundo a especificação da Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), para os ensaios de caracterização do

asfalto, objetivando seu emprego como ligante betuminoso. Realizaram-se os seguintes ensaios, na citada refinaria: Penetração, Viscosidade, Índice de Suscetibilidade, Ponto de Fulgor, Solubilidade de Tricloroetileno, Ductibilidade e Efeito do Calor e do Ar, seguido da Variação de Massa, Ductibilidade, Ponto de Amolecimento e Penetração.

Tabela 1– Especificação brasileira para cimento asfáltico de Petróleo (CAP)

Características	Und	Limites				Métodos	
		CAP 30 45	CAP 50 70	CAP 85 100	CAP 150 200	ABNT	ASTM
Penetração (100 g, 5s, 25°C)	0,1mm	30 45	50 70	85 100	150 200	NBR 6576	D 5
Ponto de amolecimento, mín	°C	52	46	43	37	NBR 6560	D 36
Viscosidade SayboltFurol							
a 135 °C, mín	s	192	141	110	80	NBR 14950	E 102
a 150 °C, mín	s	90	50	43	36	NBR 14950	E 102
a 177 °C	s	40 150	30 150	15 60	15 60	NBR 14950	E 102
Viscosidade Brookfield							
a 135°C, mín	cP	374	274	214	155	NBR 15184	D 4402
a 150 °C, mín.	cP	203	112	97	81	NBR 15184	D 4402
a 177 °C, mín	cP	76 285	57 285	28 114	28 114	NBR 15184	D 4402
Índice de susceptibilidade térmica		(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)		
Ponto de fulgor mín	°C	235	235	235	235	NBR 11341	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, mín	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042
Ductilidade a 25° C, mín	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113
Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min							
Variação em massa, máx	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5		D 2872
Ductilidade a 25° C, mín	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36
Penetração retida, mín	%	60	55	55	50	NBR 6576	D 5

Fonte: ANP (2005)

A atual especificação da ANP utiliza o ensaio de penetração a 25 °C, como parâmetro de seleção das classes. Aponta que quanto maior a consistência do cimento asfáltico menor sua penetração, indicando quatro classes distintas de ligantes asfálticos (Tabela I). Os demais ensaios, constantes nesta especificação, buscam estabelecer condições mínimas para o emprego desse material betuminoso.

No caso da viscosidade, esta explicita também a consistência, ou seja, a resistência ao escoamento, sendo empregas duas distintas viscosidades na atual especificação (Saybolt-Furol e Brookfield). Em particular a viscosidade Saybolt-Furol mede o tempo, em segundo, que um volume de 60 mL de ligante demora para escoar através de um orifício de medidas padronizadas, a uma temperatura estabelecida. A viscosidade Brookfield afere a resistência imposta pelo fluido à rotação de um *spindle* (haste cilíndrica de medidas padronizadas) nele mergulhado, sendo submetido a diferentes taxas e tensões cisalhantes.

O Ponto de Amolecimento, outro parâmetro determinado, igualmente indica uma medida de consistência de natureza empírica. Durante o ensaio mede-se a temperatura a partir da qual a película de ligante não é capaz de suportar o peso de uma esfera padronizada, ou seja, o experimento recomenda a temperatura a partir da qual o material passa a ter consistência propícia ao escoamento.

Os demais parâmetros: a) Susceptibilidade Térmica traduz a sensibilidade do ligante à variação da temperatura, uma vez que se trata de um material composto por uma fase viscosa. Tais variações de temperatura implicam mudanças nas suas propriedades mecânicas, refletindo no desempenho em campo; b) o ensaio de Ponto de Fulgor, aponta uma informação importante para o manuseio seguro do material, uma vez que determina a temperatura a partir da qual ocorre a liberação de gases inflamáveis por parte do ligante; c) a Solubilidade no Tricloroetileno define o grau de impurezas contidas no asfalto. Tais substâncias são insolúveis no solvente utilizado no ensaio. Deste modo, ficam retidos no filtro aplicado no procedimento; d) a Ductibilidade mede, empiricamente, a coesão dos asfaltos, retratando a capacidade do material se alongar na forma de filamento até à ruptura; e) nos ensaios de Variação de Massa, Ductibilidade, variação do Ponto de Amolecimento e Penetração retida, mede-se a durabilidade do asfalto aos efeitos do envelhecimento. Para isso, a amostra é previamente submetida ao ensaio em estufa de filme fino rotativo (*Rolling thin film oven test*, RTFOT) a 163 °C, por 85 minutos. Em seguida, é submetida aos mencionados ensaios, cuja alteração de comportamento pode ocorrer em decorrência do envelhecimento induzido pela estufa RTFOT.

A caracterização física dos agregados foi disponibilizada pela empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda. Fizeram parte desses dados às curvas granulométricas dos materiais, ensaiados segundo a norma DNER-ME 083/98, bem como os resultados de densidade aparente (Gsb) e densidade Real (Gsa), seguindo as normas DNER-ME 081/98 para os agregados graúdos e a DNER-ME 084/95 para os agregados miúdos. A classificação destes materiais seguirá o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), amplamente utilizada por engenheiros geotécnicos, cujo fundamento baseia-se em essência na granulometria e nos limites de Atterberg. Conforme a Figura 16, tem-se que os solos são divididos em dois grandes grupos: a) grossos, natureza pedregulhosa ou arenosa, menos de 50% passando pela peneira nº 200, cujos símbolos iniciam com um prefixo G (gravel, pedregulho) ou S (sand, areia); e b) finos, constituídos com 50% ou mais passando pela peneira nº 200, prefixos M (palavra sueca M^ó, silte inorgânico), C (clay, argila inorgânica), O (organic em inglês, correspondendo aos siltes e argilas orgânicas) e Pt (peat, solos altamente orgânicos). Completando esta disposição têm-se os sufixos W (well graded, bem-graduado), P (poor graded, mal graduado), L (low plasticity, baixa plasticidade) e H (high plasticity, alta plasticidade). Para classificação dos materiais partícipes do trabalho em pauta, faz-se necessário a determinação do Coeficiente de Uniformidade (Cu) e do Coeficiente de Curvatura (Cc), dados pelas Equações (3) e (4).

Figura 16 – Sistema Unificado de Classificação dos Solos

Critérios para estabelecer símbolos de Grupos e nomes de grupos usando Ensaio de Laboratório				Classificação	
				Grupo	Nome do grupo
Solos de granulometria grossa mais de 50% do solo retido na peneira nº200	Pedregulhos mais que 50% da fração grossa retida na peneira nº4	Pedregulhos limpos menos que 5% de finos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Pedregulho bem graduado
			$Cu < 4$ e $1 > Cc > 3$	GP	Pedregulho mal graduado
		Pedregulhos com finos mais que 12% de finos	Finos classificam-se como ML ou MH	GM	Pedregulho Siltoso
			Finos classificam-se como CL ou CH	GC	Pedregulho Argiloso
	Areias 50% ou mais da fração grossa passa na peneira nº4	Areias Limpas menos que 5% de finos	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Areia bem graduada
			$Cu < 6$ e $1 > Cc > 3$	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos mais que 12% de finos	Finos classificam-se como ML ou MH	SM	Areia siltosa
			Finos classificam-se como CL ou CH	SC	Areia argilosa
Solos de granulometria fina mais de 50% do solo ou mais passa na peneira nº200	Siltes e argilas Limite de liquidez menor que 50	Inorgânicos	IP > 7 e sobre ou acima da linha "A"	CL	Argila pouco plástica
			IP < 4 e abaixo da linha "A"	ML	Silte
		Orgânicos	$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$	OL	Argila orgânica silte orgânico
			Limite de liquidez maior que 50	Inorgânicos	IP sobre ou acima da linha "A"
	IP abaixo da linha "A"	MH			Silte elástico
	Orgânicos	$\frac{LL - \text{seco em estufa}}{LL - \text{não seco em estufa}} < 0,75$		OH	Argila orgânica Silte orgânico
		Solos altamente orgânicos		Principalmente matéria orgânica, escura na cor e com odor orgânico	PT

Fonte: Adaptado de SANTOS (2006)

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3)$$

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (4)$$

Em que,

Cc – Coeficiente de Uniformidade

Cu – Coeficiente de Curvatura

D₆₀ – Diâmetro dos 60% que passa

D₃₀ – Diâmetro dos 30% que passa

D₁₀ – Diâmetro dos 10% que passa

Utilizou-se na presente pesquisa a mistura do tipo Concreto asfáltico (CA) com processamento morno, cuja dosagem, ou seja, a proporção de cada material no compósito, foi realizada pela empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda. Os parâmetros da mistura determinados pelo método Marshall, visando atender as especificações constantes na norma do DNIT 031/2006 – ES (Tabela 2), foram: densidade aparente da mistura (Gmb), densidade máxima medida (DMM ou Gmm), estabilidade Marshall, resistência a tração por compressão diametral (RT), Volume de vazios (Vv), Vazios do Agregado Mineral (VAM), e Relação Betume/Vazios (RBV). Consoante esta dosagem e parâmetros confeccionaram-se os corpos de prova (CP), que foram submetidos as temperaturas empregadas no processo de usinagem e compactação no campo. Assim, os agregados foram aquecidos em estufa a temperatura de 135 °C, o CAP a 120 °C, no fogareiro, em seguida misturados a 120 °C e posteriormente compactados, também a temperatura de 120 °C.

Tabela 2 – Especificações para misturas do tipo CA

Propriedade	Limites (DNIT)	
	Camada de ligação	Camada de Rolamento
Estabilidade (N)	500 (mínimo)	500 (mínimo)
RT (MPa)	0,65 (mínimo)	0,65 (mínimo)
Vv (%)	4 – 6 (intervalo)	3 – 5 (intervalo)
VAM (%)	15 (mínimo)	15 (mínimo)
RBV (%)	65 – 72 (intervalo)	75 – 82 (intervalo)

Observação: * Função do Tamanho Nominal do Agregado (TMN)

No laboratório tais participantes foram misturados (Figura 17) e compactado no Compactador Giratório Superpave (CGS), ilustrado na Figura 18, com energia de compactação de 100 giros como critério de parada, uma vez que se trata do número de giros de projeto para vias com tráfego médio a alto, conforme indica a Tabela 3. Para determinar a massa ideal de cada material para confecção dos corpos de prova, realizaram-se diversas tentativas, respeitando a dosagem fornecida, até que se atingisse a altura de $150 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$, referente aos CP's, após os 100 giros. A busca por tais medidas se faz necessário para realização dos ensaios de *Creep* dinâmico e Triaxial, com vista a determinação do comportamento mecânico.

Figura 17 – Realização da mistura asfáltica: a) antes de adicionar o ligante; e b) após adição do CAP e homogeneização da mistura



Figura 18 – Compactador Giratório Superpave (CGS)



Tabela 3 – Número de giros de projeto em função do tráfego

Tráfego	Parâmetro de projeto
	Nproj.
Muito leve	50
Médio	75
Médio a alto	100
Alto	125

Fonte: Adaptado de AASHTO R35 (2017)

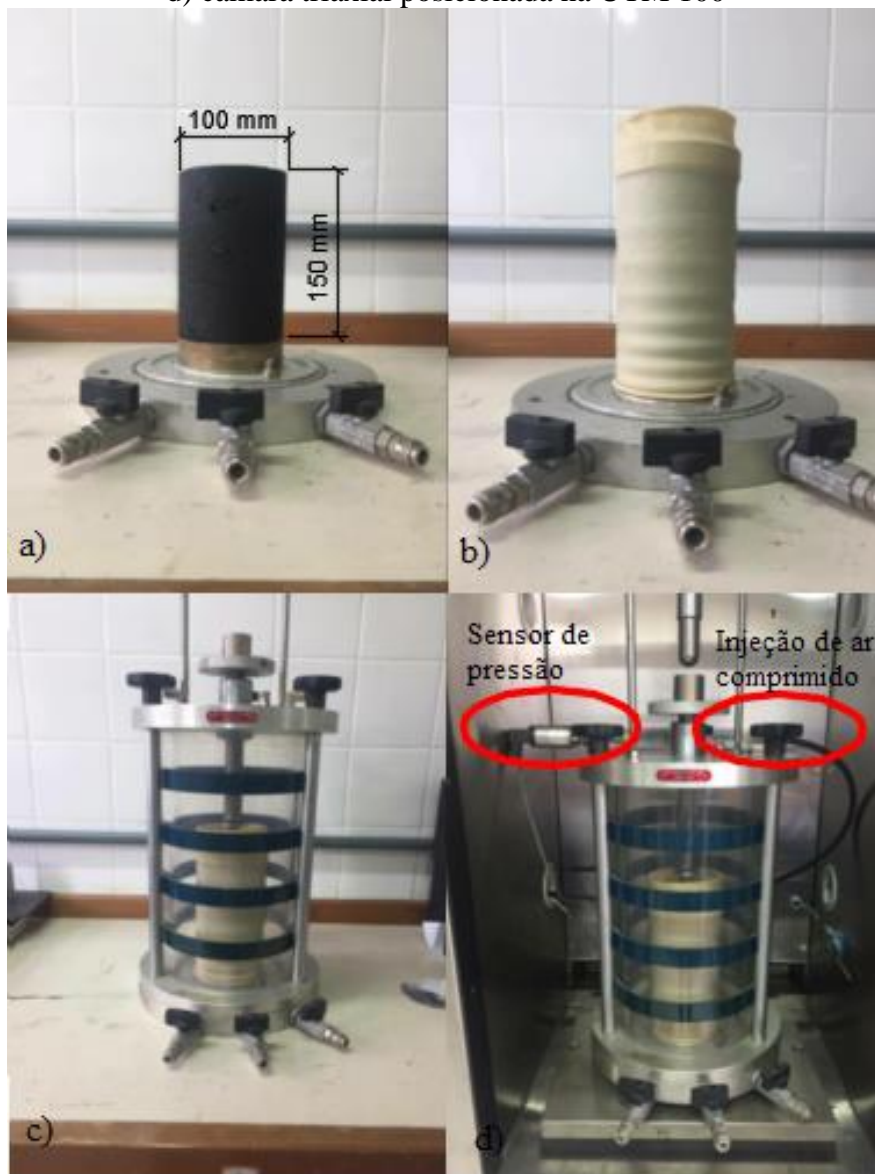
3.2 ENSAIOS MECÂNICOS

A literatura não apresenta normatização para o ensaio triaxial em misturas asfálticas. Portanto, acompanhou-se o procedimento usado por Pellinen et al. (2004), também adotado por outros autores da literatura (BINDU, 2012; BINDU e BEENA, 2013; KALOUSH et al., 2010). Consoante tais trabalhos, a taxa de deformação deve ser igual a 50,8 mm/min e a relação de altura e diâmetro do corpo de prova segundo a relação 1,5:1. Logo, moldaram-se os corpos de provas com 150 mm de altura e 100 mm de diâmetro. As temperaturas empregadas foram de 25, 40 e 60 °C. Ressalta-se que, os altos valores de temperatura visaram retratar aqueles encontrados na superfície dos pavimentos da cidade de

Manaus/AM. Corroborando com tal afirmação, tem-se o trabalho de Picanço et al. (2011) que estudaram as temperaturas na superfície de diferentes pavimentos no Município de Manaus. Tais autores apontam que no intervalo de horário das 6:30 h às 17:30 h, período em que se tem a maior incidência de radiação solar, a temperatura mostrou os seguintes resultados em revestimentos: do tipo Concreto Asfáltico (CA) de 27,1 °C a 52,85 °C e Areia Asfalto (AA) o intervalo de 27,9 °C a 59,7 °C. As tensões confinantes adotadas foram 0, 75, 150 e 300 kPa, dentro da faixa de tensões mencionada nos citados estudos.

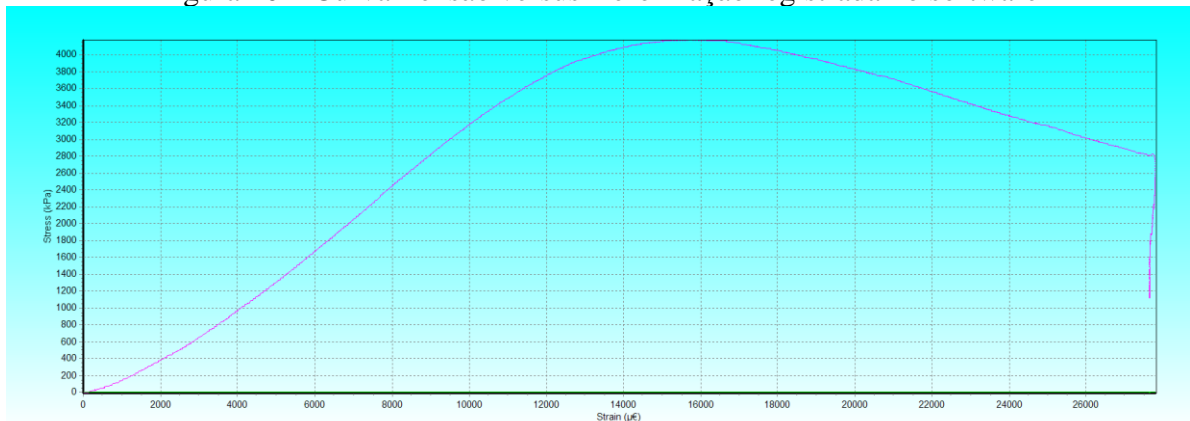
Os testes de compressão triaxial realizaram-se na Universal Test Machine (UTM), do Laboratório de Misturas do Grupo de Geotecnia da UFAM. As pressões de confinamento eram aplicadas por meio de um compressor de ar conectados a uma câmara triaxial. Utilizou-se o software denominado UTS002 *Stress Strain test*, versão 3.13b, na programação da máquina (controle de temperatura, pressão de confinamento e tensões atuantes) e aquisição de dados. Na sequência, após a compactação no CGS, acondicionaram-se as amostras em estufa na temperatura de ensaio, por no mínimo 2h, até atingir a temperatura de equilíbrio. Em paralelo a câmara de temperatura da UTM também era configurada para a mesma temperatura. Após esta etapa, os corpos de prova foram preparados para o ensaio confinado, recebendo uma membrana de látex, de modo a uniformizar a pressão atuante, além de evitar a absorção de ar pela amostra. Preparado com a membrana, os corpos de prova eram colocadas dentro da câmara triaxial e levadas em seguida para a Máquina Universal de Ensaio. No caso das leituras de deformação, estas foram realizadas pelo atuador e a força aplicada mediu-se por uma célula de carga. A citada metodologia de ensaio é resumidamente ilustrada na Figura 19.

Figura 19 – Preparação a amostra para ensaio triaxial: a) posicionamento do CP na base da câmara triaxial; b) CP após receber a membrana de látex; c) câmara triaxial com a amostra; d) câmara triaxial posicionada na UTM 100

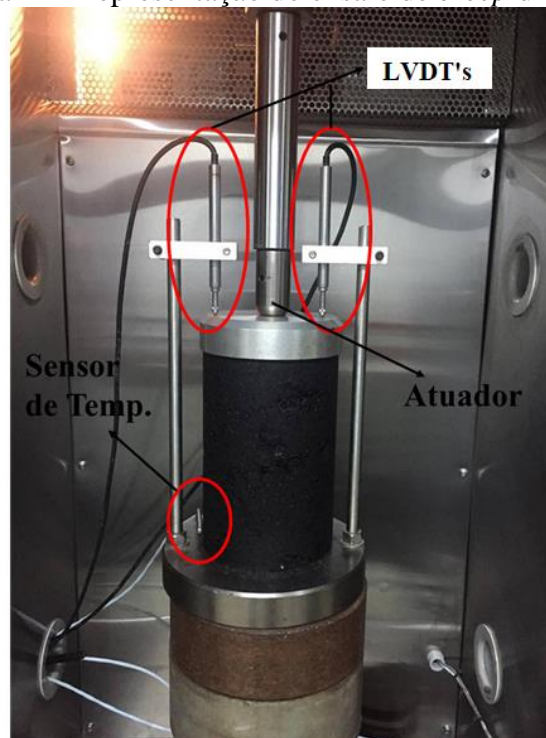


Na medida que era executado ensaio, o software do equipamento registrava em tempo real a curva Tensão versus Deformação (Figura 20), proporcionando o acompanhamento do momento em que o corpo de prova rompia, e o consequente encerramento do experimento.

Figura 20 – Curva Tensão versus Deformação registrada no software



O experimento do *creep* dinâmico sem confinamento executaram-se, também, na UTM do Laboratório de Misturas do GEOTEC/UFAM. O software UTS014 Asphalt Permanent Deformation Test, versão 1.22b, usou-se na programação da máquina (controle de temperatura, tensões atuantes, período de repouso e carregamento, número de ciclos) e aquisição dos dados. As leituras de deformações realizaram-se pelo atuador e por dois *Linear Variable Differential Transformers* (LVDT's) acoplados ao aparato no qual é colocado o corpo de prova. Em especial, tais LVDT's posicionavam-se em contato com um disco. Este acompanhava as deformações do corpo de prova, na medida que o atuador aplicava os carregamentos, como pode ser visualizado na Figura 21.

Figura 21– Representação do ensaio de *creep* dinâmico

Os parâmetros de configuração do ensaio acompanharam as recomendações do *Report 465 do National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)* (WITCZAK et al., 2002). De tal modo, que os corpos de prova com geometria de 150 mm de altura e 100 mm de diâmetro, foram submetidos à temperatura de 60 °C, com carregamento cíclico de 1 Hz, aplicação de carga de 0,1 s e 0,9 s de repouso, e tensão de 204 kPa. Ensaíram-se os corpos de prova, de acordo com os seguintes critérios de parada: obtenção da taxa mínima de deformação, onde é determinado o *Flow Number*, ou até o ciclo de número 10.000. Durante a realização do ensaio também foram obtidas as curvas de deformação permanente acumulada versus número de ciclos e taxa de deformação por ciclo versus número de ciclos. Portanto, foi possível acompanhar a evolução da deformação ao longo do tempo de ensaio, e identificar o momento de obtenção da taxa mínima de deformação.

Este método tradicional de calcular o *Flow Number* por meio da localização da taxa mínima de deformação, pode, no entanto, resultar em um parâmetro não muito preciso. Tal constatação se deve a possibilidade de se determinar um valor dispersivo, não condizendo com os momentos de transição entre os estágios. Desta forma, foram aplicados modelos matemáticos para identificar o início do Terceiro estágio, conseqüentemente o parâmetro FN.

Segundo Zhou, Scullion e Sun (2004) um modelo baseado na Lei de Potência simples, como indicado na Equação (5), é capaz de descrever a curva de deformação permanente acumulado para o Primeiro estágio.

$$\varepsilon_p = aN^b, N \leq Nps \quad (5)$$

Em que:

ε_p – deformação acumulada

a e b – coeficientes de regressão do primeiro estágio

N – número de ciclo

Nps – número de ciclos correspondente ao início do segundo estágio

Ressalta-se que os coeficientes de regressão “a” e “b” determinaram-se por meio do Software LAB Fit, acompanhando o seguinte processo: a) fornecimento dos dados experimentais relativos ao primeiro estágio, apresentado graficamente no Software (Figura 22); b) indicação da função de ajuste dos dados (Equação 5) e número de parâmetros a serem ajustados (Figura 23); e c) geração do gráfico com os dados experimentais e a curva de ajuste, com os parâmetros “a” e “b” calculados (Figura 24). Para determinação do número de ciclo ao final do primeiro estágio e início do segundo estágio, usou-se a Equação (6), quando o desvio (D_e) for maior que 3, que se inicia o segundo estágio.

Figura 22 – Representação gráfica dos dados fornecidos ao programa

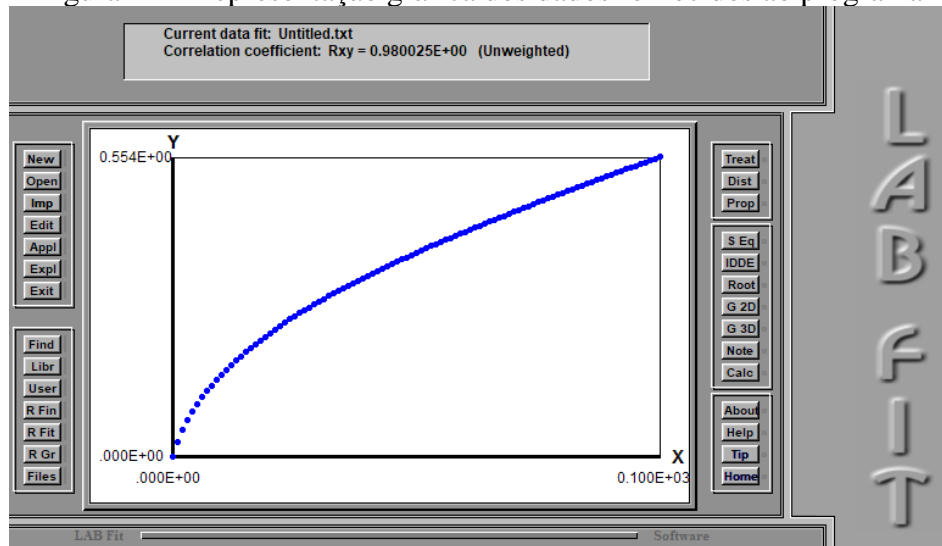


Figura 23 – Indicação da função de Potência para ajuste da curva e número de parâmetros a serem determinados

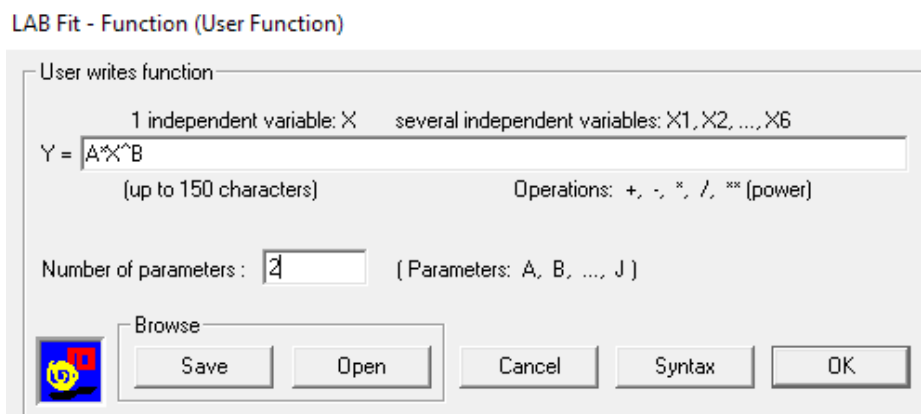
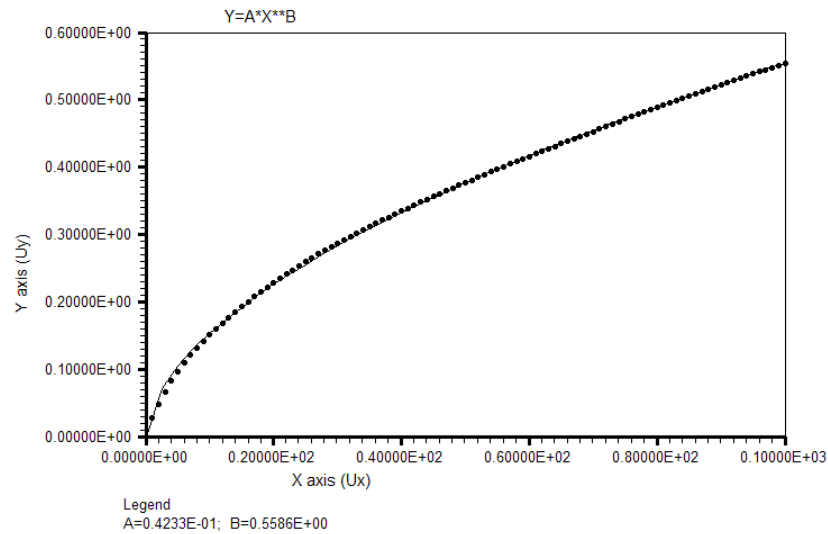


Figura 24– Curva de ajuste e parâmetros "a" e "b"



$$D_e = \frac{|\varepsilon_{p\text{-medido}} - \varepsilon_{p\text{-previsto}}|}{\varepsilon_{p\text{-medido}}} \times 100\% \quad (6)$$

Em que:

D_e – Desvio

$\varepsilon_{p\text{-medido}}$ – Deformação permanente experimental para um determinado número de ciclo

$\varepsilon_{p\text{-previsto}}$ – Deformação permanente calculada para um determinado número de ciclo

Baseado na definição do Estágio secundário, ou seja, a deformação permanente acumulada com comportamento linear, o modelo apresentado na Equação (7) é recomendado para caracterizá-lo. Para isso, o conjunto de dados foi ajustado e o início do estágio secundário, determinado anteriormente, torna-se a nova origem do eixo das coordenadas. Os coeficientes de regressão “c” e “d” foram calculados seguindo os mesmos passos aplicados para determinação dos coeficientes do Primeiro estágio. O final do segundo estágio e o início do terceiro, ou seja, a determinação do *Flow number* ocorre quando R_d , dado pela Equação (8), for menor que 1.

$$\varepsilon'_p = cN' + d, \text{ onde } N' = (N - Nps) \text{ para } Nps \leq N \leq Nst \quad (7)$$

Em que:

ε'_p – Deformação permanente acumulado para o novo sistema de coordenada

c e d – coeficientes de regressão do segundo estágio

N – número de ciclo

Nps – número de ciclos correspondente ao início do segundo estágio

Nst – número de ciclos correspondente ao início do terceiro estágio

$$R_d = \frac{d}{\varepsilon'_p} \times 100\% \quad (8)$$

Em que:

R_d – Taxa máxima absoluta de “d” para o máximo de ε'_p

d – coeficiente de regressão do segundo estágio

ε'_p – Deformação permanente acumulado para o novo sistema de coordenada

Obtido o *Flow number*, pode-se aplicar a Equação (9) para calcular a deformação permanente do segundo estágio.

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{ps} + c(N - Nps), \text{ para } Nps \leq N \leq Nst \quad (9)$$

Em que:

ε_p – deformação acumulada

ε_{ps} – deformação acumulada calculada no início do segundo estágio

N – número de ciclo

Nps – número de ciclos correspondente ao início do segundo estágio

Nst – número de ciclos correspondente ao início do terceiro estágio.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM

O ligante asfáltico, caracterizado pela REMAN por meio de ensaios tradicionais e especificados nacionalmente pela ANP, mostram os resultados indicados nas Tabelas 4 e 5. O ensaio de Penetração realizado a 25 °C obteve valor de 69.10^{-1} mm, indicando o material como CAP 50/70. Trata-se, portanto, de um ligante de baixa viscosidade, especialmente para o cenário local, o que pode explicar parte do desempenho observado nos experimentos quanto ao comportamento mecânico.

Tabela 4– Caracterização do Ligante Asfáltico

Características	Método	Unid.	ANP (2005) CAP 50/70	CAP 50/70
Penetração	D5	0,1 mm	50-70	69
Ponto de amolecimento	D36	°C	46	49,7
Ponto de fulgor	D92	°C	235	318
Solubilidade em tricloroetileno	D2042	% massa	99,5	99,9
Ductilidade	D113	cm	60	> 100
Densidade relativa a 20/4C	D70	N/A	-	0,998

Tabela 5– Viscosidades e Parâmetros (após envelhecimento) do ligante asfáltico

Características	Método	Unid	ANP (2005) CAP 50/70	CAP 50/70
Viscosidade Saybolt Furol a 135°C	E 102	s	141	283
Viscosidade Brookfield a 135°C	D4402	cp	274	539
Viscosidade Saybolt Furol a 150°C	E 102	s	50	140,7
Viscosidade Brookfield a 150°C	D4402	cp	112	279,8
Viscosidade Saybolt Furol a 177°C	E 102	s	30-150	50,8
Viscosidade Brookfield a 177°C	D4402	cp	57-285	96,8
RTFOT variação em % massa	D2872	%	0,5	0,04
RTFOT aumento do ponto de amolecimento	D36	°C	8	7,1
RTFOT penetração retida	D5	%	55	63

O resultado referente ao Ponto de Amolecimento manteve-se próximo ao valor mínimo prescrito pela ANP, com valor de 49,7 °C, ou seja, se apresentará como fluido a partir desta temperatura. Este resultado aponta que o ligante mostrará, para faixa de temperatura em serviço conforme indicado por Picanço et al. (2011), menor rigidez do mástique asfáltico (conjunto do ligante com a fração mais fina de agregados), levando a resistência da mistura depender mais diretamente do entrosamento dos agregados.

A Solubilidade em Tricloroetileno mostrou-se dentro dos limites, com valor igual a 0,1 %, ou seja, irrisória presença de impurezas no CAP. O Ponto de Fulgor apresentou valor muito superior ao limite mínimo prescrito. No entanto, quanto maior a temperatura do Ponto de Fulgor infere maior segurança de manuseio do material. A Ductibilidade a 25 °C obteve um valor maior que 100 cm no material virgem, acima do limite mínimo especificado pela ANP, logo, apontando boa consistência.

Tanto os valores de Viscosidade Saybol-Furol e Viscosidade Brookfield mostraram-se acima do limite mínimo especificado. Contudo, os resultados deste ensaio não possuem relação com o desempenho em campo, sendo preconizado para caracterizar a fase de manipulação do CAP (aquisição, transporte, usinagem).

Quanto ao efeito do envelhecimento a curto prazo, alcançado em estufa RTFOT, os limites foram atendidos. Observa-se, novamente, a baixa quantidade de impurezas, apontado pela perda desprezível de massa (0,04%), corroborado pela solubilidade em tricloroetileno de 99,9%. Alusivo à Penetração, o envelhecimento ocasionou uma perda de 37% (63% de retenção), conseqüentemente reflete um aumento de rigidez significativa por conta da manipulação do material. Resultado esperado, uma vez que a maior parte do envelhecimento acontece nos processos iniciais de fabricação da mistura.

Quanto à caracterização física dos agregados, os valores para a densidade apresentaram: a) Brita 1, $G_{sb} = 1,52 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sa} = 2,63 \text{ g/cm}^3$; b) Brita 0, $G_{sb} = 1,52 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sa} = 2,61 \text{ g/cm}^3$; c) Pó de pedra, $G_{sb} = 1,35 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sa} = 2,57 \text{ g/cm}^3$; e d) Areia, $G_{sb} = 1,32 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sa} = 2,60 \text{ g/cm}^3$. Alusivo às curvas granulométricas (Figura 25), calcularam-se os Coeficientes de Uniformidade (Cu) e de Curvatura (Cc), constantes na Tabela 6. Também baseado nos dados da textura os materiais, de acordo com o Sistema Unificado de Classificação do Solos, foram classificados em: a) Brita 1 e Brita 0 como pedregulhos mal graduados; b) Pó de pedra como areia bem graduada; e c) Areia residual como areia mal graduada.

Figura 25 – Curvas granulométricas dos materiais

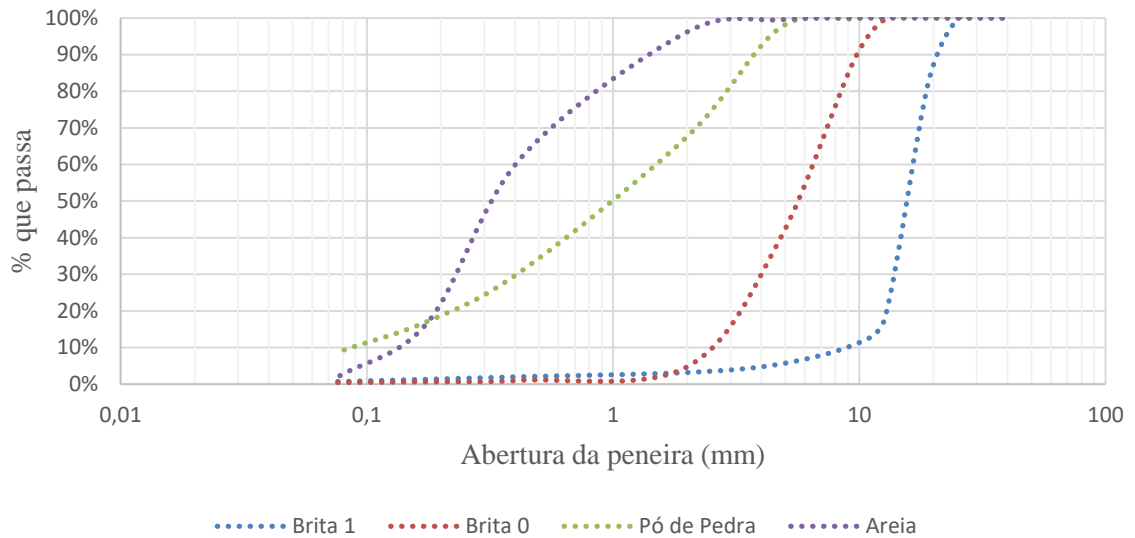


Tabela 6 – Coeficiente de Uniformidade e Curvatura dos materiais

Agregados	Cu	Cc
Areia	2,67	0,81
Pó de pedra	18,89	1,05
Brita 0	2,41	0,91
Brita 1	2,11	0,99

Analisando as frações indicadas na Tabela 7, segundo com a classificação da *American Society for Testing and Materials* (ASTM), observa-se que esses resultados condizem com os dados apresentados, ou seja: os agregados graúdos mostraram-se predominantemente como pedregulhos; o pó de pedra com predominância de areia média, porém com as outras frações de areias bem distribuídas, desta forma corroborando com a indicação de areia bem graduada; e a areia com predominância de areia fina, mas com deficiência de areia média e grossa, por isso considerada mal graduada.

Tabela 7 – Distribuição das frações de acordo com ASTM

	Pedregulho > 4,8 mm	Areia Grossa 4,8 - 2,0 mm	Areia Média 2,0 - 0,42 mm	Areia Fina 0,42 - 0,075mm	Finos
Brita 1	94,50%	2,30%	1,20%	1,30%	0,70%
Brita 0	60,60%	34,70%	3,70%	0,60%	0,50%
Pó de Pedra	2,80%	29,65%	36,65%	22,25%	8,65%
Areia	0,50%	3,30%	34,20%	60,30%	1,70%

A Tabela 8 indica a dosagem mineral (proporção dos agregados sem o ligante asfáltico), bem como a dosagem da mistura. Tal composição asfáltica pode ser enquadrada tanto na Faixa B, para camada de ligação ou camada de rolamento, quanto na Faixa C, que é específica para camada de rolamento (Figuras 26 e 27). Observa-se que na Faixa C a dosagem mineral encontra-se melhor ajustado referente a Faixa B do DNIT.

Tabela 8 – Dosagem dos materiais

Materiais	Dosagem mineral (%)	Dosagem da mistura (%)
Brita 1	15,6	14,8
Brita 0	29,7	28,2
Pó de pedra	29,7	28,2
Areia	25,0	23,8
CAP	0,0	5

Figura 26– Dosagem Mineral enquadrada na faixa B DNIT

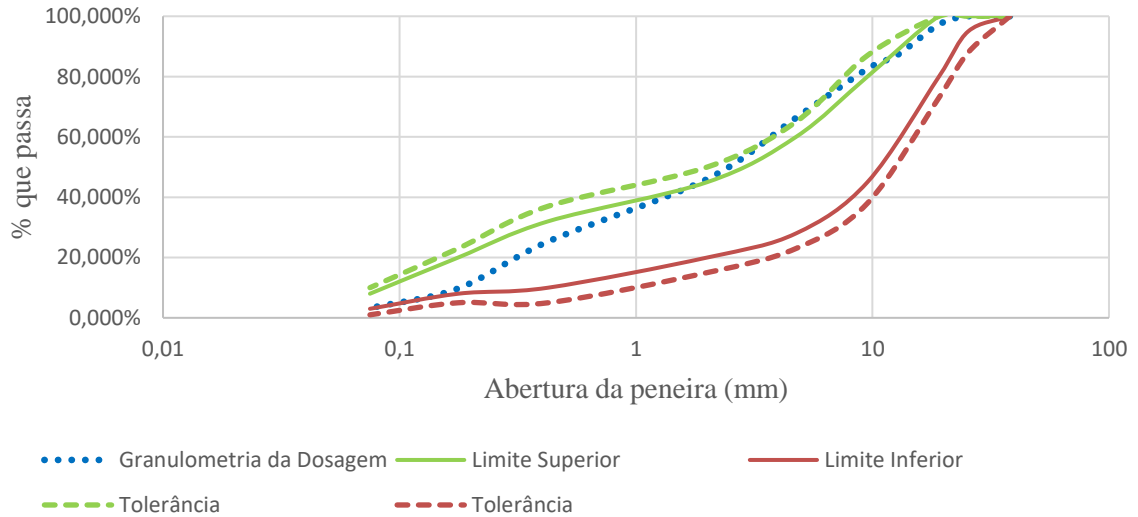
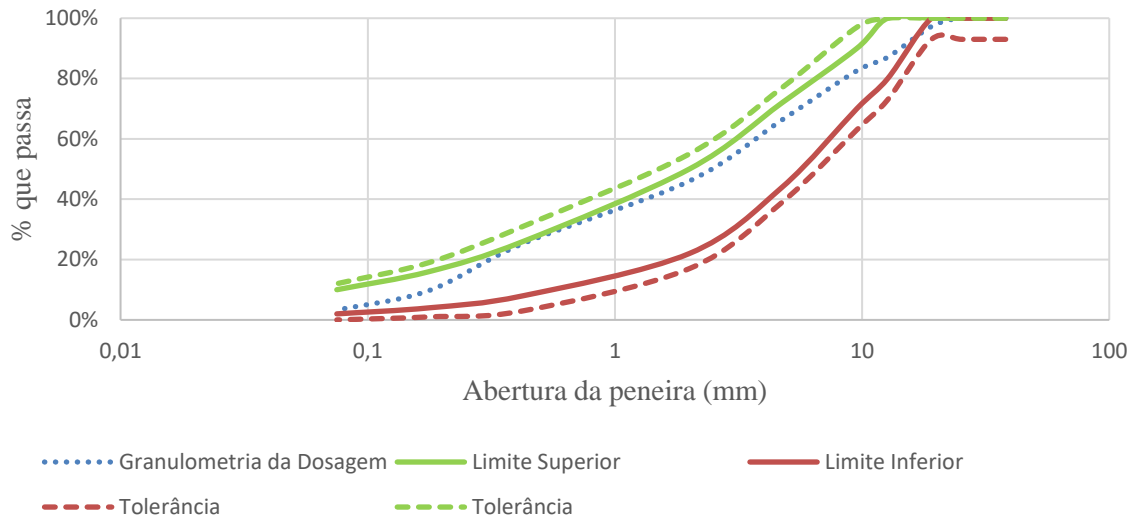


Figura 27 – Dosagem Mineral enquadrada na faixa C DNIT



Relativo aos parâmetros Marshall, tem-se a média dos resultados presentes na Tabela 9. Avaliando estes resultados, conforme as especificações do DNIT que constam na Tabela 2, nota-se que tanto a estabilidade como a resistência à tração por compressão diametral são adequadas para emprego em camadas de ligação e rolamento. Porém, os valores de Vv e RBV mostram-se adequados apenas para aplicação em camada de rolamento, e o parâmetro VAM apresenta-se um pouco abaixo do mínimo aceitável, de acordo com o Tamanho Máximo Nominal do agregado de 19 mm. Verificou-se também em laboratório o Volume de Vazios dos corpos de prova compactados por meio do compactador giratório, sendo obtido o valor de Vv igual 3,15%, muito próximo do valor determinado na metodologia Marshall.

Tabela 9 – Parâmetros Marshall da Mistura asfáltica

Propriedade	Média dos resultados
Estabilidade (N)	648
RT (Mpa)	0,87
Vv (%)	3,2%
VAM (%)	14,6
RBV (%)	78%

4.2 COMPORTAMENTO MECÂNICO

4.2.1 Ensaio Triaxial

Os corpos de provas ensaiados na UTM exibiram curvas tensão desviadora *versus* deformação, conforme mostram as Figuras 28 a 30. No geral, nota-se: a) comportamento padrão, independente da tensão confinante e da temperatura a que foi submetido. Desde modo, quando crescem as tensões confinantes, detecta-se, por conseguinte, o aumento das respostas (tensões desviadoras máximas), até que ocorra a ruptura do corpo de prova; b) que o aumento da temperatura gera um distanciamento entre as curvas representativas das tensões confinantes, notadamente, para aos maiores valores; e c) que os máximos valores das deformações específicas se mostraram sempre em torno da faixa de 0,02 a 0,025 mm/mm.

De acordo com a Tabela 10, que resultou dos valores oriundos dos gráficos mostrados nas citadas figuras, ao analisar em termos percentuais o aumento da tensão desviadora, a uma dada temperatura e tomando como base a tensão confinante de 0 kPa, tem-se um aumento, para: a) 25°C de 2,84 % (0-75 kPa), 5,14% (0-150 kPa) e 13,42% (0-300 kPa); b) 40°C de 4,46 % (0-75 kPa), 33,57% (0-150 kPa) e 52,82% (0-300 kPa); e c) 60°C de 30,35 % (0-75 kPa), 56,50% (0-150 kPa) e 112,34% (0-300 kPa). Ressalta-se os acentuados valores em altas temperaturas.

Sob a perspectiva da variação de temperatura, a uma mesma tensão confinante, observa-se que a média da tensão desviadora máxima, apresentou variação de: a) 25-40 °C em 50,62% (0 kPa), 50,86% (75 kPa), 38,54% (150 kPa) e 34,81% (300 kPa); b) 25-60 °C em 75,45% (0 kPa), 67,62% (75 kPa), 61,97% (150 kPa) e 52,17% (300 kPa); e c) 40-60 °C em 47,19% (0 kPa), 34,10% (75 kPa), 38,12% (150 kPa) e 26,62% (300 kPa). Portanto, uma redução da tensão desviadora máxima com o acréscimo de temperatura. Porém, em termos percentuais, quanto maior a temperatura a que foram submetidos os corpos de prova, maior a variação desta tensão relativo ao aumento da tensão confinante.

Figura 28 – Tensão desviadora x deformação a 25 °C

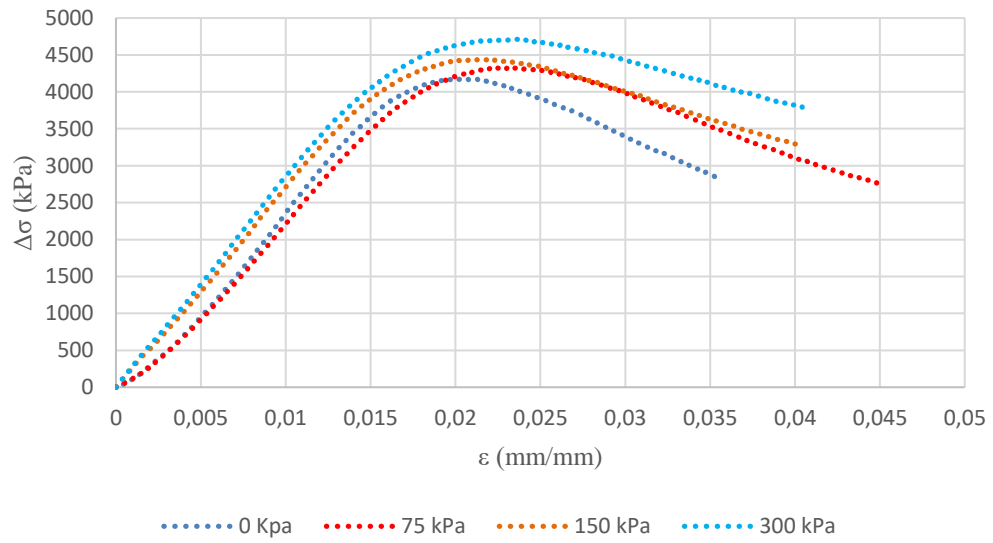


Figura 29 – Tensão desviadora x deformação a 40 °C

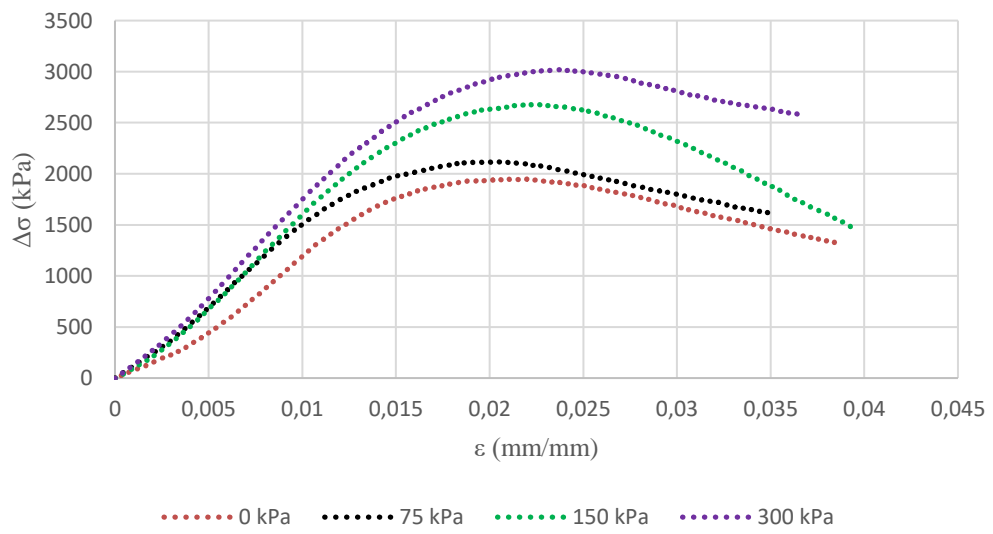


Figura 30 – Tensão desviadora x deformação a 60 °C

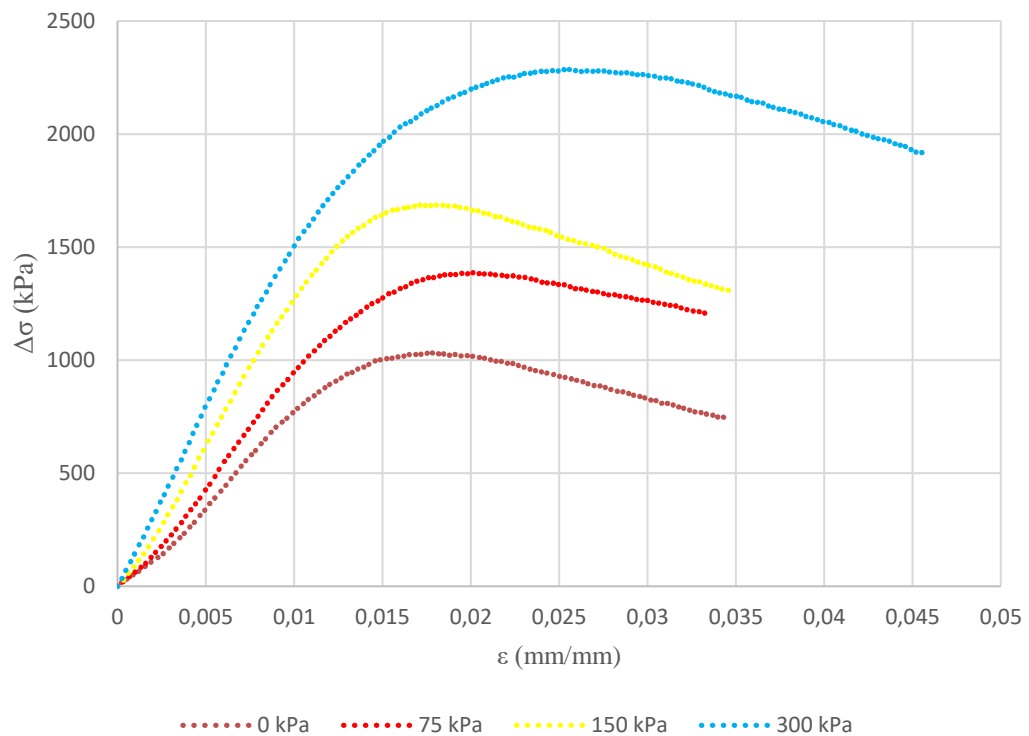


Tabela 10 – Média das tensões desviadoras máximas, função da tensão confinante e da temperatura de ensaio

Tensão confinante (σ_3) em kPa	Média da Tensão desviadora máxima ($\sigma_1 - \sigma_3$) em kPa		
	25°C	40°C	60 °C
0	4239,35	2051,06	1083,12
75	4359,71	2142,52	1411,86
150	4457,27	2739,55	1695,11
300	4808,31	3134,42	2299,89

Ao todo foram ensaiados, pelo menos, 48 corpos de provas. Em todos os CP's teve-se sempre a preocupação em verificar o “abaulamento” lateral, caracterizando uma ruptura do tipo plástica. A Figura 31 ilustra um corpo de prova antes e depois da realização do experimento, em que se observa a mencionada convexidade da amostra, bem como a presença de trincas, caracterizando sua ruptura.

Figura 31 – Corpo de prova antes e após a realização do ensaio triaxial



A fim de determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ), os resultados foram plotados em gráficos $p \times q$, dos quais foram traçadas as trajetórias de tensão, sendo ilustrados nas Figuras 32 a 34. A partir dos coeficientes angulares e dos termos independentes das retas, correlacionaram-se d e α aos parâmetros c e ϕ , conforme as equações apresentadas na Figura 11 (Capítulo 2). Ressalta-se que os valores do coeficiente R^2 , ou seja, a confiabilidade dos valores resultaram em torno de 99%.

Figura 32 – Trajetórias de Tensão para ensaios a 25 °C

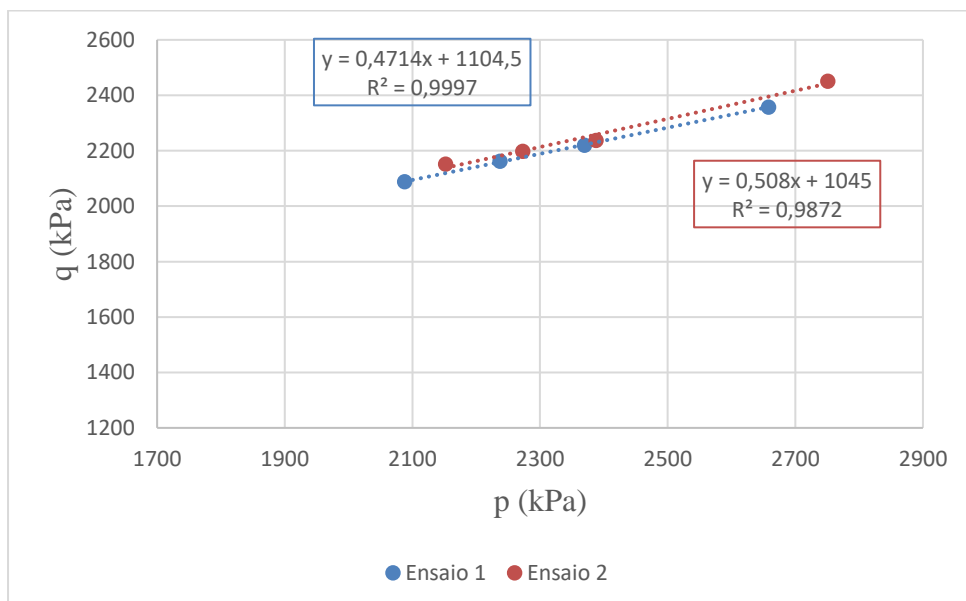


Figura 33 – Trajetórias de Tensão para ensaios executados 40 °C

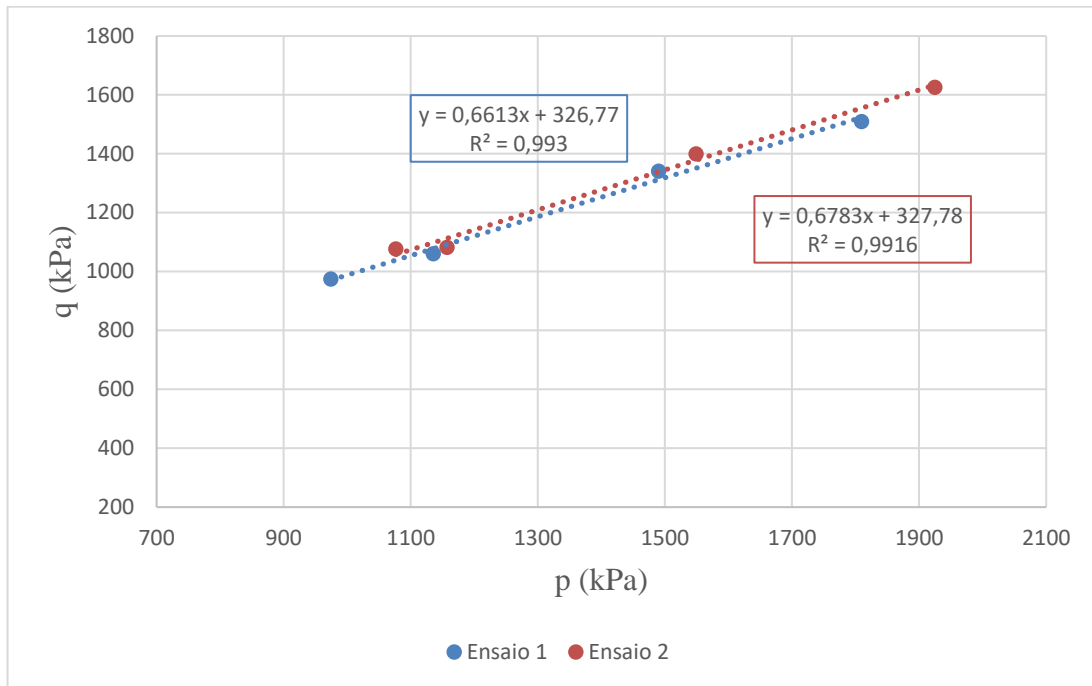
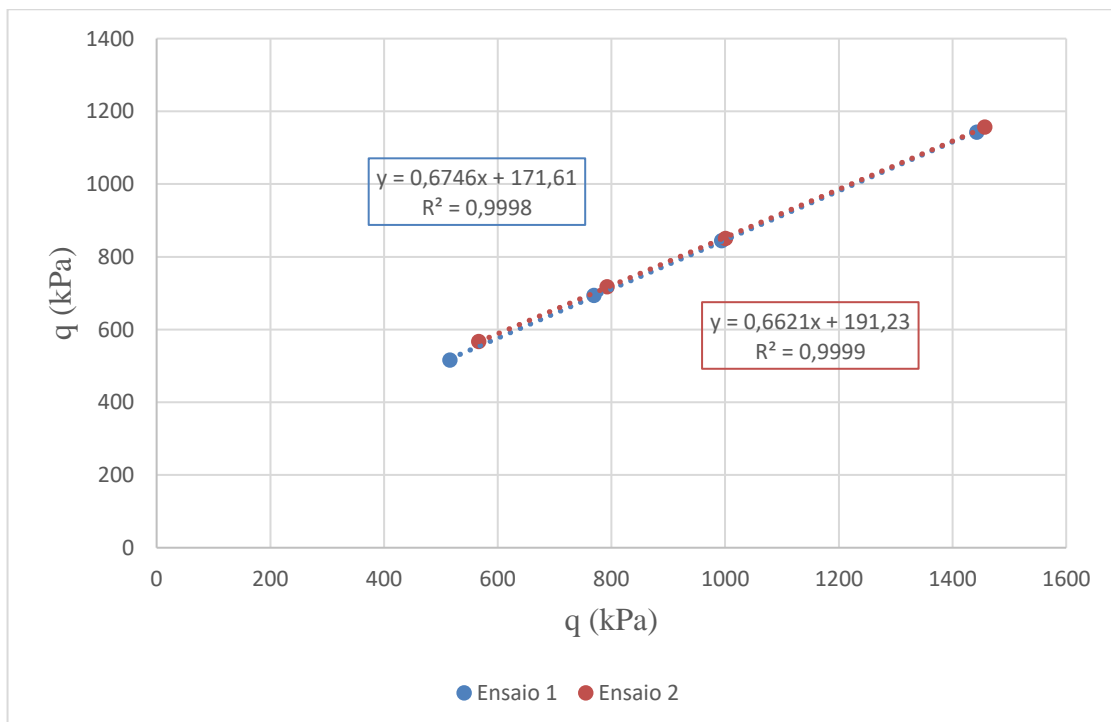


Figura 34– Trajetórias de Tensão para ensaios executados 60 °C



Nas Figuras 35 e 36, encontram-se as médias de c e ϕ . Analisando-se a Figura 35 percebe-se a redução da coesão com o acréscimo da temperatura, corroborando com a

literatura, uma vez que a viscosidade do ligante é o maior contributo deste parâmetro na mistura asfáltica (ENDERSBY, 1951; TAN et al., 1994; BINDU, 2012; MATTOS et al., 2016). Em termos percentuais, essa redução se traduz da seguinte forma: a) 64,24% de 25 a 40 °C; b) 80,22% de 25 a 60 °C; e c) 44,69% de 40 a 60 °C. Alusivo ao ângulo de atrito, observa-se um aumento deste parâmetro quando se modificou a temperatura do experimento de 25 para 40 °C. No entanto, quando executou-se o ensaio a temperatura de 60 °C, praticamente não houve alteração relativo a 40 °C. De acordo com a literatura técnica, a alteração de temperatura do experimento pouco modifica o ângulo de atrito, uma vez que ele depende apenas do esqueleto mineral da mistura (ENDERSBY, 1951; TAN et al., 1994; BINDU, 2012). Tal discordância relativa a variação de 25 para 40°C, também foi apontada por Pacheco (2014). A autora justifica que com o aumento de temperatura, a viscosidade do ligante é reduzida, permitindo, então, a movimentação das partículas, ou seja, acresce o contato grão-a-grão, traduzindo-se em aumento do ângulo de atrito.

Figura 35 – Coesão x Temperatura

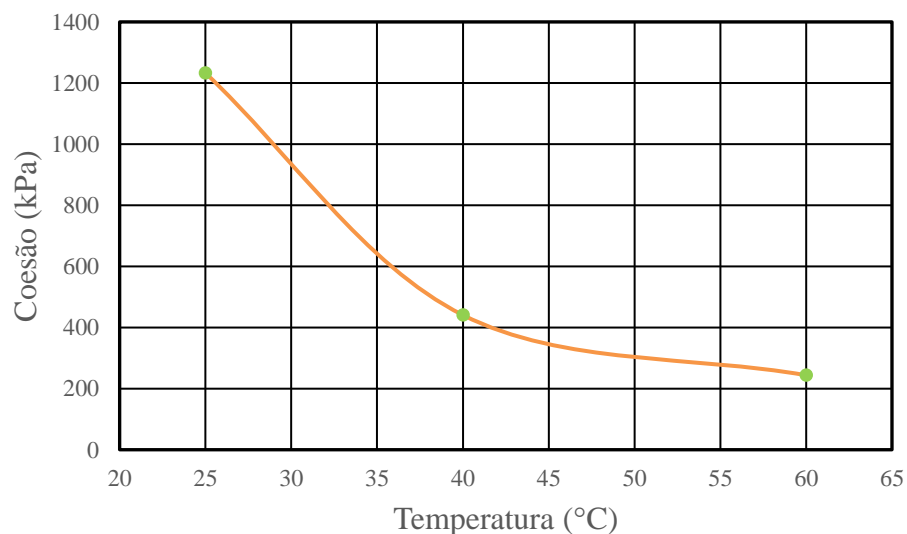
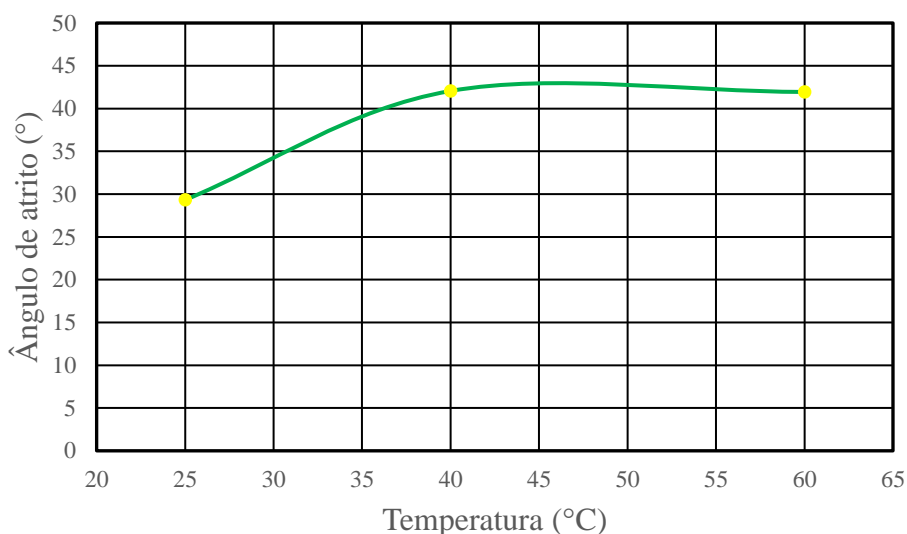


Figura 36– Ângulo de atrito x temperatura



As Figuras 37 e 38 ilustram uma comparação dos resultados obtidos nesta pesquisa indicativos aos valores determinados em outros trabalhos. Ressalta-se, porém, como mencionado no Capítulo 2, que a coesão ou “resistência viscosa” está intrinsecamente relacionado ao ligante asfáltico, sendo fortemente afetado pela temperatura e taxa de deformação do ensaio, isto é, diminui com o acréscimo da temperatura e aumenta quanto maior for a taxa cisalhante. Portanto, lembra-se que serão confrontados resultados de testes laboratoriais realizados segundo as mesmas taxas de deformação e temperatura.

Ao observar a Figura 37, nota-se que a coesão das misturas mornas desta pesquisa, quando testadas a 25 °C, é superior aos valores obtidos nas pesquisas de Nuñez et al. (2014) e Mattos et al. (2016), em 61,1% e 18,4%, respectivamente. Para a temperatura de 40 °C o citado parâmetro apresentou um valor inferior, referente ao estudo de Tan et al. (1994) e Mattos et al. (2016), em 11,8% e 38,9%, respectivamente. A 60 °C, alusivo aos trabalhos de Tan et al. (1994) e Bindu & Beena (2013), mostrou valor superior em 26,2% e 55,3%.

Examinando-se a Figura 38, tem-se que a maioria dos valores do ângulo de atrito resultam na faixa de 40 a 45°. Portanto, similares e coerentes aos valores obtidos no trabalho em pauta, no intervalo de 40 e 60 °C, apenas com grande divergência quanto ao resultado para a temperatura de 25 °C. Vale ressaltar que os tipos de misturas dos trabalhos analisados são distintos alusivos ao presente estudo, seja quanto ao esqueleto mineral e ao CAP, assim, afetando diretamente a coesão da composição.

Figura 37– Confronto de resultados da coesão

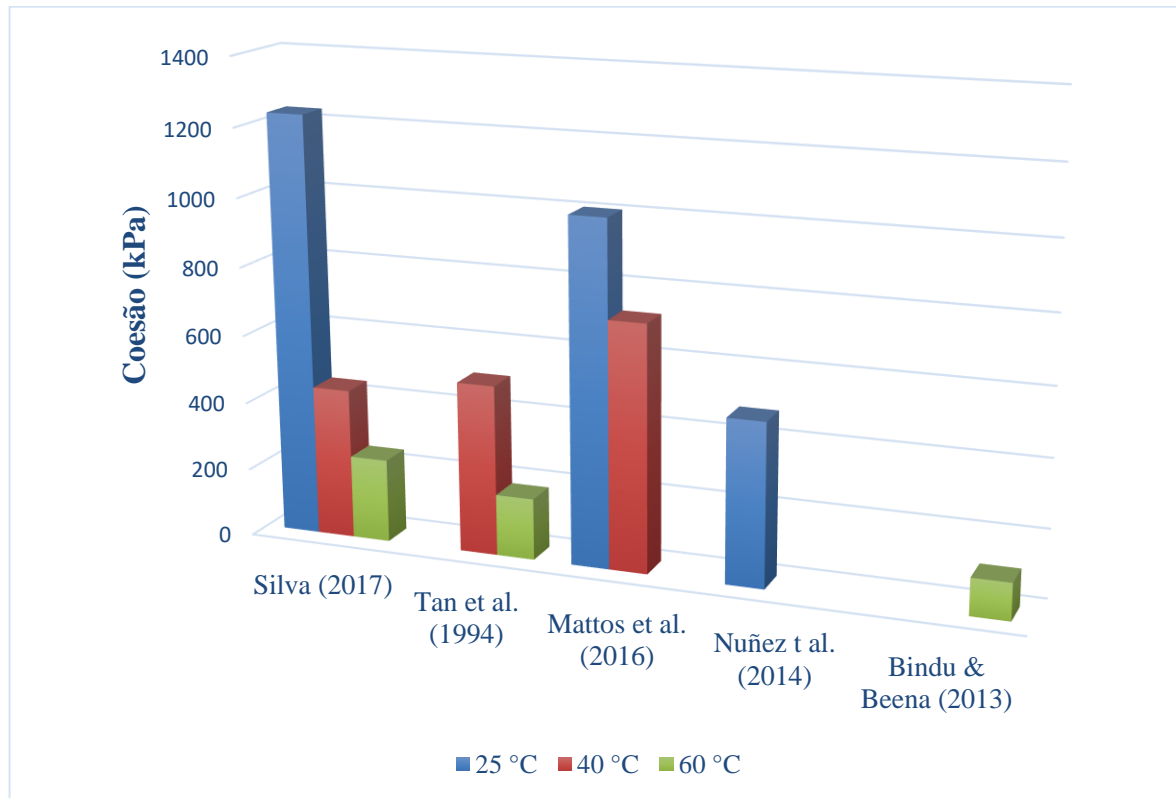
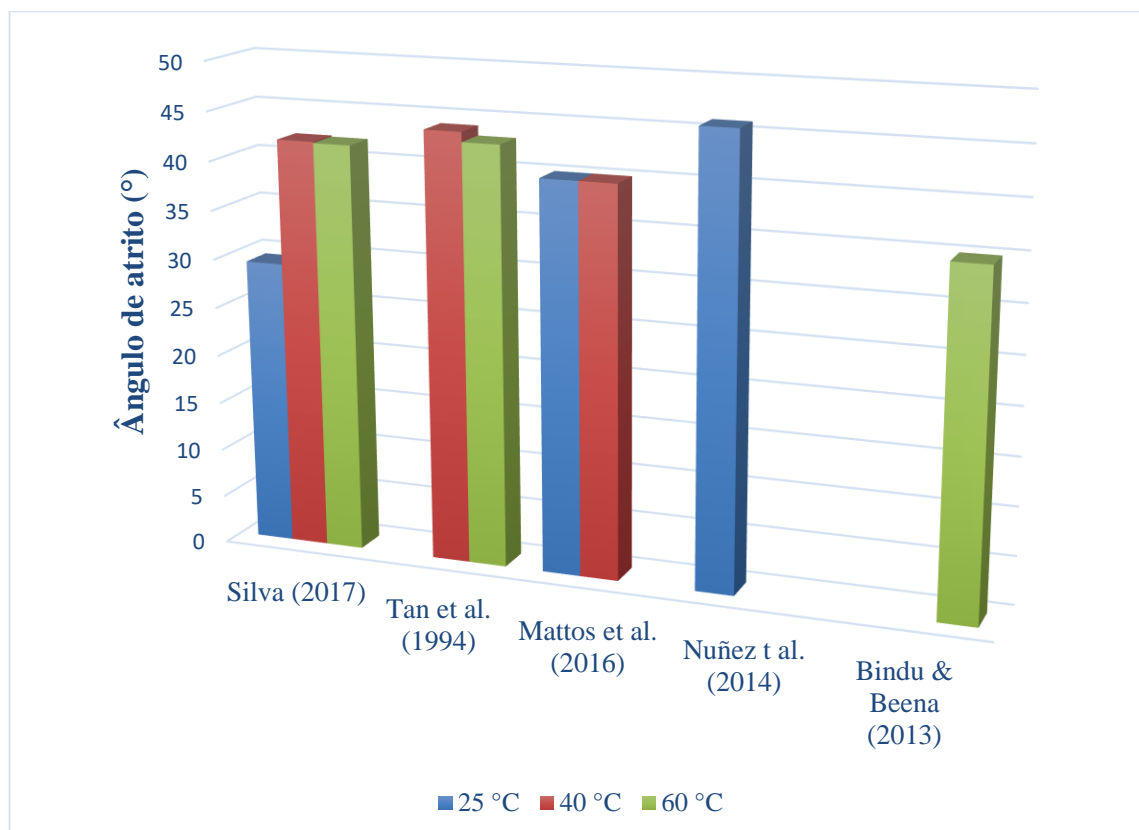


Figura 38 – Confronto de resultados do ângulo



4.2.2 Creep Dinâmico

A Figura 39 exibe os resultados do ensaio de *creep* dinâmico. Em cada gráfico foram plotadas as curvas deformação permanente *versus* N° de ciclos e taxa de deformação por ciclo *versus* N° de ciclos. Observa-se que, os testes realizados em similares condições, as curvas mostraram comportamento diversos. Desta forma, adotando a abordagem tradicional de obtenção do *flow number* (FN), ou seja, o N° de ciclo para o valor mínimo da taxa de deformação por ciclo, determinou-se este parâmetro para cada ensaio. Adotou-se a média desses valores como parâmetro final representativo da composição, resultando em 136,2. Os resultados referentes a aplicação dos modelos matemáticos para o primeiro e segundo estágio, bem como a determinação do FN por esta abordagem encontram-se na Tabela 10. Comparando com os resultados do método tradicional, o *flow number* obtido pelo método matemático, para todas as amostras, apresentam-se superiores, sendo o valor médio igual a 219,2. Tal análise pode ser notada considerando-se a Figura 40, no qual o número de ciclos para taxa mínima de deformação por ciclo, não coincide com o ponto de transição do segundo para o terceiro estágio. Segundo o padrão de qualificação da proposta de Nascimento (2008), a mistura morna utilizada na cidade de Manaus, mostra-se inadequada para vias de tráfego médio, no qual o FN deveria ser maior que 300 ciclos. Indicando, portanto, que tais composições podem proporcionar prematuros problemas de afundamento

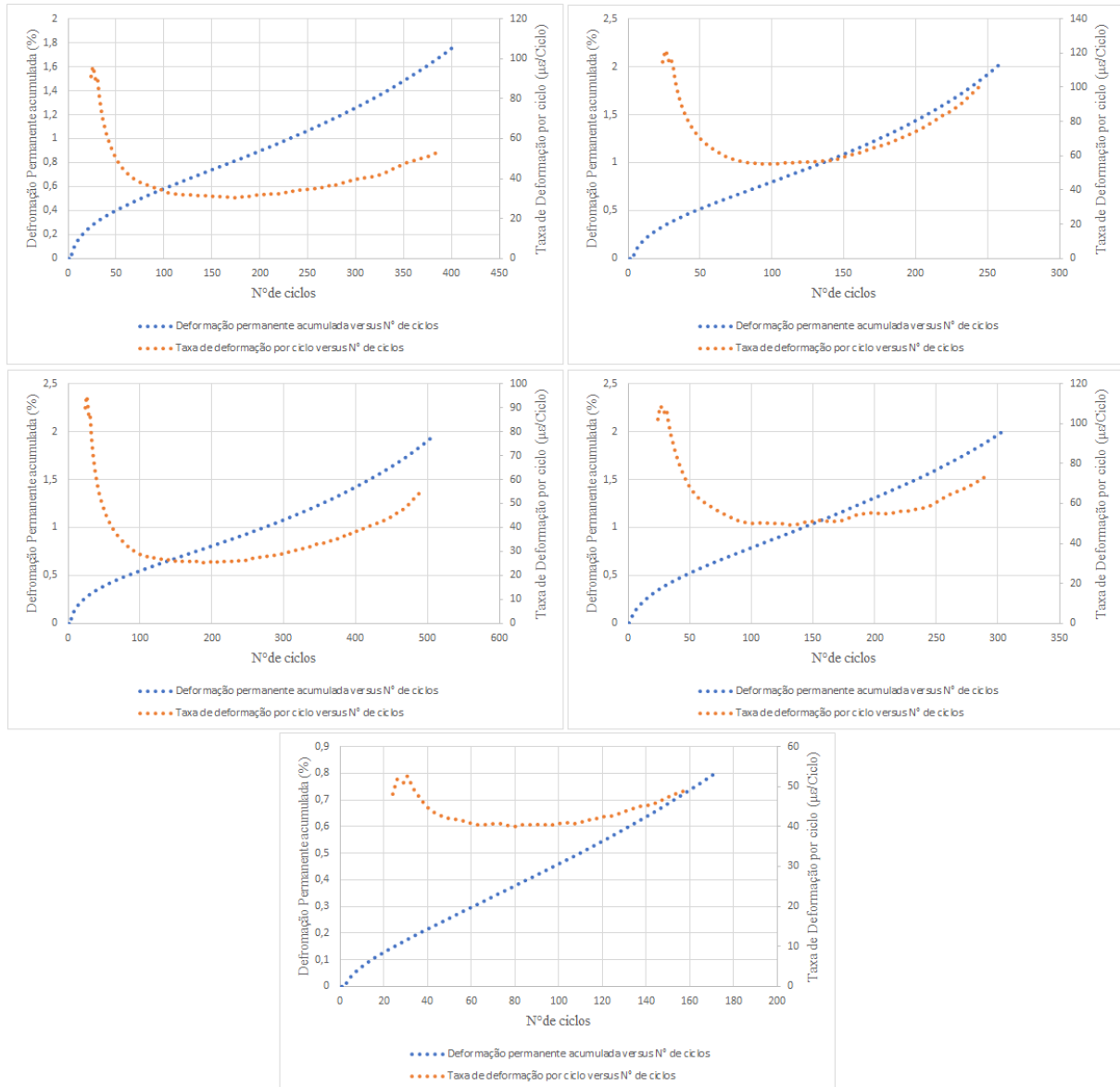
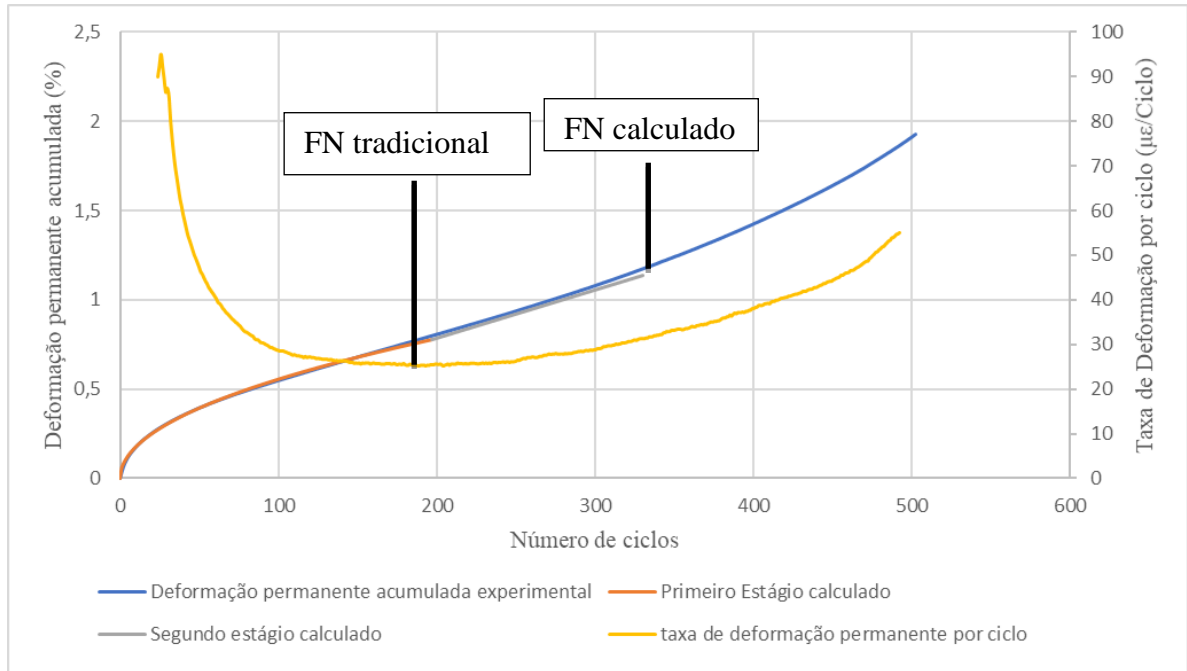
Figura 39 – Resultados do ensaio *Creep* dinâmico

Tabela 11 – Modelos matemáticos para o Primeiro Estágio, Segundo estágio e valores do FN

Amostra	Primeiro Estágio			Segundo Estágio	
	Modelo	Ponto Final	Ponto inicial	Flow Number	Modelo
CP1	$\varepsilon_p = 0,04221N^{0,5594}$	N = 162	N = 162	N = 275	$\varepsilon_p = 0,72681 + 0,003395(N - 162)$
CP2	$\varepsilon_p = 0,05708N^{0,5688}$	N = 101	N = 101	N = 205	$\varepsilon_p = 0,78803 + 0,005998(N - 101)$
CP3	$\varepsilon_p = 0,05663N^{0,4955}$	N = 197	N = 197	N = 330	$\varepsilon_p = 0,77617 + 0,002719(N - 197)$
CP4	$\varepsilon_p = 0,04024N^{0,6369}$	N = 162	N = 162	N = 188	$\varepsilon_p = 1,02778 + 0,005549(N - 162)$
CP5	$\varepsilon_p = 0,01236N^{0,7626}$	N = 65	N = 65	N = 98	$\varepsilon_p = 0,29823 + 0,00414(N - 65)$

Figura 40 – Comparação entre as determinações do FN



Consoante os resultados da literatura técnica, no qual não foram utilizados aditivos para modificação do ligante, os valores do presente trabalho mostram-se coerentes. Podendo-se citar: a) Budny (2012) obteve o valor máximo de FN igual 70 para uma das misturas mornas; b) Borges (2014) aferiu três composições do tipo concreto asfáltico tradicional, que indicaram os seguintes valores de FN: 46, 177 e 133; e c) Barros et al. (2015) encontraram o valor médio de FN = 124 para uma mistura CA com CAP 50/70. Pelos resultados citados nos mencionados trabalhos, o parâmetro característico da deformação permanente determinando nesta pesquisa mostrou-se, em sua maioria, superior. No entanto, segundo os limites sugerido por Nascimento (2008), todos esses resultados indicaram-se inadequados para vias de tráfego médio.

5 CONCLUSÃO

Pelo exposto, tem-se:

(a) O ligante asfáltico foi classificado como 50/70, atendendo as especificações da ANP. No entanto, para o cenário local, não se apresenta adequado uma vez que na faixa de temperatura de serviço já atingiu seu Ponto de Amolecimento;

(b) A análise das frações dos agregados corroborou com a classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos;

(c) A Dosagem Mineral indicou que pode ser empregado para ambas as Faixa B e C do DNIT;

(d) A análise dos parâmetros Marshall, sob a ótica da especificação do DNIT, mostrou que a mistura pode ser apenas empregada como camada de rolamento;

(e) Os resultados do ensaio de Triaxial indicaram que a coesão diminui drasticamente quando altera-se a temperatura da ambiental (25°C) para condição de serviço (60°C);

(f) O ângulo de atrito apresentou-se adequado quando comparado aos valores da literatura técnica;

(g) No teste de creep dinâmico, o modelo matemático mostrou-se mais adequado relativo à metodologia tradicional, uma vez que a taxa mínima de deformação por ciclo não condizia com o ponto de transição do estágio secundário para o estágio terciário;

(h) Os resultados de FN determinados pelos dois métodos (matemático e tradicional), indicaram que os revestimentos regionais estão sujeitos a prematuras patologias de deformação permanente.

(i) Como continuidade deste trabalho, sugere-se a avaliação quanto ao comportamento mecânico desta composição de concreto asfáltico com o processamento a quente, utilizadas também na cidade de Manaus, bem como o estudo das tensões atuantes nos pavimentos regionais a fim de avaliar a ruptura por cisalhamento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO R 35-15: Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Asphalt Mixtures. Washington, DC, 2017

ALAVI, A. H. et al. Formulation of flow number of asphalt mixes using a hybrid computational method. **Construction and Building Materials**, 25, p. 1338-1355, 2011.

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

BINDU, C. S. **Influence of additives on the characteristics of stone matrix asphalt**. 2012. 199 p. Thesis (Ph.D.), Cochin University of Science and Technology, Kochi, 2012.

BINDU, C. S.; BEENA, K. S. Comparison of shear strength characteristics of stone matrix asphalt mixture with waste plastics and polypropylene. **International Journal of Structural and Civil Engineering Research**, v. 2, n. 4, 2013.

BOCK, A. L. **Efeitos da Incorporação de Cal hidratada em Concretos asfálticos elaborados com ligante convencional**. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 2012.

BORGES, R. L. **Deformação Permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida**. 2014. 195 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transporte, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

BUDNY, J. **Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Mornas**. 2012. 155p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ, Rio de Janeiro, 2012.

CASTRO NETO, A. A. Crítica à postura dos EUA sobre o protocolo de Kyoto. In: **Anais... VII Encontro da Sociedade Brasileira de Economia Ecológica**, Fortaleza: 2007.

CHOWDHURY, A.; BUTTON, J.W. **A review of warm mix asphalt**. Technical Report. Texas Transportation Institute: 2008.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (2015). *Pesquisa CNT de Rodovias 2016: relatório gerencial*. Confederação Nacional dos Transportes, 1ª Ed., Brasília Distrito Federal.

D'ANGELO, J. et al. Warm-Mix Asphalt: European Practice. International Technology Scanning Program. Virginia: Federal Highway Administrations, 2008.

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

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 083/98**. Agregado: Análise granulométrica, 1998.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME084/95**. Agregado miúdo: Determinação de Densidade Real. 1995.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNIT 036/2006-ES**. Pavimentação flexíveis: Concreto asfálticas – Especificação de Serviço. 2006.

ENDERSBY, V.A. The history and theory of triaxial testing, and the preparation of realistic test specimens – a report of the triaxial institute. In: Triaxial Testing of Soils and Bituminous mixtures. ASTM Special Technical Publication, vol. 106. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 5–20, 1951.

GOETZ, W. H.; SCHAUB, J. H. Triaxial testing of bituminous mixtures: technical report. Publication FHWA/IN/JHRP-59/06. Joint Highway Research Project, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 1959.

GOH, S. W.; YOU, Z. A simple stepwise method to determine and evaluate the initiation of tertiary flow for asphalt mixtures under dynamic creep test. **Construction and Building Materials**, 23, p. 3398-3405, 2009.

HOLTZ, W. G. Introduction. In: Triaxial Testing of Soils and Bituminous mixtures. ASTM Special Technical Publication, vol. 106. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 1–4, 1951

HVEEM, F. N.; DAVIS, H. E. Some concepts concerning triaxial compression testing of asphaltic paving mixtures and subgrade materials. In: Triaxial Testing of Soils and Bituminous mixtures. ASTM Special Technical Publication, vol. 106. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 25–45, 1951

KALOUSH, K. E. et al. Laboratory Evaluation of Rubber & Polymer Modified Bituminous Mixtures Constructed in Stockholm. Final Report Submitted to Swedish Road Administration, Sweden, 2010.

KANDHAL, P. S.; COOLEY JR., L.A. Accelerated laboratory rutting tests: evaluation of the asphalt pavement analyzer. National Cooperative Highway Research Program – Report 508, 203.

KIM, Y. R.; ZHANG, J. BAN, HOKI. Moisture damage characterization of warm-mix asphalt mixtures based on laboratory-field evaluation. **Construction and Building Materials**, 31, p. 204-211, 2012.

KRISTJANSDDOTTIR, O. **Warm mix asphalt for cold weather paving**. 2006. 127 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), University of Washington, Department of Transportation, Olympia, Washington, 2006.

KRISTJANSDOTTIR, O.; MUENCH, S.; MICHAEL, L.; BURKE, G. Assessing the potential for warm mix asphalt technology adoption. In: **Anais...** Transportation Research Board Annual Meeting, Washington, 2007.

LAMBE, T. W. Methods of estimating settlement. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, Vol. 90, No SM 5, p. 43-67, 1964.

MACCARONE, S., 1994, "Cold asphalt systems as an alternative to hot mix". In: 9th AAPA International Asphalt Conference, November 1994.

MATTOS, J. R. et al. Shear strength of hot-mix asphalt and its relation to near-surface pavement failure – A case study in Southern Brazil. In: **Anais...** 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, Prague, Czech Republic, 2016.

MCLEOD, N. W. Application of triaxial testing to the design of bituminous pavements. In: Triaxial Testing of Soils and Bituminous mixtures. ASTM Special Technical Publication, vol. 106. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 79–111, 1951

MELLO, L. G. R.; KALOUSH, K. E.; FARIAS, M. M. Avaliação do uso de fibras sintéticas em mistura asfálticas. **Revista Pavimentação**, Ano III, N°11, 2008.

MERIGHI, C. F. **Estudo do comportamento de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimento com adição de borracha moída de pneu**. 2015. 201 p. Dissertação (Mestrado), Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, 2015.

MOTTA, R. S. **Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético**. 2011. 229 p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MOURA, E. **Estudo de Deformação Permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, 2010.

MUTHEN, K.M., Foamed Asphalt Mixes – Mix Design Procedure. Contract Report CR-98/077, Sabita Ltd. and CSIR Transportek, South Africa, 1998.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente**. 2008. Dissertação de Mestrado. COPPE, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008.

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...** 7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões – CBR&C, 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. 2012. 160 p. Dissertação (Mestrado) –

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transporte, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

ONOFRE, F. C. et al. Avaliação do Efeito de Ligantes Asfálticos Modificados na Resistência à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Densas. **Transportes**, v. 21, n. 3, p. 14-21.

OTTO, G. G. **Misturas asfálticas mornas: Verificação da fadiga e do modelo complexo**. 2009. 179 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

PACHECO, L. M. **Análise paramétrica da resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas**. 2014. 133 p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

PELLINEN, T. K.; SONG, J.; XIAO, S. Characterization of hot mix asphalt with air voids content using triaxial shear strength test. In: **Proceedings...** Conference on Asphalt Pavements for Southern Africa, Sun City, South Africa, 2004.

PICANÇO, H. M. et al. Refletividade, Radiação Solar e Temperatura em Diferentes Tipos de Revestimentos das Vias Urbanas no Município de Manaus (Am). In: **Anais... 5º CONGRESSO DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES**, São Paulo, 2011.

PROWELL, B. D.; HURLEY, G. C.; FRANK, B. Warm-mix asphalt: Best Practices. Quality Improvement Publication Series 125. Lanham: National Asphalt Pavement Association, 2007.

RUBIO, M. C. et al. Warm mix asphalt: an overview. **Journal of Cleaner Production**, 24, p. 76-84, 2012.

SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) –Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

S&T. Ministério dos Transportes. Agência Nacional de Transportes Terrestres; Triunfo; Concepa. **Análise dos efeitos de excessos de cargas e de alterações na composição de misturas asfálticas no desempenho de pavimentos flexíveis típicos da região sul do país**: relatório final, 2012.

SMITH, V. R. Application of the triaxial test to bituminous mixtures California Research Corporation Method. In: Triaxial Testing of Soils and Bituminous mixtures. ASTM Special Technical Publication, vol. 106. American Society for Testing and Materials, Philadelphia, p. 55–73, 1951

SU, K.; SUN, L.; HACHIYA, Y.; MAEKAWA, R. Analysis of shear stress in asphalt pavements under actual measured tire-pavement contact pressure. In: ICPT, 6, 2008. **Proceeding...** Sapporo, Japan: 2008, 11-18.

TAN, S. A.; LOW, B. H.; FWA, T. R. Behavior of asphalt concrete mixtures in triaxial compression. **Journal of Testing and Evaluation**, vol. 22, n. 3, p. 195-203, 1994.

VASCONCELOS, K. L. 2004. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias**. Dissertação (Mestrado). PETRAN/UFC, Fortaleza, 2004.

WANG, H. **Analysis of Tire-Pavement Interaction and Pavement Responses Using a Decoupled Modeling Approach**. 2011. 174 p. Ph. D. Thesis (Civil Engineering), University of Illinois, Illinois, 2011;

WARGHA FILHO, N. **Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas**. 2013. 110p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

WEST, R. et al. **Field Performance of Warm Mix Asphalt Technologies**, Washington, D.C. NCHRP REPORT 779, Transportation Research Board, 2014.

WITCZAK, M. W. et al. **Simple performance test for Superpave mix design**. NCHRP Report 465. National Research Council, Transportation Research Board. Washington, D.C, 2002.

ZHOU, F.; SCULLION, T.; SUN, L. **Verification and modeling of three-stage permanent deformation behavior of asphalt mixes**. **Journal of Transportation Engineering**, ASCE, 130 p. 486–94, 2004.