



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL – PPGECAM

**UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS DE ROCHAS CALCÁRIAS EM
MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE**

SÉRGIO RICARDO HONÓRIO DE ASSIS

João Pessoa – PB

Setembro de 2015

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL – PPGECA

**UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS DE ROCHAS CALCÁRIAS EM
MISTURAS ASFÁLTICAS USINADAS A QUENTE**

Dissertação de Mestrado submetida ao
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil e Ambiental da
Universidade Federal da Paraíba como
parte dos requisitos para obtenção do
título de Mestre.

Sérgio Ricardo Honório de Assis
Orientador: Prof. Dr. Ricardo Almeida de Melo

João Pessoa - PB

Setembro de 2015

A848u Assis, Sérgio Ricardo Honório de.
 Utilização de agregados de rochas calcárias em misturas
 asfálticas usinadas a quente / Sérgio Ricardo Honório de
 Assis.- João Pessoa, 2015.
 134f.
 Orientador: Ricardo Almeida de Melo
 Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT
 1. Engenharia civil e ambiental. 2. Misturas asfálticas a
 quente. 3. Agregados - rocha calcária. 4. Granito. 5. Método
 Marshall. 6. Método Superpave.

UFPB/BC

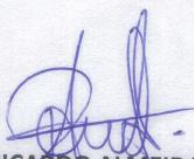
CDU: 624:504(043)

**"UTILIZAÇÃO DE AGREGADOS DE ROCHA CALCÁRIA EM MISTURAS ASFÁLTICAS
USINADAS A QUENTE"**

SÉRGIO RICARDO HONÓRIO DE ASSIS

Dissertação aprovada em 22 de setembro de 2015

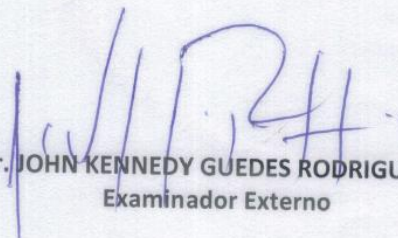
Período Letivo: 2015.2



Prof. Dr. RICARDO ALMEIDA DE MELO
Orientador



Prof. Dr. GIVANILDO ALVES DE AZEREDO – UFPB
Examinador Interno



Prof. Dr. JOHN KENNEDY GUEDES RODRIGUES – UFCG
Examinador Externo

João Pessoa/PB
2015

DEDICATÓRIA

Este trabalho é dedicado à pessoa mais especial da minha vida, Maria de Fátima Honório de Assis, minha mãe, presente em todos os momentos, onde o apoio, a dedicação e a paciência moldaram o ser humano que me tornei.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, pelo dom da vida, pelo dom de conseguir realizar meus sonhos. Agradeço à minha família, minha mãe, Fátima Honório, por todos os anos de apoio, carinho e muita paciência que sempre teve. Essa vitória é mais sua do que minha;

Ao Professor Dr. Ricardo Almeida de Melo, que, nos onze anos de convivência de trabalho, soube mostrar amizade, parceria e paciência. Na condição de professor, sempre se mostrou rigoroso, mas sempre acessível e disposto a ensinar com clareza, atributos que pretendo levar comigo na carreira acadêmica;

À PETROBRÁS, pelo auxílio financeiro, destinado à reforma da infraestrutura física e compra de equipamentos para o Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV) da UFPB;

À empresa NOVATEC, pela doação de todos os materiais utilizados nesta pesquisa;

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, pela oportunidade de realização do mestrado;

Aos amigos do mestrado, em especial Rosimery da Silva Ferreira e Felipe Cordeiro de Lima, amigos que sempre estiveram perto de mim nos momentos mais importantes no decorrer do mestrado;

A todos os técnicos do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV) e do Laboratório de Ensaios de Materiais e Estruturas (LABEME) da UFPB, em especial à João, Delmarcos, Marcos e Cláudio Matias, pela paciência e compreensão em todos os momentos;

Aos colegas Bismak, Kildenberg e Vinícius, pelo apoio nos momentos mais difíceis, inclusive nas viagens à Campina Grande para a realização de ensaios;

A todos do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), da UFCG, em especial aos professores José de Arimatéia, John Kennedy e Lêda Christiane, aos técnicos Josenildo e Jadilson. Todos nos receberam de braços abertos para a realização de vários ensaios mecânicos que necessitei realizar no laboratório;

E finalmente a todos, que contribuíram direta ou indiretamente para a realização deste trabalho. Sintam-se representados, na certeza de que, sem a contribuição de todos vocês, nada disso seria possível.

RESUMO

A crescente demanda por agregados na aplicação em revestimento asfáltico torna necessária a pesquisa de novos materiais, com ênfase aos materiais locais, para minimizar impactos ambientais e os custos de transporte. Dessa forma, o objetivo foi avaliar o uso de agregados de rocha calcária em misturas asfálticas para camada de rolamento, com substituições na fração de pó de pedra do agregado granítico (mistura C2) e inclusão de fíler mineral (mistura C3), por meio de ensaios laboratoriais de desempenho mecânico. Os resultados obtidos foram comparados com a mistura asfáltica de referência (mistura C1), composta por agregados graníticos, com as especificações da norma DNIT 031/2006 – ES e outros estudos. Os materiais utilizados foram agregados graníticos (nas frações brita 19, brita 12 e pó de pedra) e de calcário (nas frações pó de pedra e fíler mineral), e ligante asfáltico CAP 50/70. A caracterização dos agregados foi feita por análise granulométrica, abrasão *Los Angeles*, absorção, massa específica e durabilidade. A caracterização do ligante asfáltico CAP 50/70 foi feita por ensaios de viscosidade Rotacional, dentre outros. O método *Marshall* foi usado para a dosagem das misturas asfálticas e determinação dos teores de projeto do ligante. Após, corpos de prova foram compactados pelos métodos *Marshall* e *Superpave*, com o intuito de se verificar a influência do tipo de compactação no desempenho mecânico. Os ensaios mecânicos aplicados foram: estabilidade *Marshall*, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, susceptibilidade aos danos por umidade e *Flow Number*. A partir dos resultados, verificou-se que as misturas atenderam às especificações da norma. As misturas C2 e C3 apresentaram melhor comportamento mecânico do que a mistura C1. A incorporação do calcário contribuiu para o enrijecimento das misturas e no ganho de resistência, principalmente à deformação permanente. Com relação aos danos por umidade, verificou-se que todas as misturas foram sensíveis à água, o que implica na necessidade de uso de melhoradores de adesividade. Dessa forma, pode-se concluir que misturas asfálticas a quente produzidas com agregados de calcário são tecnicamente viáveis para uso em camadas de rolamento.

PALAVRAS-CHAVE: misturas asfálticas a quente, agregados, calcário, granito, *Marshall*, *Superpave*.

ABSTRACT

The growing demand for aggregates in asphaltic surface course infrastructure makes necessary to research new materials, with emphasis on local materials to minimize environmental impacts and transport costs. In this way, the objective was to evaluate the use of limestone aggregates in asphalt mixtures for surface course, with substitutions of granite crusher dust (mix C2) and inclusion of limestone mineral filler (mix C3), through laboratory tests of mechanical performance. The results carried out were compared with the reference asphalt mixture (mix C1), composed of granite aggregates, and with the specifications according to DNIT 031/2006 – ES and others studies. The materials used were granite (in grading of 19 mm, 12 mm and crusher dust) and limestone aggregates (in grading of 19 mm, 12 mm, crusher dust and mineral filler), and PEN 50/70 asphalt binder. The characterization of aggregates was performed by sieve analysis, abrasion Los Angeles, absorption, density and sodium sulfate soundness test. The characterization of the asphalt binder was made by Rotational viscosity test, among others. The Marshall mix design method was used to compact asphalt mixtures and to determine optimum asphalt binder contents. Afterwards, the samples were compacted by Marshall and Superpave designs in order to check the influence of compression type on the mechanical performance. The mechanicals tests applied were indirect tensile-strength, resilient modulus, moisture susceptibility and Flow Number. From the results, it was found that mixtures were within the specification limits. The C2 and C3 mixtures showed better mechanical behavior than the C1 mix. The addition of limestone contributed for stiffness of the mixtures and gain of mechanical resistance, mainly to permanent deformation. Regarding to moisture susceptibility, it was observed that all mixtures were susceptible to water, which implies the need to use additives. In this way, it can be concluded that hot mix asphalts produced with limestone aggregates are technically viable for use in surface courses.

KEYWORDS: hot mix asphalts, aggregates, limestone, granite, Marshall, Superpave

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1– Malha rodoviária no Brasil.	20
Figura 2.2 – Infraestrutura viária do estado da Paraíba.	21
Figura 2.3 – Resumo das características avaliadas. – Paraíba.	21
Figura 2.4 – Estrutura de pavimento asfáltico, corte transversal.	22
Figura 2.5 – Esquema das tensões solicitantes.	23
Figura 2.6 – Penetrômetro (a) e viscosímetro Saybolt-Furol (b).	25
Figura 2.7 – Evolução da demanda, em milhões de toneladas.	29
Figura 2.8 – Deformação plástica acumulada versus número de ciclos.	39
Figura 2.9 – Compactador Marshall automático (a); Molde para realização de ensaio de estabilidade Marshall (b).	46
Figura 3.1 – Agregados graníticos, frações 19 mm (a), 12 mm (b) e pó de pedra (c).	54
Figura 3.2 – Matações de calcário (a); Britador de mandíbulas (b); Produto final obtido (c).	55
Figura 3.3 – CAP 50/70 obtido na usina de ligante asfáltico.	55
Figura 3.4 – Aparato do viscosímetro <i>Brookfield</i> (a); Tela do programa (b); Câmara de aquecimento do ligante (c).	59
Figura 3.5 – Aquecimento do ligante (a); Mistura com os agregados (b).	62
Figura 3.6 – Compactador Marshall (a); Controle de temperatura da mistura (b).	62
Figura 3.7 – Prensa.	64
Figura 3.8 – Compactador giratório (a); Molde cilíndrico utilizado na moldagem (b).	65
Figura 3.9 – Desmoldagem de corpo de prova (a); Corpos de prova obtidos (b).	66
Figura 3.10 – Ensaio de RT (a); Corpo de prova após ruptura (b).	67
Figura 3.11 – Prensa de ensaio (a); Interface para obtenção dos dados (b).	67
Figura 3.12 – Corpos de prova em bolsas plásticas (a) Banho de água à 25°C.	68
Figura 3.13 – Processo de saturação de corpos de prova (a); Congelamento à 10°C (b).	69
Figura 3.14 – Banho de água dos corpos de prova à 60°C.	70
Figura 3.15 – Aplicação dos ciclos de carga (a); Interface para obtenção dos dados (b).	71
Figura 4.1 – Curvas granulométricas dos agregados.	72
Figura 4.2 – Curva viscosidade x temperatura do CAP 50/70.	77
Figura 4.3 – Massa específica aparente.	79
Figura 4.4 – Volume de vazios.	79
Figura 4.5 – Vazios do agregado mineral.	80

Figura 4.6 – Relação betume/vazios.....	80
Figura 4.7 – Estabilidade Marshall.....	81
Figura 4.8 – Fluência	82
Figura 4.9 – Quociente Marshall das misturas asfálticas.	84
Figura 4.10 – Representação gráfica da resistência à tração por compressão diametral.....	85
Figura 4.11 – Representação gráfica do módulo de resiliência.	87
Figura 4.12 – Representação gráfica da relação MR/RT.....	89
Figura 4.13 – Volume de vazios x número de golpes.	90
Figura 4.14 – Resultados do ensaio de dano por umidade induzida.	92
Figura 4.15 – Ensaio de adesividade a ligante betuminoso.	93
Figura 4.16 – Representação gráfica dos resultados do ensaio de <i>Flow Number</i>	94
Figura 4.17 – Diferença na altura dos corpos de prova C1 e C2 (a); C1, C2 e C3 (b).	95

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Extensão da malha rodoviária federal pavimentada por região.....	19
Tabela 2.2 – Propriedades do agregado, região norte da China.	30
Tabela 2.3 – Resultados experimentais dos agregados.....	31
Tabela 2.4 – Resultados experimentais das misturas asfálticas.....	32
Tabela 2.5 – Propriedades dos agregados gnáissicos, Coreia.....	33
Tabela 2.6– Propriedades de agregado granítico, Malásia.	34
Tabela 2.7 – Propriedades físicas dos agregados Abo-Quadis e Shweily (2007).	37
Tabela 2.8 – Propriedades das misturas asfálticas estudadas.	37
Tabela 2.9 – Resultados obtidos do ensaio Dano por umidade induzida.	40
Tabela 2.10 – Resultados obtidos da estabilidade <i>Marshall</i>	41
Tabela 2.11 – Propriedades dos agregados basálticos e calcários.....	42
Tabela 2.12 – Afundamento no simulador de tráfego, misturas SMA11 e SMA12.....	44
Tabela 2.13 – Afundamento no simulador de tráfego, misturas SMA21 e SMA22.....	45
Tabela 2.14 – Vantagens e desvantagens do método Marshall.	47
Tabela 2.15 – Propriedades volumétricas obtidas.	50
Tabela 3.1 – Ensaio de caracterização física de agregados.....	56
Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização do CAP 50/70, AB-UN/LUBNOR.	58
Tabela 3.3 – Composição das misturas a serem estudadas.....	59
Tabela 3.4 – Ensaio de caracterização mecânica.	60
Tabela 3.5 – Seleção do número de giros para compactador <i>Superpave</i>	65
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.	73
Tabela 4.2 – Resultados da análise química.	75
Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70.....	76
Tabela 4.4 – Resultados da dosagem <i>Marshall</i>	83
Tabela 4.5 – Resultados do ensaio de RT para os métodos Marshall e Superpave.....	85
Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de MR para os métodos Marshall e Superpave.....	87
Tabela 4.7 – Cálculo da relação MR/RT das misturas estudadas.....	89
Tabela 4.8 – Nº de golpes e giros para obtenção de teor de vazios de 6 a 8%.	91
Tabela 4.9 – Resultados dano por umidade induzida, métodos <i>Marshall</i> e <i>Superpave</i>	91
Tabela 4.10 – Resultados do ensaio de <i>Flow Number</i>	94
Tabela 4.11 – Correlação entre o Quociente <i>Marshall</i> e o FN.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

ANEPAC - Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção Civil

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ASTM – American Society for Testing Materials

BIT – Banco de Informações e Mapas de Transportes

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CINEP – Companhia de Desenvolvimento da Paraíba

CNT – Confederação Nacional do Transporte

DMT – Densidade Máxima Teórica

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes

ESALs – *Equivalent Single-Axle Loads*

FIESP – Federação das Indústrias do Estado de São Paulo

Gmb – Massa específica aparente da mistura

IBRAM – Instituto Brasília Ambiental

LABEME – Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas da UFPB

LEP – Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG

LSR – Laboratório de Solidificação Rápida

MME – Ministério de Minas e Energia

MR – Módulo de resiliência

M_s – Massa seca

$M_{s\text{sub}}$ – Massa submersa em água

N_i – Número de giros inicial

N_p – Número de giros de projeto

N_m – Número de giros máximo

PPGECAM– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, UFPB

SCG – *Superpave Gyratory Compactor*

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

SUPERPAVE – *Superior Performing Asphalt Pavements*

UFCG – Universidade Federal de Campina Grande

UFPB – Universidade Federal da Paraíba

V – Volume

V_V – Volume de vazios

VCB – Vazios com Betume

VAM – Vazios do agregado mineral

RBV – Relação Betume Vazios

RRT – Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida

RT – Resistência à Tração por Compressão Diametral

RT_u – Resistência à Tração por Compressão Diametral após o ciclo de condicionamento

SNV – Sistema Nacional de Viação

SUMÁRIO

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos	16
1.2 Estrutura da dissertação	18
Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 Materiais de insumo na pavimentação rodoviária	22
2.2 Ligante asfáltico.....	24
2.3 Agregados	28
2.4 Caracterização física e mecânica dos agregados	30
2.5 Usos de agregados calcários em misturas asfálticas	35
2.6 Misturas de agregados: o agregado calcário nas frações finas	40
2.7 Utilizações dos métodos de compactação por impacto e por amassamento	46
Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	54
3.1 Materiais utilizados.....	54
3.2 Metodologia	56
3.2.1 Abrasão <i>Los Angeles</i>	57
3.2.2 Absorção e densidade do agregado graúdo	57
3.2.3 Massa específica real.....	57
3.2.4 Análise granulométrica	57
3.2.5 Durabilidade	57
3.2.6 Massa específica de agregados miúdos	58
3.2.7 Ensaios de caracterização do CAP 50/70	58
3.3 Composição das misturas.....	59
3.4 Ensaios mecânicos	60
3.4.1 Dosagem <i>Marshall</i>	60
3.4.2 Compactação utilizando o método <i>Superpave</i>	64
3.4.3 Resistência à tração por compressão diametral.....	66
3.4.4 Módulo de resiliência	67
3.4.5 Dano por umidade induzida	68
3.4.6 Adesividade a ligante betuminoso.....	70
3.4.7 <i>Flow Number</i>	70
Capítulo 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS	72

4.1 Ensaios de caracterização dos agregados.....	72
4.1.1 Granulometria.....	72
4.1.2 Caracterização física dos agregados.....	73
4.1.2 Caracterização química dos agregados	75
4.2 Ensaios de caracterização do ligante asfáltico	76
4.3 Ensaios Mecânicos.....	78
4.3.1 Dosagem <i>Marshall</i>	78
4.3.2 Resistência à tração por compressão diametral.....	85
4.3.3 Módulo de Resiliência.....	87
4.3.4 Dano por umidade induzida	90
4.3.5 Adesividade a ligante betuminoso.....	93
4.3.6 <i>Flow Number</i>	94
Capítulo 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	97
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100
APÊNDICE 1 – Composições granulométricas das misturas	107
APÊNDICE 2 – C1: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.	110
APÊNDICE 3 – C2: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.	116
APÊNDICE 4 – C3: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.	122
APÊNDICE 5 – Cálculo da força F_0 a ser utilizada no ensaio de MR.....	128
APÊNDICE 6 – Resultados gerais da dosagem <i>Marshall</i>	129
APÊNDICE 7 – Resultados gerais do ensaio de RT	130
APÊNDICE 8 – Resultados gerais do ensaio de MR	131
APÊNDICE 9 – Resultados gerais do ensaio de Dano por umidade induzida.....	132
APÊNDICE 10 – Resultados gerais do ensaio <i>Flow Number</i>	134

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico do país tem gerado uma demanda crescente por infraestrutura de qualidade que possa assegurar boas condições de transporte para os produtos desenvolvidos nas atividades industriais e comerciais, bem como dos cidadãos. A infraestrutura capaz de promover o desenvolvimento de uma região específica é diretamente associada à infraestrutura viária, parte integrante do sistema que garante a qualidade necessária para os deslocamentos necessários.

A infraestrutura viária nasce de projetos que contemplam o estudo desses deslocamentos bem como dos materiais de construção a serem utilizados em sua concepção, que padece de matéria-prima e, com extinção de jazidas próximas, aumentam-se os custos devido à distância de transporte, parcela considerável do orçamento global de uma obra viária.

Os estudos para pesquisa de matéria-prima para obras viárias abrangem a verificação das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais disponíveis, de forma a verificar a viabilidade técnica de uso para aplicação em obras rodoviárias.

As propriedades físicas são determinadas através da realização de ensaios como a massa específica, absorção e durabilidade. Com esses ensaios, é possível aferir sobre o quão denso é o material, sobre a sua porosidade e a sua resistência à desintegração química, devido às condições ambientais no pavimento.

As propriedades químicas são determinadas por meio de ensaios de análises, onde se pode determinar os elementos químicos constituintes dos materiais. A presença de certos elementos determina o comportamento do material em certas situações, como por exemplo, na presença de umidade.

Já as propriedades mecânicas podem ser determinadas através do ensaio de abrasão “*Los Angeles*”, por meio do qual é possível determinar a resistência do material ao desgaste. Segundo Bernucci *et al.* (2008), durante o manuseio e execução de uma obra viária, os agregados estão sujeitos à quebra e à abrasão, esta podendo ocorrer também quando o agregado está sob condições de tráfego.

Assim, os agregados utilizados nas camadas superiores do pavimento devem apresentar maior resistência do que os outros materiais utilizados nas camadas mais inferiores, como afirmam Bernucci *et al.* (2008) e Ibrahim *et al.* (2009).

Ibrahim *et al.* (2009) ainda complementam dizendo que estes agregados estarão sujeitos as tensões elevadas devido à ação do tráfego, e isto justifica a necessidade de que o material apresente boa resistência no que diz respeito à desintegração química e à abrasão.

Se os materiais disponíveis não apresentarem essas características, segundo Akbulut *et al.* (2011), aumenta-se o custo global dos pavimentos, pois os materiais necessários e de qualidade, ou seja, com boas propriedades de resistência, têm de ser transportados, muitas vezes por longas distâncias.

Dessa forma, torna-se interessante a pesquisa de novos materiais, com ênfase nos materiais locais com objetivo de minimizar os custos de transporte, atender à crescente demanda por agregados e proteger o meio ambiente.

1.1 Objetivos

Tal como afirmam Sybilski *et al.* (2010), a utilização de materiais locais para construção de rodovias foi e, ainda é, um dos objetivos principais dos órgãos regulamentadores, o que denota a importância da pesquisa destes materiais, pois a utilização de materiais locais conserva os recursos naturais e minimiza os custos.

Na aplicação em obras rodoviárias, os agregados são utilizados na produção de misturas asfálticas, combinação de agregados e ligante asfáltico, a maior parte constituída por agregados. O comportamento da mistura é fortemente influenciado pelas características dos agregados e do ligante (Mahmoud *et al.*, 2010).

Durante a utilização, as misturas são submetidas aos carregamentos e tensões, o que pode levar ao seu desgaste (Moreno e Rubio, 2013), daí a importância de boas propriedades dos agregados, visto que os mesmos compõem a maior parte da mistura.

A adequação dos agregados para aplicação na produção de misturas asfálticas está fortemente relacionada com suas propriedades físicas e mineralógicas e estas vão determinar a capacidade de suporte do pavimento, onde os mesmos serão aplicados (Topal e Sengoz, 2005; Sivilevicius e Vislavicius, 2008).

Com ênfase no estudo de materiais locais, um tipo de agregado bastante utilizado no Brasil é o granito, devido às boas propriedades de resistência, baixa porosidade e absorção de água e o fato de não reagir com os álcalis do concreto de cimento Portland, como afirma Santos (2011). De acordo com o CETEM (2012), as reservas minerais de granito são abundantes, embora existam regiões onde as mesmas são distantes de centros consumidores.

No estado da Paraíba, o consumo de granito divide-se na fabricação de rochas ornamentais, fabricação de concretos e pavimentação asfáltica, com aplicações em revestimentos e produção de ladrilhos de baixo custo (Santos, 2011). Na pavimentação asfáltica, o granito é o agregado constituinte principal, sendo utilizado nas frações Brita 19, Brita 12 e pó de pedra.

Outro tipo de material disponível e em grande quantidade na Paraíba é o calcário. O mesmo encontra-se disponível principalmente na faixa litorânea, de Rio Tinto a Pitumbu, além da região do Cariri, sendo utilizado principalmente na indústria cimenteira, segundo dados da FIEPB (2015).

Segundo dados do Ministério de Minas e Energia (2009), nos EUA, o calcário constitui-se como matéria-prima de agregados destinados à pavimentação asfáltica. O país responde por cerca de 42% da produção mundial de calcário. Na Paraíba, as reservas são da ordem de 1.403 milhões de toneladas, participação de 3,2% em relação aos números de produção do Brasil.

A aplicação de agregados de calcário na pavimentação asfáltica é sugestão do órgão regulamentador das obras rodoviárias no estado da Paraíba, de forma que as propriedades do mesmo são investigadas pela aplicação dos ensaios de caracterização física, química e mecânica, citados anteriormente.

Assim, neste estudo o objetivo foi avaliar o uso de agregados de rocha calcária em misturas asfálticas para camada de rolamento, com substituições na fração de pó de pedra do agregado granítico (mistura C2) e inclusão de fíler mineral (mistura C3), por meio de ensaios laboratoriais de desempenho mecânico. Dentre os ensaios mecânicos realizados, são citados a resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), *Flow Number* (FN) e dano por umidade induzida.

Ainda, neste trabalho, mereceram atenção especial os métodos de dosagem nas misturas, pois os mesmos influenciam nas propriedades mecânicas. Dois métodos principais foram considerados na produção das misturas betuminosas a quente: *Marshall* e *Superpave*.

Com vistas de se comparar os efeitos da aplicação nas misturas asfálticas, contemplou-se a utilização dos dois métodos neste estudo. Para a dosagem das misturas, onde são determinados os teores de projeto de ligante asfáltico, foi utilizado o método de dosagem *Marshall*. Após a determinação destes teores para todas as misturas estudadas, para a investigação do comportamento mecânico, corpos de prova foram compactados utilizando os dois métodos.

1.2 Estrutura da dissertação

Após todos os procedimentos citados, os resultados foram comparados entre si, para verificar a influência nas propriedades adquiridas e no comportamento mecânico das misturas asfálticas betuminosas a quente por conta da utilização dos materiais e da aplicação dos métodos citados. Por fim, a estrutura organizacional desta dissertação, de forma a contemplar todos os aspectos citados, se apresenta em 5 capítulos, descritos abaixo:

- Capítulo 1 – Introdução e os objetivos;
- Capítulo 2 – Revisão bibliográfica, com o objetivo de estabelecer a fundamentação teórica da dissertação, com base em outros estudos, onde foram verificados os procedimentos mais comuns para determinação das propriedades mecânicas, métodos de análise e conclusões;
- Capítulo 3 – Materiais e métodos, onde são apresentados todos os métodos utilizados neste trabalho;
- Capítulo 4 – Análise dos resultados, onde todos os resultados obtidos, foram comparados com outros trabalhos integrantes da fundamentação teórica realizada no capítulo 2;
- Capítulo 5 – Conclusões e sugestões, com base nos resultados obtidos apresentados no capítulo 4 e nos trabalhos integrantes da fundamentação teórica, é feita a finalização do trabalho, com soluções para os problemas encontrados;
- Referências Bibliográficas;
- Apêndices.

Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A infraestrutura nos modais de transporte de um país relaciona-se diretamente com o desenvolvimento econômico. Boas condições de transporte de carga e passageiros asseguram o bom andamento das atividades humanas, industriais e comerciais. Uma infraestrutura adequada promove o desenvolvimento econômico de uma determinada região, fazendo a conexão dos centros produtivos com os centros consumidores, permitindo o transporte de cargas e pessoas de maneira eficaz e rápida.

O Brasil é um país com economia em expansão que apresentou notável crescimento nos últimos anos, com aumento dos postos de trabalho e de renda da população, favorecendo a mobilidade social e consequentemente o crescimento da infraestrutura viária. A mesma dá suporte ao transporte rodoviário, meio de transporte realizado sobre rodas nas vias de rodagem pavimentadas ou não para transporte de mercadorias e pessoas, sendo realizados por ônibus, caminhões, veículos de passeio, dentre outros. Geralmente, tem preço de frete superior aos outros modais existentes, hidroviário e ferroviário, tornando-se adequado para o transporte de mercadorias de alto valor ou perecíveis, produtos acabados ou semi-acabados.

Dentre as principais características do transporte rodoviário pode-se citar sua maior representatividade com relações aos outros modais, adequação para curtas e médias distâncias, baixo custo inicial de implantação, alto custo de manutenção, impacto ambiental, maior flexibilidade com grande extensão da malha, integração de todos os estados brasileiros, dentre outras características (BIT, 2014). Dados recentes acerca da pavimentação do país são apresentados na tabela 2.1.

Tabela 2.1– Extensão da malha rodoviária federal pavimentada por região.

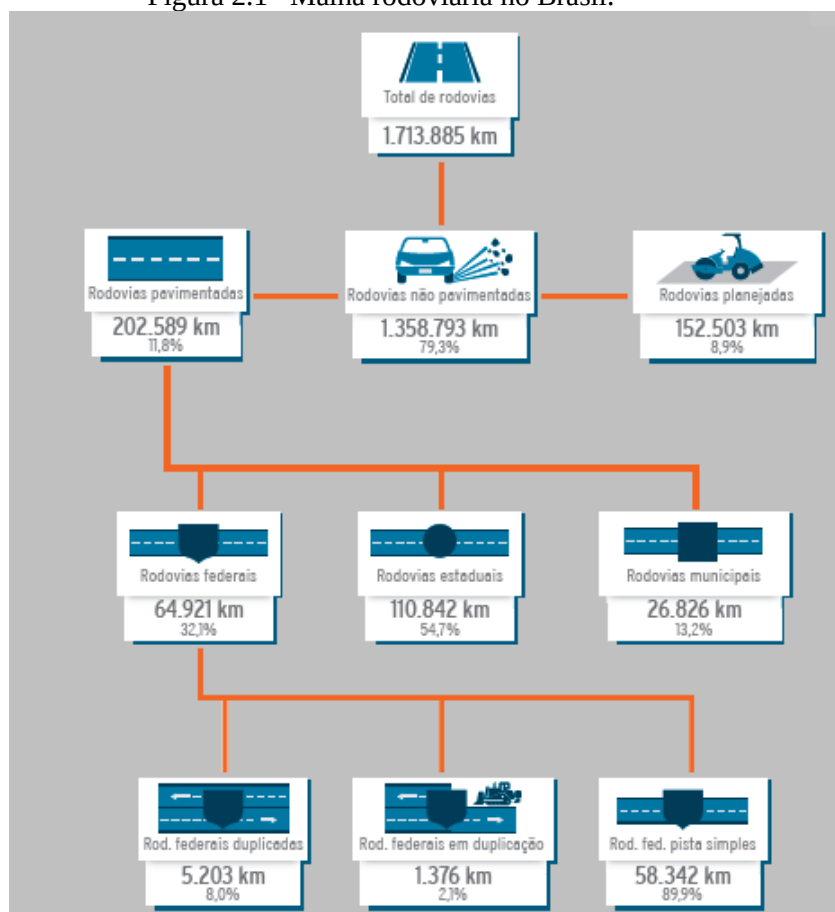
Região	2004		2013		Crescimento 2004 – 2013 (%)
	Extensão (km)	Participação (%)	Extensão (km)	Participação (%)	
Norte	5.991	10,3	8.235	12,7	37,4
Nordeste	18.095	31,2	19.288	29,7	6,6
Sudeste	13.721	23,7	14.469	22,3	5,5
Sul	10.578	18,3	11.768	18,1	11,3
Centro-Oeste	9.549	16,5	11.761	17,2	16,9
Brasil	57.934	100	64.921	100	12,1

Fonte: Adaptado de CNT (2013).

Segundo dados da tabela 2.1, verifica-se o desenvolvimento da malha rodoviária no país, principalmente nas regiões norte e centro-oeste, detentoras dos maiores percentuais de

crescimento. Ainda de acordo com a tabela 2.1, verifica-se que a região Nordeste é a região que apresenta a maior participação, 29,7% da extensão federal pavimentada, com crescimento no período de 2004 a 2013 de 6,6%. Assim, o panorama geral do país, em termos de rodovias pavimentadas, é o apresentado na figura 2.1.

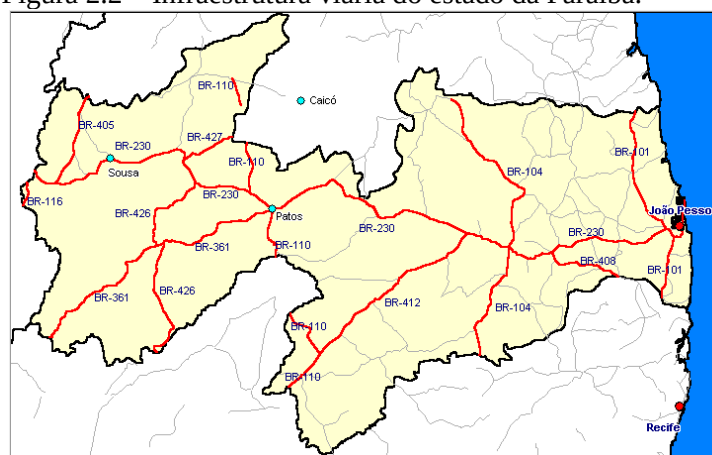
Figura 2.1– Malha rodoviária no Brasil.



Fonte: Adaptado de CNT (2013).

De acordo com os dados apresentados na figura 2.1, o país tem pouco mais de 200.000 km de rodovias pavimentadas, 11,8% da malha total. Segundo dados do Sistema Nacional de Viação (SNV, 2013), das rodovias pavimentadas, pouco mais de 32% são federais, onde a maior parte é de pistas simples. Dentre todas as regiões, a região Norte apresenta malha de menor extensão em relação à malha total, mas apresentou o maior crescimento no período, 37,4%, seguida da região centro-oeste, com crescimento verificado de 16,9%. De maneira geral, a malha rodoviária no Brasil tem crescimento considerado modesto, a infraestrutura viária no país ainda é bastante reduzida e em alguns casos, deficiente, se comparado a outros países de grande porte como Austrália, Canadá, China, Estados Unidos e Rússia.

Figura 2.2 – Infraestrutura viária do estado da Paraíba.



De acordo com a CNT (2013), a Paraíba apresenta estado geral de suas rodovias classificado como regular a bom, considerado de ótima qualidade, de geometria das vias considerada regular, como mostra a figura 2.3.

Figura 2.5 Resumo das características avançadas: Paralisa.

Estado Geral	Pavimento	Sinalização	Geometria da via
2,5%	54,6%	8,0%	2,8%
35,4%	3,3%	26,4%	2,6%
38,9%	28,2%	40,1%	43,2%
14,6%	10,9%	15,8%	14,1%
8,6%	3,0%	9,7%	37,3%

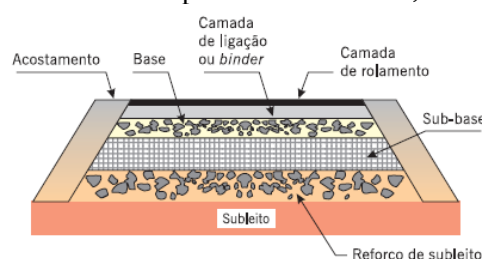
21

Entretanto, o estado apresenta problemas devido à deficiência na infraestrutura da malha rodoviária, o que acarreta em custos que vão depender muito do tipo de intervenção necessária para se resolver o problema. Shafiei e Namim (2014) afirmam que a rede rodoviária consome parte considerável do orçamento nacional de qualquer país, em termos de desenvolvimento e manutenção. Dessa forma, tendo em consideração as limitações de recursos financeiros e tecnológicos, a pavimentação de rodovias deve ser realizada de forma a consumir o menos possível desses recursos. De maneira similar, os recursos naturais são escassos, é cada vez mais rara a existência de jazidas próximas aos locais de obra, o que pode acarretar a utilização de materiais inadequados ou deficientes com relação às especificações exigidas pelas normas vigentes. Os insumos têm de ser corretamente investigados, para que atendam as especificações, apresentando comportamento satisfatório diante das cargas solicitantes a que estarão submetidos.

2.1 Materiais de insumo na pavimentação rodoviária

A investigação dos materiais de insumo requer métodos adequados para caracterização e análise de suas propriedades. Suas propriedades, características e composições são bem variantes entre si, de acordo com região e clima, com inúmeros estudos para aplicação dos materiais de insumo em misturas betuminosas a quente, caracterizadas pela utilização de agregados de granulação grossa com mástique asfáltico de alto teor de aglutinante. Sua concepção, tipos e principais métodos de investigação tornaram-se alvos comuns na pesquisa científica. As misturas asfálticas são compostas essencialmente por cimento asfáltico e agregados minerais, com propriedades que são influenciadas significativamente pelos seus componentes (Li *et al.*, 2009). São caracterizadas pela ampla utilização na pavimentação rodoviária, como revestimento da camada de revestimento de um pavimento com estrutura mostrada na figura 2.4.

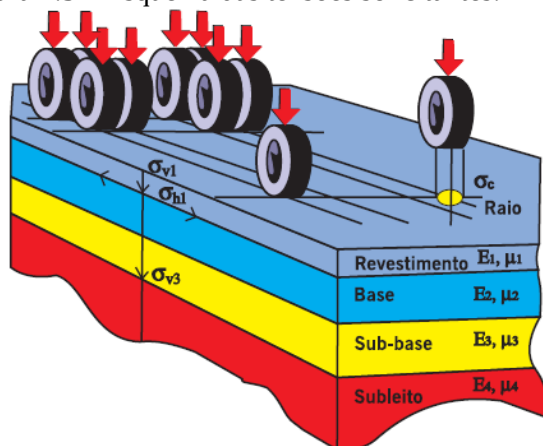
Figura 2.4 – Estrutura de pavimento asfáltico, corte transversal.



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

A mistura asfáltica irá compor a camada superior, recebendo diretamente os esforços solicitantes oriundos dos veículos e, com propriedades adequadas, as mesmas são capazes de suportar tais esforços, alguns deles mostrados na figura 2.5, além de impermeabilizar o pavimento e melhorar as condições de rolamento.

Figura 2.5 – Esquema das tensões solicitantes.



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

A partir da figura 2.5, verifica-se que as misturas asfálticas têm de suportar cargas e tensões oriundas dos esforços a que estarão submetidas quando aplicadas em camadas de pavimentos. De acordo com Moreno e Rubio (2013), estas cargas e tensões irão promover a degradação das misturas, o que evidencia que os materiais constituintes necessitam ser criteriosamente estudados, pois estes são os responsáveis pelas propriedades finais que a mistura asfáltica vai apresentar.

Dentre os vários tipos de misturas asfálticas aplicáveis em camadas de pavimentos, podem-se citar as misturas betuminosas a quente. Tais misturas são tipo comum de mistura asfáltica produzida, constituída principalmente de combinação de agregados e ligante asfáltico. Segundo Mahmoud *et al.* (2010), a maior parte do volume total das misturas asfálticas é constituída por agregados, e o desempenho da mistura em condições semelhantes às mostradas na figura 2.5 é fortemente influenciado pelo comportamento conjunto dos agregados e do ligante. Assim, para que a mistura resultante possa ser corretamente empregada, com combinações adequadas de cada material de forma que, ao final, possa apresentar as propriedades desejadas, os elementos constituintes principais, agregados e ligante asfáltico, necessitam ser criteriosamente estudados de forma que atendam critérios técnicos definidos em normas vigentes.

2.2 Ligante asfáltico

Um dos principais componentes das misturas asfálticas é o ligante asfáltico, ligante adesivo termoplástico, trabalhável em altas temperaturas, onde apresenta comportamento viscoelástico. Este material, segundo Krishnan e Rajagobal (2005), é uma mistura complexa heterogênea de hidrocarbonetos usualmente coletado como um subproduto do processo de refinaria do petróleo bruto. Pode ser produzido por processos diversos, mas o comum é que o mesmo seja produzido do petróleo bruto. No que diz respeito aos elementos constituintes das misturas asfálticas, o ligante asfáltico é o único elemento industrializado, representando cerca de 25 a 40% do custo total da construção dos revestimentos rodoviários.

A produção no Brasil se dá por conjuntos produtores e distribuidores de petróleo, dos quais se podem citar Amazonas, Ceará, Bahia, Minas Gerais, Rio de Janeiro, São Paulo, Paraná e Rio Grande do Sul, além de uma unidade de exploração de xisto, localizada no Paraná, que produz insumos para pavimentação (Bernucci *et al.*, 2008). Em termos de evolução recente de mercado, a produção de ligante asfáltico tem crescido devido à demanda de infraestrutura e desenvolvimento.

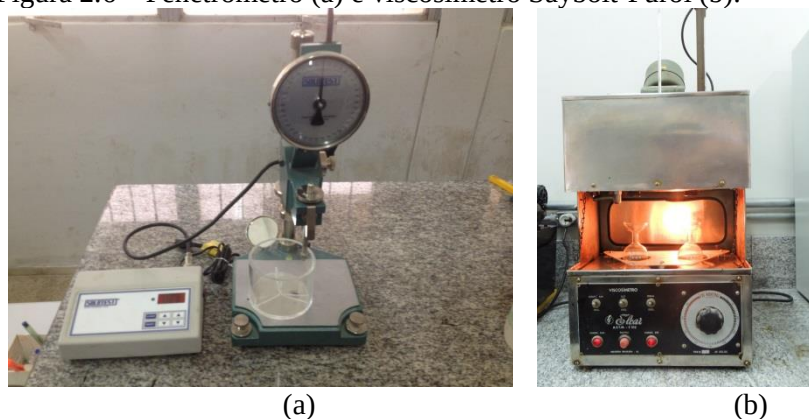
De acordo com dados da Federação das Indústrias do Estado de São Paulo (FIESP, 2009), o consumo na América Latina, de maneira geral, é bem inferior quando comparado a outras regiões, com cerca de 7 milhões de toneladas no ano de 2011, chegando a uma projeção de 8 milhões de toneladas para o ano de 2016. Para a América do Norte, o consumo no ano de 2011 foi de 39 milhões de toneladas de ligante asfáltico com projeção de 43 milhões de toneladas para o ano de 2016. Para Ásia e países do Pacífico, para os mesmos anos citados, os números são de 24 e 26 milhões de toneladas, respectivamente. Na demanda por ligante asfáltico, são contemplados não apenas a implantação de novas rodovias, mas também a manutenção das existentes, o que pode explicar os baixos números verificados pela FIESP (2009), pois, segundo o órgão, das rodovias existentes no Brasil, mais de 30% das mesmas ainda são deficientes, o que evidencia a elevada necessidade de melhorias.

Dentre os tipos de ligantes asfálticos produzidos, citam-se o cimento asfáltico de petróleo (CAP), ligante asfálticos diluídos (ADP), emulsões asfálticas (EAP), ligante asfálticos de uso industrial, ligante asfálticos modificados por polímeros ou por borracha de pneus, e agentes rejuvenescedores (AR e ARE). O CAP basicamente serve de base para a maioria dos produtos oriundos das refinarias, sendo produto resultante do refino, retirando-se as frações leves, como gasolina, diesel e querosene. O CAP é um produto utilizado para aplicação em trabalhos de pavimentação por possuir propriedades aglutinantes,

impermeabilizantes, flexibilidade e alta resistência. É aplicado em misturas a quente, pré-misturados, areia-ligante asfáltico e concreto asfáltico, podendo ser obtido em diversos graus de penetração, a exemplo do CAP 30/50, CAP 50/70, CAP 85/100 e CAP 150/200 (DNIT 095/2006 – EM).

No Brasil, são produzidos e comercializados quatro tipos de CAP que devem se apresentar como materiais que atendem às especificações normatizadas com relação à penetração e outras especificações exigidas. As especificações vigentes se referem à penetração e à viscosidade. A penetração é um ensaio normatizado e tem como principal objetivo determinar a penetração de materiais asfálticos sólidos e semi-sólidos por meio do penetrômetro, figura 2.6 (a). A viscosidade serve como caracterização do material asfáltico. O objetivo é determinar a viscosidade em altas temperaturas, estabelecendo valores quanto à repetibilidade e reprodutividade, sendo o ensaio de viscosidade *Saybolt-Furol*, figura 2.6 (b), o meio mais tradicional para a sua determinação.

Figura 2.6 – Penetrômetro (a) e viscosímetro Saybolt-Furol (b).



Fonte: Do autor (2014).

A determinação das propriedades de penetração e viscosidade do ligante asfáltico contempla a caracterização do material e a previsão do comportamento na aplicação em pavimentação rodoviária. Quanto maior a penetração, mais mole será o cimento asfáltico de petróleo. Com relação à viscosidade, tal característica está diretamente ligada à faixa de temperatura, utilizada na produção das misturas asfálticas em usina. Também está diretamente ligada à faixa de temperatura ideal para aplicação no pavimento.

Para a especificação americana, considera-se o sistema *Superpave - Superior Performance Asphalt Pavements*, que, segundo Zegarra (2007), assume um papel importante no que diz respeito à especificação de ligantes, associada a um novo sistema de ensaios. Tais especificações são apresentadas na AASHTO MP1, onde a especificação do ligante se baseia

nos parâmetros de desempenho, ponto de fulgor, rigidez, dentre outros, associado às condições de clima e de temperatura do pavimento aonde o mesmo será aplicado.

As condições climáticas são ditas como fatores atenuantes na hora de se determinar o tipo de CAP na região onde será aplicado. Em regiões de clima muito frio, o CAP tende a se comportar como um material sólido. Nas regiões mais quentes, o CAP tende a se comportar como um líquido, o que pode contribuir para o aparecimento de fissuras no pavimento, o que denota que precisa apresentar um comportamento mais viscoso, característica que é determinada pelo ensaio de viscosidade. Quando aplicado nas misturas asfálticas, em contato com outros materiais, as condições climáticas se tornam fator ainda mais atenuante, no que diz respeito à deformação permanente, comportamento frente a cargas cíclicas e propagação de trincas.

Dessa forma, a viscosidade é um dos principais e mais importantes critérios de desempenho, pois, quando se tem uma viscosidade baixa, é possível trabalhar com o ligante asfáltico em temperaturas mais baixas para promover as misturas com os agregados utilizados. Quando se tem uma viscosidade alta, as temperaturas de trabalho são maiores e, dessa forma, a temperatura da mistura com os agregados também tem de ser maior. Assim, pode-se prever o comportamento no pavimento rodoviário em diferentes situações e regiões, onde as variações climáticas se tornam um fator relevante. Outros fatores já mencionados, como capacidade de carga, frequência diária e anual de movimentação de veículos são úteis na concepção do projeto.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), todas as propriedades do CAP estão associadas à sua temperatura e um dos critérios mais utilizados para a caracterização é a suscetibilidade térmica, utilizando ensaios que permitam determinar sua consistência ou viscosidade, sob diversas temperaturas. Neste caso, para se especificar um determinado ligante asfáltico como adequado para pavimentação, as propriedades analisadas são a dureza, medida pelo ensaio de penetração, já mencionado, e a resistência ao fluxo, medida pelo ensaio de viscosidade.

Existem outros critérios de avaliação, todos associados a ensaios de laboratório normatizados que procuram prever o comportamento do ligante asfáltico como ligante em obras rodoviárias. Existe a necessidade da correta investigação dessas duas propriedades, pois, o comportamento da mistura asfáltica vai depender do tipo de CAP e dos agregados associados a ele utilizados na concepção das misturas asfálticas. Assim, devidamente caracterizado e corretamente escolhido, o CAP deve ser tal que seja adequado para uso em pavimentos rodoviários, garantindo a durabilidade de sua estrutura.

Investigações envolvendo as propriedades do CAP têm sido abordadas por pesquisadores (Cao *et al.*, 2013; Moreno e Rubio, 2013; Al-Khateeb *et al.*, 2013), onde as misturas asfálticas com diferentes tipos de CAP são submetidas a ensaios em diversas temperaturas, de forma a simular o comportamento em condições climáticas diversas.

Cao *et al.* (2013) utilizaram ligante asfáltico comercial utilizado na China, modificado com polímero SBS. Em sua pesquisa, as propriedades do ligante foram determinadas pela aplicação de ensaios de penetração, ponto de amolecimento e ductilidade. De acordo com seus resultados, os autores verificaram que o ligante asfáltico utilizado atendeu às especificações vigentes, obtendo valores de 45 (0,1 mm) para a penetração, 85°C para o ponto de amolecimento e valores maiores de 150 cm para a ductilidade. Moreno e Rubio (2013) aplicaram os mesmos testes, obtendo valores de penetração de 44 (0,1mm) e ponto de amolecimento de 58,2°C, para um ligante asfáltico convencional utilizado na Espanha. Os resultados mostraram que o mesmo atendeu aos critérios exigidos pelos órgãos locais.

Na Coreia, Jeong *et al.* (2011), utilizaram ensaios semelhantes de penetração e ductilidade, incluindo ensaios de ponto de fulgor, viscosidade absoluta e cinemática, para a determinação de propriedades de ligante asfáltico AP-3 e AP-5. De acordo com os resultados obtidos, o ligante asfáltico AP-3 é classificado como tendo grau de penetração 85-100, enquanto que o ligante AP-5 apresentou grau de penetração 60-70. O ligante AP-3 ainda apresentou valores de 1111 P para a viscosidade absoluta e 285 cP para a viscosidade cinemática. A ductilidade verificada foi de 150 cm e o ponto de fulgor foi de 317°C. Para o ligante AP-5, os valores foram de 2464 P, 425 cP, 138 cm e 334°C, para os mesmos parâmetros citados. De acordo com os resultados, o ligante foi considerado apto segundo os critérios exigidos pelos órgãos locais.

Os mesmos parâmetros foram investigados na pesquisa de Al-Khateeb *et al.* (2013) por meio da aplicação de ensaios convencionais e segundo as especificações estabelecidas pelo método *Superpave*, incluindo ensaios como viscosidade rotacional (RV), cisalhamento dinâmico (DSR), RTFOT, dentre outros de aplicação comum. De acordo com os resultados obtidos, a penetração obtida foi de 64 mm e a ductilidade verificada foi superior a 100 cm. O ponto de fulgor obtido foi de 322°C ao passo que o ponto de amolecimento foi de 59°C. A viscosidade obtida nas temperaturas de 130°C e 160°C foi de 650 cP e 220 cP, respectivamente. De posse dos resultados, pelo método *Superpave*, o ligante asfáltico utilizado na pesquisa pôde ser classificado como PG-64-10.

2.3 Agregados

Segundo Moreno e Rubio (2013), a concepção das misturas asfálticas em laboratório é realizada de forma a assegurar o melhor desempenho durante o período de serviço. Neste processo, são selecionados os materiais que apresentem o melhor comportamento para as misturas de acordo com pré-requisitos especificados, normatizados, a fim de evitar problemas principalmente com relação à fadiga dos materiais. A seleção correta do ligante asfáltico, como visto anteriormente, é crucial de forma a aperfeiçoar o seu desempenho da mesma, diante dos esforços solicitantes e, sob a mesma ótica, os agregados constituem-se como parte integrante das misturas e têm de apresentar comportamento adequado, principalmente no que diz respeito à adesão com o ligante asfáltico.

O agregado é definido como um material granular, sem forma e volume definidos, de dimensões e propriedades estabelecidas para uso em obras de engenharia civil, tais como, a pedra britada, o cascalho e as areias naturais ou obtidas por moagem de rocha. Temos também as argilas e os substitutivos como resíduos inertes reciclados, escórias de aciaria, produtos industriais, dentre outros (Serna e Rezende, 2009).

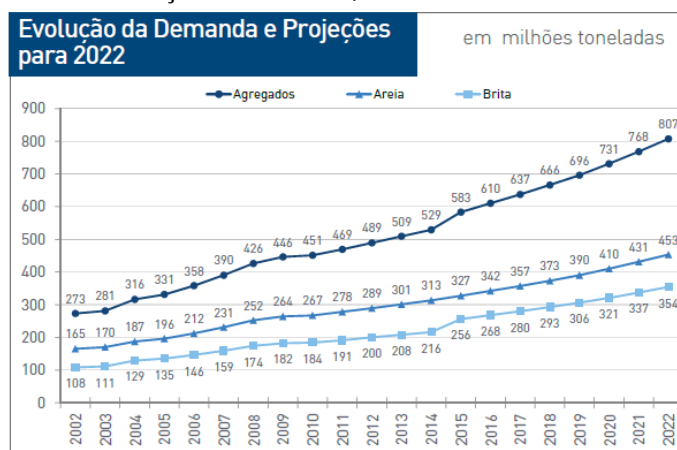
Os agregados podem ser utilizados em diversas aplicações, como elementos constituintes na composição das argamassas e concretos, composição de revestimentos betuminosos, e revestimentos de uma maneira geral. São adicionados aos solos para pavimentação, bases para calçamento e lastro de vias férreas, contribuindo para o aumento da resistência mecânica e redução de custo na obra em que for utilizado. Apresentam-se em forma de grãos, tais como as areias e britas e devem ser inertes, ou seja, não devem provocar reações indesejáveis, constituindo cerca de 70 a 80% do volume total dos produtos em que são utilizados. Daí verifica-se a importância do custo total do agregado na composição dos produtos, aonde ele entra como constituinte.

A maioria dos agregados encontra-se disponível na natureza, como é o caso das areias, seixos e pedras britadas. Alguns passam por processos de beneficiamento como é o caso das britas, cuja rocha é extraída de uma jazida e precisa passar por diversos processos de beneficiamento para chegar aos tamanhos adequados aos diversos usos. São as substâncias minerais mais consumidas no mundo, sendo considerados bens minerais de uso social e matérias-primas, brutas ou beneficiadas, de emprego imediato na indústria da construção ou incorporados a produtos (ANEPAC, 2015).

Segundo Akbulut *et al.* (2011), os agregados tem sido um dos principais componentes na construção de infraestrutura de países em desenvolvimento, que necessitam constantemente de infraestrutura adequada para atender a demanda equivalente.

Ainda, segundo a atual tendência de aumento de consumo desses materiais, agora com base na correlação da evolução da demanda por cimento e do produto interno bruto (PIB) nacional, projetou-se o crescimento no período 2012 a 2022, mostrado na figura 2.7. Dentro deste panorama, a região nordeste responde por mais de 20% do consumo dos agregados, perdendo apenas para a região sudeste, com consumo de mais de 48%, no mesmo período. As duas regiões passam por notório crescimento na área de construção civil.

Figura 2.7 – Evolução da demanda, em milhões de toneladas.



Fonte: adaptado IBRAM (2010).

Devido à variabilidade dos tipos de agregados, pesquisas acerca de suas propriedades são comuns. Segundo Kim *et al.* (2009), existem limitações na disponibilidade e na qualidade dos materiais locais. Essas limitações fazem com que, na maioria dos casos, materiais inadequados sejam utilizados. Sua inadequação pode compreender vários aspectos, desde a forma do agregado à sua resistência. Para Bernucci *et al.* (2008), os agregados destinados a se tornarem materiais constituintes de misturas asfálticas aplicáveis na construção de pavimentos têm de apresentar propriedades de forma que suportem as tensões impostas na superfície do pavimento, bem como no seu interior. Para tanto, ensaios são necessários para predizer seu comportamento quando em serviço, prática comum no meio científico, e atestar a viabilidade de seu uso ou não com relação às especificações, valores pré-determinados que devam ser atingidos ou não ultrapassados no caso de valores limites.

Tais valores são apresentados em normas vigentes emitidas pelos órgãos regulamentadores ou responsáveis pelas obras rodoviárias de cada região. Na literatura, é de

prática comum que essas informações sejam levantadas tomando como base a concepção de misturas asfálticas. Dentre as análises mais comuns são citadas a massa específica das frações graúda e miúda, angularidade, dureza e ensaios de durabilidade as quais procuram mensurar as principais propriedades dos agregados para aplicação em misturas asfálticas.

2.4 Caracterização física e mecânica dos agregados

Ensaio de laboratório como a granulometria, abrasão e durabilidade são de aplicação comum em laboratório para prever o comportamento mecânico dos agregados quando aplicados em misturas asfálticas. O ensaio de granulometria permite determinar os diferentes tamanhos dos grãos que constituem o agregado, em percentagem. Já com o ensaio de abrasão, é possível mensurar as características do agregado de resistir ao desgaste produzido na operação dos sistemas de transporte. Por meio do ensaio de durabilidade é possível prever o comportamento dos agregados em sofrer desintegração devido às condições ambientais as quais são expostos nos pavimentos.

Na literatura, as aplicações de ensaios para caracterização física e mecânica são utilizadas para determinar as características físicas do agregado, como realizado no trabalho de Attaelmanan *et al.* (2011), que utilizaram agregados de origem do norte da China, cujas propriedades principais são apresentadas na tabela 2.2. Por meio destes resultados, os autores concluíram que os agregados atenderam aos requisitos técnicos das normas vigentes.

Tabela 2.2 – Propriedades do agregado, região norte da China.

Propriedade do agregado	Graúdo	Miúdo
Densidade aparente	2,72	2,65
Densidade aparente seca	2,76	2,69
Angularidade	> 100	44,86
Dureza	22,07	-
Durabilidade Na ₂ SO ₄	1,78	1,20

Fonte: Adaptado de Attaelmanan *et al.* (2011).

Na pesquisa, Attaelmanan *et al.* (2011) utilizaram os agregados mencionados na produção de misturas asfálticas compactadas segundo o método *Marshall*. Para a investigação do comportamento mecânico das misturas com os agregados citados, foram aplicados ensaios de Dano por umidade induzida, resistência à flexão e módulo de resiliência (MR). Segundo os autores, o módulo de resiliência é uma das mais importantes propriedades das misturas

asfálticas, sendo um parâmetro de projeto básico no que diz respeito à concepção dos pavimentos.

Segundo Marques (2014), o MR consiste na aplicação repetida de cargas que geram tensões de tração no plano diametral vertical do corpo de prova resultando em deformações recuperáveis e não recuperáveis, aplicando-se carga repetida no plano diametral vertical do corpo de prova, gerando uma tensão de tração transversalmente ao plano de aplicação da carga. Dessa forma, as características dos agregados tem significativa influência no comportamento mecânico das misturas asfálticas. De acordo com os resultados obtidos pelos autores, com a utilização dos agregados mencionados, o valor de MR foi de 1.515 MPa, para um ligante do tipo 80-100. Com a inclusão do polietileno, o valor apresentado foi de 2.410 MPa, indicando uma maior rigidez das misturas.

Com relação ao ensaio Dano por umidade induzida, os resultados obtidos com a utilização dos agregados foram satisfatórios, pois o referido ensaio permite prever a sensibilidade das misturas frente à presença de água em corpos de prova com índices de vazios de 6 a 8% recomendados pela AASHTO T283. Dessa forma, é necessário que a resistência à tração por umidade induzida, RRT, atinja valores mínimos de 70%, o que foi verificado pelos autores.

Mahmoud *et al.* (2010) investigaram os efeitos da utilização de agregados graúdos, calcários de diferentes naturezas, granito, cascalho e arenito, sendo utilizados em diferentes graduações nas misturas. As propriedades foram analisadas com foco no comportamento como constituintes das misturas asfálticas, determinando propriedades de resistência, apresentadas na tabela 2.3, analisando a influência da variabilidade dos agregados constituintes no comportamento de fadiga das misturas.

Tabela 2.3 – Resultados experimentais dos agregados.

Agregado	Resistência à compressão (MPa)	Resistência à tração (MPa)
Calcário duro	71,9 (38%) ^a	9,7 (20%)
Granito	96,7 (7%)	7,3 (23%)
Calcário macio	48,1 (8%)	4,7 (–) ^b
Arenito	96,2 (31%)	11,5 (11%)
Cascalho	Não viável para o teste	Não viável para o teste

Obs.: ^aEntre parênteses, os coeficientes de variação de três amostras ensaiadas; ^bApenas uma amostra foi testada.
Fonte: Adaptado de Mahmoud *et al.* (2010).

De acordo com os resultados apresentados na tabela 2.3, verifica-se que o agregado granítico e o arenito utilizados na pesquisa tem melhores características de resistência quando

comparado com os outros agregados na resistência à compressão. Quando os agregados são submetidos aos testes de resistência à tração, o arenito e calcário apresentam o melhor comportamento. O objetivo destes ensaios foi determinar suas propriedades de rigidez dos mesmos.

Utilizando um modelo matemático, os autores verificaram a influência dos agregados na resistência das misturas asfálticas de forma foram estabelecidos os melhores entre os pesquisados para serem aplicados. Para tanto, foi utilizado o ensaio de resistência à tração na ruptura nas misturas com esses agregados, como mostrado na tabela 2.4. Na pesquisa, foram concebidas três tipos de mistura, variando os agregados e percentuais dos agregados graúdos e finos. A mistura CMHB – C contém 63% agregados graúdos e 37% de agregados finos. A mistura *Superpave* – C é uma mistura bem graduada, com 35% agregados graúdos e 65% de agregados finos. Já a mistura PFC é de graduação aberta, com agregados graúdos e a mistura Type – D é bem graduada, com 40% de agregados graúdos e 60% de agregados finos.

Tabela 2.4 – Resultados experimentais das misturas asfálticas.

Agregado	Tipo de mistura	Resistência à tração (KN/m ²)
Calcário duro	CMHB – C	731
	<i>Superpave</i> – C	827
	PFC	455
Granito	CMHB – C	572
	<i>Superpave</i> – C	800
	PFC	421
Calcário macio	CMHB – C	648
	<i>Superpave</i> – C	862
	PFC	345
Arenito	CMHB – C	1.427
	<i>Superpave</i> – C	1.558
	PFC	535
	Type – D	1.427
Cascalho	CMHB – C	1.407
	<i>Superpave</i> – C	1.262
	PFC	400
	Type – D	1.400

Fonte: Adaptado de Mahmoud *et al.* (2010).

Após os testes, os autores verificaram que o cascalho apresentou o melhor comportamento mecânico aliado à adequada distribuição de forças internas, e, as misturas do tipo PFC foram as que apresentaram maiores tensões internas, mais sujeitas ao mecanismo da fratura. A fadiga é um fator importante a ser determinado na concepção de pavimentos, pois

os materiais empregados tem que apresentar vida útil adequada e satisfatória. Zhu *et al.* (2010) estudaram o tema em misturas asfálticas, considerando a patologia como fator primordial a ser estudado em obras de pavimentos e que as propriedades dos agregados constituem-se como parâmetro chave para conceber pavimentos com boa vida útil.

O mecanismo de ruptura por fadiga foi estudado por Mohammad *et al.* (2010), que trabalharam com misturas betuminosas a quente, com agregados de calcário, arenito e outro composto por mistura de agregados, 75% de agregado calcário e 25% de areia grossa. Os autores verificaram que o uso de agregados naturais britados nas misturas melhorou o comportamento do pavimento, resistindo melhor aos mecanismos que levam à fratura das misturas.

Na pesquisa de Jeong *et al.* (2011), agregados de origem gnáissica e de tamanho máximo de 19 mm foram estudados, estes aplicáveis em misturas asfálticas de graduação densa. As misturas foram produzidas segundo o método *Marshall*, as quais foram submetidas a ensaios de resistência à tração e de deformação permanente. Os agregados foram submetidos a ensaios de abrasão, absorção e densidade aparente. Todos os resultados obtidos atenderam às especificações exigidas, como demonstrado na tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Propriedades dos agregados gnáissicos, Coréia.

Ensaio	Especificação*	Agregado graúdo	Agregado miúdo	Fíler mineral
Densidade aparente	> 2,45	2,66	2,67	2,75
Absorção (%)	< 3,0%	1,25	1,19	-
Abrasão	< 35%	17,76	-	-

*Valores exigidos pelo órgão local.

Fonte: Adaptado de Jeong *et al.* (2011).

De acordo com os resultados obtidos, Jeong *et al.* (2011) verificaram que o agregado apresentou valor de abrasão de 17,76%, indicador de grande resistência ao desgaste. Com relação à absorção, os agregados apresentaram baixos valores, aspecto importante no que diz respeito aos agregados, pois isto indica um menor consumo de ligante na aplicação de misturas asfálticas. Semelhantemente, Moghaddam *et al.* (2014) verificaram essas propriedades em agregados de origem granítica, tabela 2.6. Os agregados são de origem da Malásia, utilizado nas frações grossa, fina e como fíler mineral. Na pesquisa, foram investigados os parâmetros de deformação permanente das misturas, com aplicação de ensaios de deformação lenta. O objetivo foi investigar principalmente o afundamento plástico, patologia decorrente do tráfego. Para tanto, os critérios de parada do ensaio foi a quantidade

de ciclos, 20.000, ou deformações altas o bastante de forma a impossibilitar a leitura por parte dos transdutores.

Tabela 2.6– Propriedades de agregado granítico, Malásia.

Ensaio	Especificações	Agregado graúdo	Agregado miúdo	Fíler mineral
Densidade aparente	-	2,60	2,63	2,75
Absorção (%)	< 2%	0,72	0,40	-
Abrasão Los Angeles	< 30	19,45	-	-

Fonte: Adaptado de Moghaddam *et al.* (2014).

Os resultados obtidos apresentaram abrasão de 19,45%, valor pouco maior verificado por Jeong *et al.* (2011), ainda assim, com boas propriedades de resistência ao desgaste. Estes dois tipos de agregados, de origem gnáissica e granítica, apresentam boa resistência ao desgaste, como confirmado nos estudos citados. Isto explica sua utilização frequente em misturas asfálticas. Com relação à deformação permanente, as misturas de referência, com os agregados naturais, não suportaram os 20.000 ciclos aplicados devido a elevadas deformações.

Na pesquisa, o comportamento diante da deformação permanente foi melhorado pela incorporação de PET nas misturas, que promoveu a rigidez das misturas de forma que houve menos deformações em comparação com a mistura de referência. Isto evidencia que os agregados naturais em muitas ocasiões não apresentam bom comportamento, ou necessitam de outros materiais incorporados de forma que os mesmos apresentem bom comportamento mecânico. Ainda assim, os agregados de origem gnáissica e granítica são os melhores devido às suas características de resistência ao desgaste, abrasão e por promover de maneira geral, um bom comportamento das misturas asfálticas.

Assim, quando ocorre que, em determinada região onde estes tipos de agregados não estejam disponíveis, pode-se dispor de outros materiais ou, quando os materiais locais não são os adequados, medidas podem ser tomadas de forma a suprir deficiências, quando os agregados apresentam características inferiores às exigidas pelas normas e órgãos regulamentadores locais ou problemas na interação agregado/betume. Além disso, o consumo de um agregado específico local tende a tornar escasso o seu acesso, como consequência, geração de impactos ambientais devido à extração, que passa a ser realizada em locais mais distantes, gerando impactos econômicos devido ao transporte de materiais.

De posse dos resultados da investigação laboratorial dos agregados, procede-se na tomada de soluções, como por exemplo, a utilização de combinações e substituições parciais

com outros materiais é citada como solução possível. A utilização de diferentes tipos de agregados com propriedades específicas nas misturas, por meio de substituições parciais, tem como principal objetivo promover um melhor comportamento da mistura. As substituições podem acontecer nas frações grossa ou fina, dependendo dos materiais e das propriedades que se pretende obter. Na produção de misturas asfálticas com substituições parciais, o objetivo é verificar as melhores condições de utilização dos materiais disponíveis, a fim de se obter os melhores resultados com relação às propriedades físicas e mecânicas, levando-se em conta aspectos econômicos e ambientais.

No que diz respeito à interação agregado-betume, quando a mesma é deficiente, ocorre perda de adesão, relacionada às características mineralógicas e composição química do ligante asfáltico, além das características físicas dos agregados. Como efeito direto, ocorrem problemas na deformação permanente e trincamento por fadiga. O uso de modificadores de adesividade é viável com vistas de tornar os materiais disponíveis aptos para uso em pavimentos, proporcionando um desempenho mais satisfatório.

Sob esta ótica, Krishnan e Rajagopal (2005) verificaram que polímeros, lascas de pneus e fíler podem ser utilizados com sucesso como modificadores das misturas, para melhoramento de propriedades como resistência e porosidade. O fíler mineral também tem se mostrado bastante eficiente, como comprovado na pesquisa de Liao *et al.* (2012). Os autores verificaram que a adição no betume tem significativa influência na resistência à fadiga e enrijecimento das misturas e os efeitos positivos sobre a vida útil do betume, impedindo a propagação das trincas devido ao efeito da concentração do fíler nas características de fadiga do betume.

2.5 Usos de agregados calcários em misturas asfálticas

Com o levantamento dos ensaios necessários para obtenção das propriedades dos agregados, a próxima etapa é o estudo dos materiais disponíveis. Existem vários tipos de agregados, dentre os quais cita-se o calcário, material que pode ser utilizado como matéria prima para a construção civil, material de insumo para a fabricação de cimento e cal, como rocha ornamental e decorativa, e em obras de pavimentação, a nível mundial, representando grande parte do volume do calcário produzido. Em países desenvolvidos, o calcário usado como agregado representa a maior parte dos agregados utilizados em pavimentos asfálticos nos EUA, este respondendo por 42% da produção mundial do agregado (MME, 2009). As

especificações das rochas calcárias variam de acordo com o tipo de produto desejado, englobando características físicas e químicas. As características físicas, durabilidade e resistência são de essencial importância no que diz respeito à aplicação como agregado em obras de pavimentação.

No estado da Paraíba, o agregado granítico é o principal utilizado em obras rodoviárias, sua escassez é verificada e consequentemente ocorre o aumento dos custos de transporte, fatia considerável do custo global dos pavimentos. Dessa forma, o calcário torna-se alternativa possível de utilização, por ser um material abundante, com reservas da ordem de 1.403 milhões de toneladas, participação de 3,2% em relação aos números de âmbito nacional, segundo dados de 2006 (MME, 2009). As jazidas de calcário sedimentar concentram-se na faixa litorânea do estado, viabilizando a indústria cimenteira no estado, abrangendo de Rio Tinto a Pitimbu, além da região do Cariri (FIEPB, 2015).

Na literatura, são verificados possíveis usos do agregado calcário como material para aplicação em obras rodoviárias, tanto como elemento constituinte principal em misturas asfálticas e também como substituto parcial (Abo-Quadis e Shweily, 2007; Cao *et al.*, 2013; Ibrahim *et al.*, 2009; Iskender, 2013), discutidos adiante.

Abo-Quadis e Shweily (2007) estudaram o agregado calcário, comparando suas propriedades com agregado basáltico, verificando o comportamento de misturas betuminosas a quente com relação ao arrancamento de agregados. Patologia comum em pavimentos, o arrancamento pode ser causado pela perda de adesão entre o revestimento asfáltico e o agregado devido à presença de umidade e pode acarretar outros problemas, dentre os quais a deformação permanente, patologia grave de pavimentos flexíveis, principalmente quando se trata de tráfego pesado. Primeiramente, os autores verificaram os efeitos das propriedades dos agregados com três tipos de graduação nas misturas asfálticas, duas de graduação densa, com tamanho nominal de agregado de 12,5 e 19 mm, intituladas A e B respectivamente, e uma de graduação aberta, de tamanho nominal de agregado de 19 mm, intitulada de graduação C.

O calcário utilizado no estudo foi britado, oriundo da região norte da Jordânia, enquanto o basalto foi de origem do mesmo país, sendo que da região oriental. Os parâmetros de densidade aparente e absorção de água são mostrados na tabela 2.7, onde as propriedades físicas dos dois agregados são comparadas. O método utilizado na produção das misturas foi o *Marshall*. Por meio deste, foram determinados o teor ótimo das misturas asfálticas, além dos parâmetros de estabilidade, fluência, volume de vazios e vazios do agregado mineral.

Tabela 2.7 – Propriedades físicas dos agregados Abo-Quadis e Shweily (2007).

Ensaio	Densidade aparente		Absorção (%)	
	Calcário	Basalto	Calcário	Basalto
Agregado graúdo	2,573	2,621	3,1	3,1
Agregado miúdo	2,590	2,680	4,6	3,6
Fíler mineral	2,625	2,710	5,1	5,0

Fonte: Adaptado de Abo-Quadis e Shweily (2007).

De acordo com os resultados obtidos verificados na tabela 2.7, o calcário apresentou bons resultados de densidade aparente e absorção em comparação com o basalto, que é um agregado semelhante ao granito, em termos de resistência. Menores valores de densidade aparente indicam propriedades físicas inferiores com relação ao basalto. Os valores de absorção apresentaram a mesma ordem de grandeza do basalto, exceto na fração miúda. Na aplicação em misturas asfálticas, as propriedades verificadas podem ser observadas na tabela 2.8.

Tabela 2.8 – Propriedades das misturas asfálticas estudadas.

Graduação utilizada	Propriedades	Calcário	Basalto
A	Teor ótimo de asfalto (%)	5,6	5,7
	Estabilidade (kgf)	1.483	1.220
	Fluência (0,25 mm)	16	11,2
	Volume de vazios (%)	4,8	5,0
	Vazios do agregado mineral (%)	13,7	14,5
B	Teor ótimo de asfalto (%)	5,3	5,4
	Estabilidade (kgf)	1.426	1.120
	Fluência (0,25 mm)	16,5	10
	Volume de vazios (%)	4,1	4,8
	Vazios do agregado mineral (%)	13,1	14,1
C	Teor ótimo de asfalto (%)	4,2	4,4
	Estabilidade (kgf)	665	525
	Fluência (0,25 mm)	12,8	15,8
	Volume de vazios (%)	12,8	12,3
	Vazios do agregado mineral (%)	16,8	18,6

Fonte: Adaptado de Abo-Quadis e Shweily (2007).

De acordo com os resultados da Tabela 2.8, para as misturas de graduação A, B e C utilizadas no estudo, os teores ótimos obtidos nas misturas com calcário foram inferiores aos observados nas misturas com basalto. Em termos de resistência, a estabilidade *Marshall* verificada também foi superior com relação às outras misturas. Os maiores valores foram verificados em todas as graduações estudadas, quando o agregado calcário é utilizado, em

comparação ao agregado basáltico. Isso ocorre, segundo os autores, porque o agregado calcário é mais resistente ao arrancamento do que o basalto, indicando uma melhor adesão com o ligante asfáltico, resultando nos maiores valores de estabilidade *Marshall*. Outros fatores podem ser adicionados para tal comportamento como as reações químicas existentes e a polaridade do agregado.

De acordo com o tipo de graduação, quando as misturas foram preparadas na graduação C, esta de graduação aberta, com tamanho nominal de agregado de 19 mm, os valores de estabilidade são menores, com menor resistência ao arrancamento, apresentando maiores valores de volume de vazios e vazios do agregado mineral. A graduação A, de graduação densa, de tamanho nominal de 12,5 mm, foi a que apresentou os maiores valores de estabilidade, com um volume de vazios maior quando comparado à graduação B, esta, de graduação densa com tamanho nominal de agregado de 19 mm, com menos finos do que a graduação A.

As misturas ainda foram submetidas a condicionamento de acordo com o procedimento normatizado descrito na AASHTO T283 e seus efeitos foram verificados nos ensaios de deformação lenta. De acordo com os resultados obtidos, quando as misturas foram analisadas sem o condicionamento normatizado, as misturas com agregado calcário apresentaram maiores valores de deformação plástica para dois tipos de ligante utilizados, 80/100 e 60/70. Os valores foram da ordem de pouco mais de 6.000 $\mu\epsilon$ para o 80/100 e de 10.000 $\mu\epsilon$ quando o ligante 60/70 foi utilizado.

Segundo os autores, isto ocorre devido ao fato de que o basalto é mais áspero do que o calcário. Quando o processo de condicionamento descrito na AASHTO T283 é utilizado, as misturas com basalto apresentou maiores valores de deformação plástica, 14.000 $\mu\epsilon$ para o ligante 80/100 e pouco mais de 14.000 $\mu\epsilon$ para o ligante 60/70. De acordo com os autores, o calcário tem mais resistência ao arrancamento do que o basalto, pois o mesmo se configura como um material menos sensível à água do que o basalto. Dessa forma, são verificadas as boas propriedades do calcário, principalmente no que diz respeito à deformação permanente.

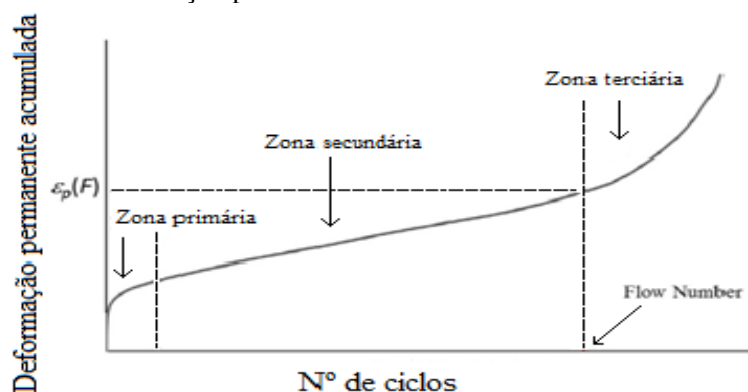
Na pesquisa de Sangsefidi (2015), calcário em diferentes frações incluindo o fíler mineral foi utilizado em misturas asfálticas. O objetivo foi verificar os efeitos das frações no comportamento de misturas betuminosas a quente. A deformação permanente neste caso foi investigada por meio do ensaio de *Flow Number* (FN).

Segundo Apeagyei (2014), o FN é um procedimento recomendado para investigar o afundamento plástico de misturas asfálticas sob condições normatizadas. Ainda segundo o

autor, o FN tem sido utilizado de forma a determinar a susceptibilidade da mistura em sofrer o afundamento plástico, de forma a tentar prever o seu comportamento quando aplicada em campo, se caracterizando por ser um parâmetro importante na seleção dos melhores materiais aplicáveis em pavimentos.

O FN é o parâmetro obtido da aplicação de ensaio uniaxial de carga repetida, que, segundo Witczak *et al.* (2002), é o que melhor se relaciona com a deformação permanente. A aplicação do ensaio de FN permite relacionar a deformação permanente acumulada com a quantidade de ciclos aplicada, como mostrado na figura 2.8.

Figura 2.8 – Deformação plástica acumulada versus número de ciclos.



Fonte: Zhang *et al.* (2013).

Por meio da figura 2.8, são perceptíveis as três zonas de deformação, a primária, secundária e terciária. O FN corresponde ao número de ciclos necessários para que a mistura betuminosa a quente submetida ao carregamento repetido adentre a zona terciária, obtendo-se a deformação plástica equivalente (ϵ_p). O ciclo de carga aplicado consiste em pulso de 0,1 segundos de carregamento haversine (Brito, 2006).

Na pesquisa de Sangsefidi (2015), além da aplicação do FN, o ensaio Dano por umidade induzida foi aplicado para verificar a sensibilidade à água das misturas com o agregado calcário. De acordo com os resultados obtidos, quando as misturas foram produzidas com calcário de frações bem graduadas, de tamanho semelhante ao cascalho, as mesmas apresentaram maior número de FN, pouco mais de 3.000 ciclos. Segundo os autores, estas misturas apresentaram maior rigidez e indicam uma maior resistência à deformação permanente. Quando as misturas utilizaram o calcário nas frações semelhantes à areia, o FN apresentado variou de 1.000 a pouco menos de 2.500 ciclos, indicando uma menor resistência aos efeitos da deformação permanente. Com relação ao ensaio Dano por umidade induzida, as misturas com as maiores frações atingiram o mínimo de 70% de RRT exigido.

Como conclusão, No que diz respeito à deformação permanente, as frações dos agregados influenciam fortemente o comportamento da mistura asfáltica, sendo este um parâmetro que deve ser escolhido com cuidado, onde, as maiores frações apresentaram melhores resultados.

2.6 Misturas de agregados: o agregado calcário nas frações finas

Quando se trata de misturas de agregados em misturas asfálticas, é frequente a utilização do agregado calcário nas frações finas. De posse dos resultados das caracterizações físicas dos agregados, é verificada a tendência de seu comportamento, em termos de resistência ao desgaste, suscetibilidade à água e a deformação permanente. As combinações configuram-se como solução adequada quando materiais disponíveis não atendem aos requisitos técnicos ou não apresentam resultados satisfatórios dos parâmetros pesquisados.

Dessa forma, na literatura, são verificados usos distintos destas combinações, a exemplo de Ibrahim *et al.* (2009) e Cao *et al.* (2013). No estudo de Ibrahim *et al.* (2009) os autores verificaram os efeitos de combinações de agregados basálticos e calcários em misturas asfálticas tipo *Stone Matrix Asphalt (SMA)* em uso na Jordânia. As misturas asfálticas foram produzidas com agregados de calcário substituindo frações específicas por basalto, oriundos da região norte do mesmo país.

A pesquisa teve como objetivo determinar a mistura ideal em termos da combinação dos dois agregados, utilizando quatro tipos de mistura asfáltica: i) com agregados calcários; ii) com agregados basálticos; iii) com agregados de calcário na fração grossa e agregados basálticos na fração fina; e, iv) com agregados basálticos na fração grossa e agregados calcários na fração fina. As misturas foram submetidas aos ensaios de Dano por umidade induzida, estabilidade *Marshall*, e módulo de resiliência. As tabelas 2.9 e 2.10 mostram os resultados obtidos.

Tabela 2.9 – Resultados obtidos do ensaio Dano por umidade induzida.

Mistura	Resistência à tração sem condicionamento (kPa)	Resistência à tração com condicionamento (kPa)	RRT (%)
100% calcário	607,73	490,37	81
100% basalto	708,31	450,63	63
FG (basalto) + FF (calcário)	700,52	538,68	77

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

Com relação ao dano por umidade induzida, semelhantemente ao que foi obtido por Cao *et al.* (2013), os autores verificaram que a mistura com calcário nas frações finas apresentou valores intermediários, menores do que a mistura com 100% de basalto e maiores do que a mistura com basalto na fração fina. Esta última entrou em colapso após o condicionamento e foi descartada. Após o condicionamento, a mistura com basalto na fração grossa e calcário na fração fina apresentou os maiores valores de resistência à tração, corroborando a eficiência da combinação dos agregados.

Tabela 2.10 – Resultados obtidos da estabilidade *Marshall*.

Mistura	Estabilidade após 30 min. de imersão (kN)	Estabilidade após 24 h de imersão (kN)
100% calcário	23,60	17,94
100% basalto	25,36	16,88
FG (basalto) + FF (calcário)	30,07	23,32

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

A mesma tendência é verificada nos valores de estabilidade *Marshall*, apresentados na tabela 2.10. A mistura com combinação dos dois agregados apresentou os maiores valores médios de estabilidade, seguida das misturas com 100% basalto e 100% calcário, evidenciando a eficiência da combinação realizada entre os dois materiais. A mistura FG (basalto) + FF (calcário) apresentou ainda os menores valores de deformação lenta, cerca de 0,1% de tensão acumulada contra 0,3% da mistura 100% calcário e 0,8% da mistura 100% basalto. Com relação ao módulo de resiliência, a mistura FG (basalto) + FF (calcário) apresentou valor de 2.736 MPa, valor bem acima daquele apresentado pelas outras misturas, 858 MPa para a mistura 100% calcário e pouco mais de 1.000 MPa para a mistura com basalto. Nos testes para verificação do comportamento diante de tensões de fadiga, a mistura FG (basalto) + FF (calcário) apresentou incremento na vida por fadiga em comparação com as outras misturas. Com aplicação de tensão de 100 kPa, a mistura citada suportou maior número de ciclos, superior a 10.000, ao passo que as outras misturas não suportaram 10.000 ciclos.

Dessa forma, os autores afirmam que as combinações de agregados diferentes em misturas asfálticas podem ser realizadas com eficiência, onde na pesquisa, a mistura ótima contém o agregado basáltico na fração grossa, agregado calcário na fração fina, esta apresentando o melhor comportamento mecânico diante dos testes realizados. Pode-se perceber que o calcário tem papel importante quando empregado nas frações finas das misturas asfálticas, conferindo propriedades de resistência mecânica.

Já Cao *et al.* (2013) estudaram misturas do tipo *stone matrix asphalt (SMA)* com agregados basálticos e calcários. As misturas foram produzidas de forma que se obtivessem combinações dos dois agregados nas frações grossa e fina. Assim, com as devidas combinações, os efeitos na resistência à deformação permanente e susceptibilidade à umidade foram verificados para verificar o melhor tipo de combinação possível que apresentasse os melhores resultados. O estudo foi realizado com agregados oriundos da China, sendo a primeira etapa a sua caracterização, apresentados na tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Propriedades dos agregados basálticos e calcários.

Ensaio	Especificações	Basalto	Calcário
Densidade aparente			
13,2–16 mm	> 2,60	2,864	2,731
9,5–13,2 mm		2,866	2,733
4,75–9,5 mm		2,867	2,724
Absorção (%)			
13,2–16 mm	≤ 2,0	0,35	0,51
9,5–13,2 mm		0,35	0,50
4,75–9,5 mm		0,43	0,53
Abrasão <i>Los Angeles</i>	≤ 28	8,3	17,8

Fonte: Adaptado de Cao *et al.* (2013).

De acordo com os resultados obtidos pelos autores, o calcário apresenta propriedades inferiores quando comparado ao basalto, como se pode observar nos valores apresentados na tabela 2.11, com destaque ao valor de abrasão *Los Angeles*, que mostra que o calcário é menos resistente ao desgaste do que o basalto, ainda que não tenha ultrapassado o valor máximo exigido pela especificação. A partir destas características, para misturas do tipo *SMA*, é preferível utilizar o basalto como material constituinte devido as suas melhores propriedades físicas e mecânicas. Entretanto, na China, onde o estudo foi realizado, o calcário tem custo menor, de forma que, nesta pesquisa, os autores substituíram frações do basalto por calcário nas frações mais finas, com vistas de diminuir custos.

Dessa forma, foram produzidos três tipos de misturas, a primeira, denominada de B-SMA, contendo apenas basalto, nas frações grossa e fina como agregado constituinte. A segunda, denominada de L-SMA, contendo apenas calcário como agregado constituinte e a última, denominada de BL-SMA, considerando a combinação dos dois agregados, com basalto na fração grossa e calcário na fração fina. Nas misturas também foi utilizado fíler mineral, de origem calcária, obtido por peneiramento na peneira #200.

Para a verificação do comportamento mecânico, foram aplicados ensaios de simulador de tráfego para verificar a deformação permanente, que mostrou que a mistura B-SMA apresentou os melhores resultados, seguida pela BL-SMA e por último, L-SMA. A mistura B-SMA apresentou o maior valor de estabilidade dinâmica, 5.000. A estabilidade dinâmica, segundo os autores, é um parâmetro que pode ser expresso como a quantidade de vezes em que a roda passa pela amostra ensaiada por afundamento, ou seja, quanto maior esse número, maior a resistência da mistura aos efeitos da deformação permanente. O basalto apresenta melhores propriedades físicas que o calcário, o que explica os melhores resultados da mistura B-SMA em face das misturas BL-SMA e L-SMA.

Ainda, foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral e dano por umidade induzida, segundo procedimentos normatizados. No que diz respeito ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral, a mistura BL-SMA apresentou os maiores valores seguida das misturas B-SMA e L-SMA, todas com valor maior do que 600 kPa. Com relação ao ensaio Dano por umidade induzida, os resultados obtidos indicaram que a mistura L-SMA tem melhor resistência aos danos causados pela umidade. A referida mistura apresentou valor de RRT de cerca de 90%. As outras misturas apresentaram valores inferiores, pouco mais de 85%, todas com valores superiores ao mínimo exigido pelo sistema americano *Superpave*, que exige valor mínimo de RRT de 80%. Nestes casos, os autores atestam que o tipo de agregado influenciou nos resultados de tensão de ruptura e danos por umidade.

Como conclusão, os autores afirmam que a mistura B-SMA apresenta o melhor comportamento diante da deformação permanente, seguida das misturas BL-SMA e L-SMA, respectivamente. De maneira geral, verificou-se que a mistura com a combinação proposta, basalto na fração grossa e calcário na fração fina, BL-SMA, apresentou bons resultados, intermediários diante das outras misturas estudadas, todas atendendo às especificações exigidas para utilização em obras rodoviárias. Os resultados promissores obtidos corroboram a eficiência das combinações de agregados em misturas asfálticas, principalmente quando se incluí o agregado calcário nas frações finas, aliado a outro agregado de maior resistência nas frações maiores, tema esse ainda pouco abordado em pesquisas.

Iskender (2013) chegou a conclusões semelhantes no estudo de combinações de agregados basálticos e calcários. O foco da pesquisa foi verificar a deformação permanente de misturas com basalto e com combinação dos dois agregados, onde o calcário foi utilizado predominantemente na fração fina. De forma similar com o estudo de Ibrahim *et al.* (2009), o

tipo de misturas estudadas foi *SMA*, misturas observadas com frequência nos estudos citados, por se tratarem de um tipo de mistura com características de maior resistência quando comparadas com as misturas betuminosas a quente.

Segundo o autor, é comum que as misturas do tipo *SMA* apresentem vida de serviço maior do que as misturas betuminosas a quente, esta última, muito mais suscetível aos danos causados pela presença da deformação permanente. Os agregados coletados são oriundos das imediações do Mar Negro, regiões próximas a Turquia e Alemanha. O calcário dessa região encontra-se disponível em várias pedreiras de regiões próximas e apto para utilização nas frações finas das misturas e como material de enchimento, filer. Quatro tipos de misturas foram produzidas, intituladas de SMA11, SMA12, SMA21 e SMA22, nas quais foram determinados a densidade aparente (*Gmb*), estabilidade *Marshall*, fluência, teor ótimo, volume de vazios, relação betume vazios e vazios do agregado mineral. Os resultados de estabilidade *Marshall* foram de 1.200 kg para a mistura SMA11, 1.130 kg para a mistura SMA12, 1.050 kg para a mistura SMA21 e 1.040 kg para a mistura SMA22.

Na verificação do comportamento mecânico, o simulador de tráfego é uma das formas mais comuns de se verificar a deformação permanente em pavimentos. Neste caso, foi utilizado um simulador de tráfego LCPC, com ciclos de 1000, 3000, 5000, 10000, 30000 e 50000. Os percentuais de afundamento plástico são mostrados nas tabelas 2.12 e 2.13, os quais se assemelham muito entre si quando são utilizados agregados basálticos na fração grossa.

Tabela 2.12 – Afundamento no simulador de tráfego, misturas SMA11 e SMA12.

Combinação de agregados	Número de ciclos/afundamento plástico					
	1.000	3.000	5.000	10.000	30.000	50.000
SMA11						
Bbb	2,50	3,48	4,07	4,70	5,12	5,39
Bbc	2,20	3,32	4,14	4,78	5,09	5,35
Bcc	2,96	3,72	4,30	5,00	5,38	5,65
Bcb	2,54	3,56	4,22	4,96	5,42	5,59
SMA12						
Bbb	2,65	3,34	3,92	4,70	5,29	5,71
Bbc	2,87	3,66	4,26	4,97	5,56	5,80
Bcc	3,02	3,83	4,42	5,12	5,66	6,04
Bcb	3,65	4,44	4,95	5,36	5,78	5,99

Bbb – Basalto (fração grossa) + basalto (fração fina) + basalto (fíler);

Bbc – Basalto (fração grossa) + basalto (fração fina) + calcário (fíler);

Bcc – Basalto (fração grossa) + calcário (fração fina) + calcário (fíler);

Bcb – Basalto (fração grossa) + calcário (fração fina) + basalto (fíler).

Fonte: Adaptado de Iskender (2013).

De acordo com os resultados expostos na tabela 2.12, percebe-se a influência do agregado basáltico na fração grossa da mistura asfáltica, pois as misturas apresentam baixos valores de afundamento plástico. Na tabela 2.13 são apresentados os valores referentes às misturas SMA21 e SMA22.

Tabela 2.13 – Afundamento no simulador de tráfego, misturas SMA21 e SMA22.

Combinação de agregados	Número de ciclos/afundamento plástico					
	1.000	3.000	5.000	10.000	30.000	50.000
SMA21						
Bbb	3,29	4,33	5,03	5,74	6,30	6,62
Bbc	3,67	4,57	5,15	5,89	6,41	6,67
Bcc	3,64	4,52	5,20	6,00	6,65	7,01
Bcb	3,95	5,10	5,76	6,32	6,77	7,08
SMA22						
Bbb	3,35	4,64	5,32	6,11	6,61	6,85
Bbc	3,44	4,42	5,15	5,92	6,51	6,87
Bcc	3,02	4,10	4,93	5,94	6,90	7,28
Bcb	3,77	4,95	5,75	6,50	6,97	7,21

Bbb – Basalto (fração grossa) + basalto (fração fina) + basalto (fíler);

Bbc – Basalto (fração grossa) + basalto (fração fina) + calcário (fíler);

Bcc – Basalto (fração grossa) + calcário (fração fina) + calcário (fíler);

Bcb – Basalto (fração grossa) + calcário (fração fina) + basalto (fíler).

Fonte: Adaptado de Iskender (2013).

De acordo com os resultados obtidos, os valores se assemelham entre si, indicando um bom comportamento frente à deformação permanente. No caso de misturas betuminosas a quente, a importância dos agregados concentra-se principalmente nas propriedades de forma, graduação e tipos. Quando se trata de misturas do tipo SMA, utilizadas principalmente quando se pretende obter pavimentos mais resistentes e duráveis, a influência do agregado graúdo torna-se mais proeminente. Dessa forma, de acordo com o autor, a mistura com combinação dos dois agregados pode ser utilizada sem problemas, configurando-se como a melhor escolha devido aos resultados de caracterização física e mecânica.

A mistura com combinações dos dois agregados, segundo os resultados obtidos, apresenta bom desempenho, de mesma ordem de grandeza que a mistura apenas com basalto em alguns ciclos, esta última, apresentando melhor resistência ao afundamento plástico. O calcário, por se tratar de agregado com propriedades físicas inferiores, tem seu uso limitado em misturas do tipo SMA, empregando-se na maioria das vezes apenas nas frações finas e como fíler, pois a sua pouca resistência ao desgaste torna-se um grave problema para o tipo de mistura empregado na pesquisa. Assim, o autor conclui que em se tratando de substituições

parciais, a combinação de agregado basáltico (na fração grossa) e agregado calcário (na fração fina e fíler) é eficiente. Ainda, esses agregados podem ser utilizados em conjunto, de forma a garantir um comportamento mecânico eficiente de misturas asfálticas do tipo SMA.

2.7 Utilizações dos métodos de compactação por impacto e por amassamento

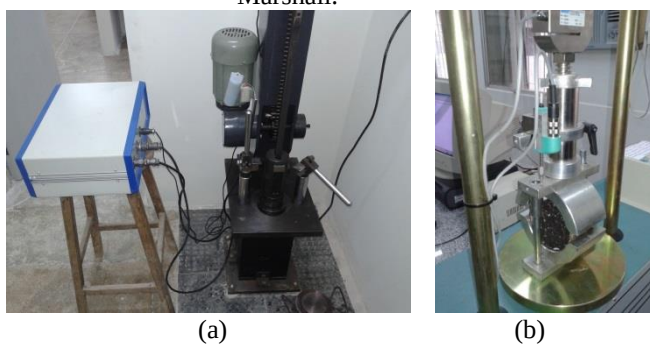
Verificada a eficiência e influência das combinações de agregados nas misturas asfálticas nos estudos dos autores mencionados, merece especial atenção os métodos de compactação utilizados, pois os mesmos influenciam as propriedades obtidas.

De início, menciona-se o método *Marshall*, que consiste na compactação das misturas por impacto. O método é de utilização a nível mundial e é o método mais utilizado no Brasil para os procedimentos necessários da dosagem de misturas asfálticas.

O método foi desenvolvido por Bruce *Marshall*, onde os corpos de prova produzidos são submetidos a impacto por meio de equipamento manual ou automático, como mostrado na figura 2.11 (a).

A utilização do método *Marshall* consiste em produzir corpos de prova que apresentem massas específicas semelhantes às misturas compactadas em campo. Após a compactação, os corpos de prova são submetidos a ensaio *Marshall*, como mostrado na figura 2.9 (b).

Figura 2.9 – (a) Compactador Marshall automático (b); Molde para realização de ensaio de estabilidade Marshall.



(a) (b)

Fonte: Do autor (2014).

Por meio do método *Marshall*, é possível controlar parâmetros das misturas, densidade e vazios, assegurando proporções volumétricas adequadas e nos limites adequados para assegurar a durabilidade dos pavimentos, sendo uma das vantagens do método, como mostrado na tabela 2.14 (Mendez, 2005).

Tabela 2.14 – Vantagens e desvantagens do método Marshall.

Vantagens	Limitações
Controle de vazios, resistência e durabilidade	Compactação por impacto
Baixo custo dos equipamentos	Não considera esforços de corte
Uso simples, fácil controle de qualidade	Carga perpendicular ao eixo de compactação

Fonte: Adaptado de Mendez (2005).

Segundo Bernucci *et al.* (2008), o método segue as orientações da norma do DNIT, mas é desatualizado com relação às normas estrangeiras no que diz respeito à consideração de absorção do ligante pelos agregados, uso da massa seca com superfície saturada e uso de fórmulas para cálculo da *DMT*. Isso significa que o método padece de atualização para estar de acordo com os padrões internacionais, principalmente da *American Standard Testing and Materials (ASTM)*, apesar de haver grande evolução nos equipamentos utilizados, além da padronização dos procedimentos em normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNIT). Ainda assim, ocorrem dispersões nos resultados ligados a fatores intrínsecos aos equipamentos e condições operacionais.

Segundo Silva (2011), os fatores que afetam o desempenho do método *Marshall* são o tempo de mistura dos materiais aplicáveis, considerado insuficiente para obter misturas asfálticas homogêneas, ineficiência e desigualdade na compactação das misturas asfálticas e controle ineficiente da temperatura dos materiais. A eficiência do método tem sido questionada por pesquisadores como Cominsky *et al.* (1998), que realizaram estudos com diferentes tipos de compactação, compactador giratório Texas, por rolagem Exxon, compactação por impacto *Marshall* e compactação por amassamento linear *Elf*. O objetivo foi determinar que tipo de compactação fosse mais adequada para simular a compactação que ocorre no campo. Os autores concluíram que a compactação utilizando método giratório produz amostras com maior similaridade às obtidas no pavimento. Os compactadores por rolagem Exxon e por amassamento *Elf* se apresentaram mais eficientes na comparação com o compactador *Marshall*, pois, segundo os autores, este último promove a quebra dos agregados com mais frequência quando comparado com os outros compactadores citados.

A compactação por amassamento pode ser efetuada pelo método *Superpave*, que compartilha o objetivo de produzir misturas asfálticas com similaridade do que é obtido no campo. O método é utilizado em larga escala nos Estados Unidos desde 1993, contudo no Brasil ainda está em fase de testes (Bernucci *et al.*, 2008). Segundo Silva (2011), no processo de compactação, que utiliza o *Superpave Gyratory Compactor (SGC)*, ocorre uma

redistribuição de partículas dos agregados de forma similar com o que ocorre no campo, preconizando fatores como resistência à deformação permanente e resistência à fadiga.

Nas especificações do método, são utilizados moldes de 150 mm de diâmetro, mas o SGC admite moldagem de corpos de prova com 100 mm (Bernucci *et al.*, 2008), o que permite a comparação direta com os corpos de prova obtidos da compactação pelo método *Marshall*. Segundo Méndez (2005), essa comparação permite concluir que uma das vantagens do método *Superpave* sobre o método *Marshall* é a capacidade de simulação das condições de clima e carga, permitindo um maior controle de qualidade, em detrimento ao método *Marshall*. Estes fatores provocam efeitos consideráveis nas misturas asfálticas nas características de deformação permanente, segundo afirmam Chen & Xu (2009).

Ainda que sejam evidenciadas as vantagens do método por amassamento sobre o de impacto, na literatura, são verificados usos dos dois métodos, método de impacto *Marshall* (Nejad *et al.*, 2013; Nejad *et al.*, 2012; Abo-Quadis e Shweily, 2007; Sengoz *et al.*, 2014; Iskender, 2013), método por amassamento *Superpave* (Al-Khateeb *et al.*, 2013; Khattak *et al.*, 2008) e dos dois métodos simultaneamente (Chen & Xu, 2009; Huang *et al.*, 2006; Ibrahim *et al.*, 2009).

Nejad *et al.* (2012) estudaram o efeito da redução da suscetibilidade à água de misturas betuminosas a quente por meio da adição de aditivo nos agregados graníticos e de calcário por meio da aplicação do método *Marshall* para a produção das misturas. Para a verificação do comportamento mecânico, foram aplicados testes de resistência à tração por compressão diametral, ensaios de fadiga por tração e ensaio Dano por umidade induzida, utilizando o método *Marshall* para confecção dos corpos de prova.

De acordo com os resultados obtidos, as misturas com granito apresentaram os melhores resultados de resistência à tração por compressão diametral. Os valores obtidos da vida de fadiga para as misturas com granito também se mostraram superiores devido às melhores propriedades de resistência observadas no granito, em face ao calcário.

Para o ensaio de dano por umidade induzida, as misturas com calcário apresentaram melhor comportamento, apresentando valores de RRT superiores a 80%, ao passo que as misturas com granito apresentaram valores da ordem de 70% para a mistura sem o aditivo e 80% com a incorporação do aditivo. Os resultados mostraram que a adição do aditivo tornou a compactação das misturas mais eficiente, principalmente quando o agregado granítico é o constituinte principal. No que diz respeito à suscetibilidade à água, as misturas contendo agregado calcário apresentaram melhores resultados.

Em estudo posterior, Nejad *et al.* (2013) verificaram os efeitos da adição de aditivos poliméricos aos agregados graníticos e de calcário. O método *Marshall* também foi utilizado neste caso, de acordo com as normas da *ASTM*, com as misturas sendo compactadas com 75 golpes por camada, determinando os parâmetros de estabilidade, fluência e densidade máxima teórica. O objetivo similarmente com a pesquisa anterior foi verificar os efeitos da adição dos aditivos nas propriedades de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e na suscetibilidade à água das misturas.

Os resultados se apresentaram semelhantes ao estudo anterior no que diz respeito à resistência à tração por compressão diametral. As misturas com granito apresentaram maiores valores de resistência em comparação com as misturas com calcário, com e sem a adição dos aditivos mencionados. No que diz respeito ao módulo de resiliência, as misturas foram ensaiadas considerando o condicionamento descrito na AASHTO T283. De posse dos valores obtidos, foi determinada a relação entre os valores das amostras condicionadas divididos pelos valores das amostras não condicionadas. Assim, as misturas com granito obtiveram cerca de 0,7% de relação do módulo de resiliência contra 0,8% das misturas com calcário, sem a incorporação dos aditivos. Com a incorporação dos mesmos, o valor da relação para as misturas com granito aumentou consideravelmente até pouco mais de 0,8%. Já para as misturas com calcário, não houve variação considerável.

Como conclusão, os autores verificaram a eficiência dos aditivos na compactação das misturas asfálticas com o agregado granítico enquanto que no que diz respeito à suscetibilidade à água, as misturas contendo agregado calcário apresentaram melhores resultados, mesmo sem a incorporação dos aditivos.

O método *Marshall* também foi utilizado na pesquisa de Abo-Quadis e Shweily (2007) na compactação de misturas asfálticas, com o objetivo de comparar as propriedades de agregados calcário e basálticos, verificando o comportamento de misturas betuminosas a quente com relação ao arrancamento. Utilizando graduações variadas, os autores afirmam que utilizaram o método *Marshall* ao invés do *Superpave* pelo fato que as misturas betuminosas a quente que utilizam agregado basáltico apresentaram maior índice de vazios quando se utiliza um número maior de giros na compactação pelo método *Superpave*.

Parâmetros como estabilidade *Marshall*, fluência, volume de vazios e vazios do agregado mineral foram verificados e o teor ótimo foi determinado de forma que as misturas apresentassem volume de vazios em torno de 4%. As misturas contendo agregado calcário apresentaram maiores valores de estabilidade, 1.483 kgf contra 1.220 kgf das misturas com

granito. Segundo os autores, o calcário apresenta maior resistência ao arrancamento quando o desempenho é comparado com as misturas contendo o agregado basáltico.

Estes dois tipos de agregado também foram estudados por Sengoz *et al.* (2014), que verificaram os efeitos da forma dos agregados nas propriedades de superfície dos pavimentos flexíveis. Segundo os autores, as propriedades das misturas betuminosas a quente são afetadas substancialmente pela forma dos agregados e o estudo adequado ajuda a entender os efeitos na superfície do pavimento. Na pesquisa, também foram consideradas misturas com combinações dos dois agregados, embora os autores não deixem claro o percentual de cada material utilizado nas misturas, com a utilização do método *Marshall*. Os autores semelhantemente verificaram a superioridade do agregado basáltico frente ao calcário, pois, de forma similar ao granito, apresenta melhor comportamento mecânico.

Resultados semelhantes foram encontrados por Iskender (2013), que estudou misturas asfálticas do tipo *SMA* com combinações de agregados basálticos e calcários. O autor verificou que a mistura com basalto nas frações graúdas e calcário nas frações finas e como fíler mineral apresentou bons resultados com relação ao comportamento mecânico. Assim, a mistura foi classificada como apta para resistir aos danos causados pela deformação permanente, com utilização do método *Marshall* para a produção das misturas.

No que diz respeito ao método *Superpave*, Al-Khateeb *et al.* (2013) utilizou o mesmo como método de compactação na produção de misturas betuminosas a quente com agregados basálticos e de calcário para verificar o comportamento com relação à deformação permanente. Na tabela 2.15, são apresentados os resultados obtidos.

Tabela 2.15 – Propriedades volumétricas obtidas.

Propriedade	Misturas calcário	Misturas basalto	Critério <i>Superpave</i>
Teor ligante (%)	5,1	4,8	-
Volume de vazios (%)	4,0	4,0	4,0
Vazios agregado mineral (%)	14,2	14,0	≥ 14,0
Relação betume vazios (%)	71,6	65,0	65-75
Proporção de pó (%)	0,7	1,0	0,6-1,2
N _{inicial}	88,8	87,4	≤ 89
N _{projeto}	96,0	96,0	96
N _{máximo}	96,4	97,1	≤ 98

Fonte: Adaptado de Al-Khateeb *et al.* (2013).

O método foi utilizado na dosagem das misturas, de forma que os parâmetros de vazios de agregado mineral, relação betume vazios e proporção de pó foram determinados. Na utilização do método, parâmetros como a determinação do número de giros inicial, de projeto

e máximo também foram determinados. Assim como no método *Marshall*, os parâmetros determinados na dosagem *Superpave* têm de atender critérios específicos.

De acordo com os resultados obtidos apresentados na tabela 2.15, a mistura com calcário apresentou maiores valores no que diz respeito ao teor de ligante e na relação betume vazios. As misturas com os dois tipos de agregados atenderam aos critérios exigidos pelo método. Na tabela, a proporção de pó diz respeito ao percentual de fíler contido nas mistura asfálticas estudadas.

Em outro estudo, Khattak *et al.* (2008), misturas com agregados de calcário foram estudadas com adição de cal hidratada e o método *Superpave* foi utilizado na dosagem do teor ótimo de suas misturas, obtendo um teor ótimo de 4,4%. As misturas asfálticas com ligante tratado com cal hidratada obtiveram bons resultados no comportamento por fadiga e suscetibilidade à água, esta última propriedade tendo melhoria significativa com a adição. A resistência à fadiga também foi observada como um indicativo de maior tempo de utilização dos materiais, com a adição de cal hidratada.

No estudo de Chen & Xu (2009), os dois métodos foram considerados, no que diz respeito à dosagem de misturas asfálticas. Os autores estudaram quatro tipos de misturas, Sup-25, Sup-19, Sup-13 e SMA-13, contendo agregados basálticos e de calcário, e, de acordo com os resultados obtidos, foram comprovados os efeitos de carregamento e temperatura na deformação permanente, e, a resistência a esta patologia é melhorada pelo método de compactação. Os corpos de prova foram compactados pelos métodos *Marshall* e *Superpave*, o método *Marshall* com 75 golpes por camada das amostras e o método *Superpave* com $N_{projeto}$ de 125 giros, todos com 4% de volume de vazios. As misturas Sup-19 e Sup-25 foram dosadas apenas pelo método *Superpave*. A mistura SMA-13 foi dosada apenas pelo método *Marshall*. A mistura Sup-13 foi dosada por ambos os métodos.

Para o comportamento mecânico, as misturas produzidas foram submetidas ao ensaio de *Asphalt Pavement Analyzer (APA) test*, utilizado com frequência para verificar o afundamento plástico, fadiga e a susceptibilidade das misturas aos danos por umidade. Para a realização do ensaio, foram utilizados dois níveis de carregamento. O nível 1 com carregamento de 445 N e o nível 2 com 890 N, ambos com aplicação de 8.000 ciclos. Todas as misturas foram moldadas pelo método *Superpave* para aplicação deste ensaio.

De acordo com os resultados, para a mistura de graduação densa Sup-13, com relação à dosagem das misturas, os teores de projeto de ligante obtidos pelo método *Superpave* foram menores em comparação ao obtido pelo método *Marshall*, 4,5% e 4,2% para o método

Superpave contra 4,9% do método *Marshall*. As misturas Sup-25, Sup-19 apresentaram teores obtidos de 3,9% e 3,8%, respectivamente. A mistura SMA-13 apresentou teor ótimo de 5,6%.

Nos resultados obtidos do *APA test*, verificou-se a influência dos níveis de carregamento, onde, para a mistura Sup-25, nos dois níveis de carregamento, o afundamento plástico apresentou incremento de 370%, com valores de 1,513 mm para o nível 1 e 5,648 mm para o nível 2. Para a mistura Sup-13, com os corpos de prova compactados pelo método *Superpave*, o afundamento plástico apresentou incremento de 20% para o teor de 4,5% de ligante asfáltico. Para o teor obtido de 4,2%, o afundamento plástico apresentou incremento de 7% no nível 2 de carregamento. Para os corpos de prova compactados pelo método *Marshall*, o incremento foi de 53%.

De forma semelhante, os dois métodos de compactação foram considerados no estudo de Ibrahim *et al.* (2009), que verificaram os efeitos de combinações de agregados basálticos e calcários. Nesta pesquisa não foi realizada a comparação direta dos dois métodos, mas a dosagem do teor ótimo das misturas foi determinada pelo método *Marshall* enquanto que a compactação pelo método *Superpave* foi utilizada em 26 corpos de prova para avaliações adicionais, como o ensaio Dano por umidade induzida.

De acordo com os resultados, na utilização dos dois métodos, a mistura contendo agregado basáltico na fração grossa e agregado calcário na fração fina foi considerado a que apresentou melhor comportamento mecânico, com os maiores valores de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e pouca sensibilidade aos danos causados por umidade.

Huang *et al.* (2006) estudaram misturas asfálticas contendo agregado calcário, areia natural e adição de compósito granulado proveniente de ligante asfáltico. O método de dosagem foi o *Marshall* e, de posse dos valores de teor ótimo de ligante asfáltico, corpos de prova foram compactados no método *Superpave* para serem submetidos a testes de fadiga e suscetibilidade à água. Neste caso, semelhantemente com o procedimento adotado por Ibrahim *et al.* (2009), não houve comparação direta entre os métodos, mas cada um foi utilizado para a produção de corpos de prova a serem submetidos a ensaios específicos.

Para verificação do comportamento mecânico, foram aplicados ensaios de resistência à tração por compressão diametral, ensaio Dano por umidade induzida e o *APA test*, para verificar os efeitos da deformação permanente. De acordo com os resultados obtidos, a mistura com a combinação dos materiais apresentou valores 70% maiores do que a mistura de referência, apenas com calcário. Para o ensaio Dano por umidade induzida, os efeitos foram

semelhantes, pois a mistura com a combinação dos materiais apresentou maior valor de RRT. Ambas as misturas atingiram o valor mínimo de 80% exigido pelo método *Superpave*. De acordo com os resultados obtidos do *APA test*, a mistura com a combinação dos materiais apresentou uma maior tensão de cisalhamento, que leva a uma melhoria no desempenho da mistura com relação à susceptibilidade ao afundamento plástico.

Como o método *Superpave* tem a capacidade de reproduzir melhor as condições de campo, é mais utilizado na compactação de corpos de prova destinados aos testes de deformação permanente. Na aplicação do método *Superpave*, verificou-se que a adição do compósito granulado proveniente de ligante asfáltico melhorou as propriedades das misturas com relação às misturas convencionais no que diz respeito a propriedades de deformação permanente e suscetibilidade à água.

No Brasil, são verificadas com frequência pesquisas com foco na comparação direta dos dois métodos de compactação. É o caso de Silva (2011), que estudou as propriedades físicas, de estado e mecânicas de misturas asfálticas aplicáveis no revestimento de pistas de aeródromos, com agregados graúdos de origem granítica e areia de campo e pó de pedra como agregados miúdos. O filer utilizado foi cal hidratada, com o objetivo de melhorar as propriedades mecânicas. Na pesquisa, o parâmetro de referência para analisar os efeitos dos dois métodos foi a similaridade das alturas dos corpos de prova.

Semelhantemente com o que foi feito nas pesquisas de Ibrahim *et al.* (2009) e Huang *et al.* (2006), neste caso não foi utilizado o procedimento de dosagem *Superpave*, apenas a compactação de corpos de prova para verificação da eficiência do método segundo os parâmetros de módulo de resiliência e suscetibilidade à água por meio do ensaio Dano por umidade induzida. De acordo com os resultados obtidos, as misturas apresentaram melhor comportamento mecânico quando compactadas por amassamento.

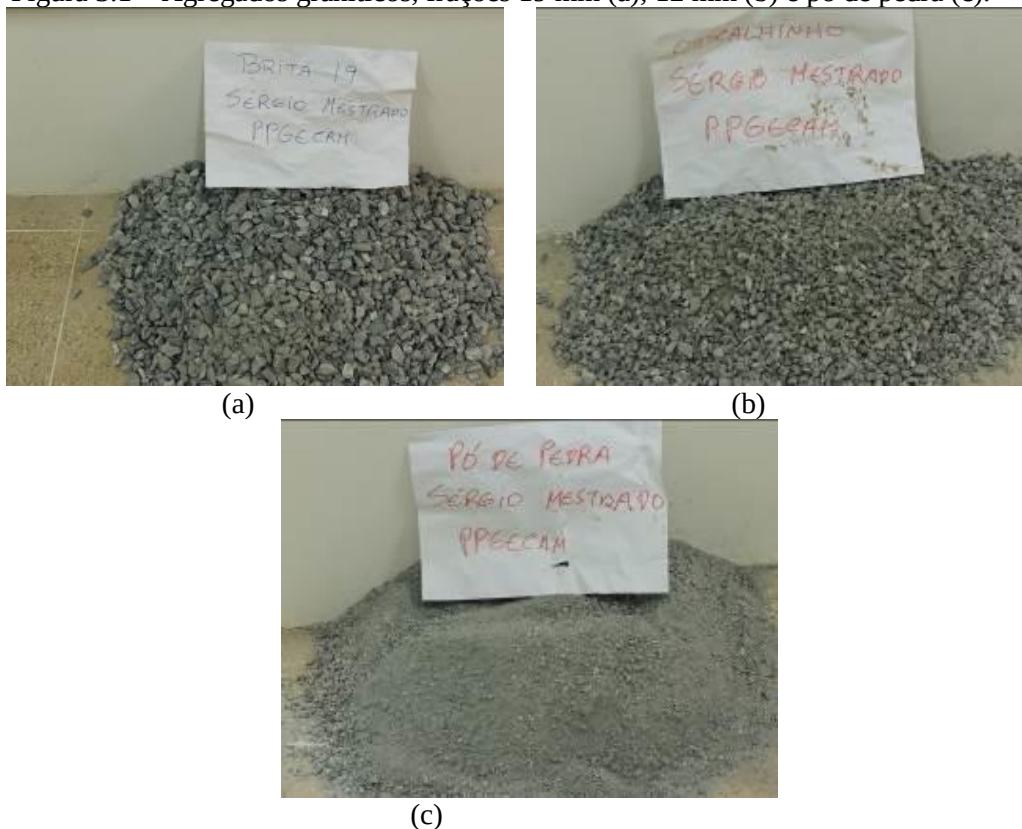
Já Lucena (2009) verificou os efeitos dos métodos de compactação para avaliar a influência dos métodos no comportamento mecânico e volumétrico de misturas. As misturas estudadas continham agregados graúdos e pó de pedra de granito, agregados miúdos de areia de rio, além de resíduos, de caulim e de granito. Na utilização do método *Superpave*, as misturas apresentaram melhor comportamento, atendendo às especificações do DNIT e da AASHTO, além dos critérios exigidos pelo método.

Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais utilizados

Os materiais empregados na pesquisa foram os agregados naturais (de granito e calcário) e o cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70. O agregado granítico, utilizado nas frações 19 mm, 12 mm e pó de pedra, figura 3.1 (a), (b) e (c), bem como o CAP 50/70 foram doados pela usina de ligante asfáltico local, enquanto que o calcário foi obtido em pedreira comercial localizada dentro da cidade de João Pessoa.

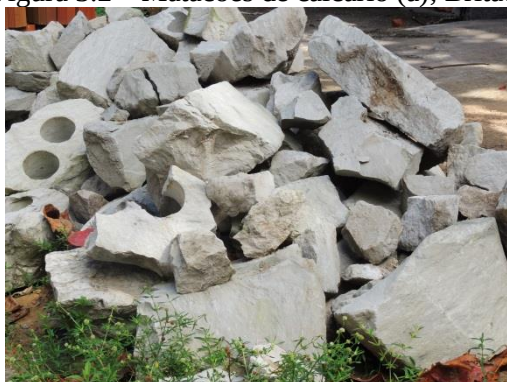
Figura 3.1 – Agregados graníticos, frações 19 mm (a), 12 mm (b) e pó de pedra (c).



Fonte: Do autor (2014).

O agregado calcário foi obtido na forma de matacões, figura 3.2 (a), e a britagem foi realizada no Laboratório de Ensaio de Materiais e Estruturas, LABEME, por meio de britador, figura 3.2 (b), obtendo o produto final visto na figura 3.2 (c). Após a britagem, foi realizado peneiramento para obtenção dos agregados nas frações 19 mm, 12 mm, pó de pedra e fíler mineral, material de enchimento de misturas betuminosas, cujo processo de obtenção está de acordo com as normas vigentes (DNIT – ME 367/97; ASTM D 242 -95).

Figura 3.2 – Matacões de calcário (a); Britador de mandíbulas (b); Produto final obtido (c).



(a)



(b)



(c)

Fonte: Do autor (2014).

O cimento asfáltico de petróleo utilizado na pesquisa foi o ligante asfáltico comercial CAP 50/70, mostrado na figura 3.3.

Figura 3.3 – CAP 50/70 obtido na usina de ligante asfáltico.



Fonte: Do autor (2014).

De posse dos citados materiais, os ensaios foram iniciados no Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV). De início, foi realizado o quarteamento dos agregados para todas as frações conforme a norma DNIT – PRO 199/96, para reduzir o tamanho das amostras para ensaios de laboratório. Em seguida, as amostras foram secas em estufa à 110°C por 24 horas.

3.2 Metodologia

Os objetos de estudo desta dissertação foram misturas betuminosas a quente, sendo a mistura de referência C1 constituída de agregados graníticos, a mistura C2, com substituição da fração de pó de pedra granítico por pó de pedra calcário e, a mistura C3, com substituição da fração de pó de pedra granítico por pó de pedra calcário e inclusão de fíler mineral calcário.

Após os procedimentos de quarteamento e secagem descritos no item anterior, as amostras de agregados foram submetidas aos ensaios de caracterização física, estes descritos na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Ensaios de caracterização física de agregados.

Ensaio	Norma
Agregados – Abrasão <i>Los Angeles</i>	DNIT – ME 035/98
Agregados – Absorção e densidade do agregado graúdo	DNIT – ME 081/98
Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real	DNIT – ME 085/94
Agregados – Análise granulométrica	DNIT – ME 083/98
Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio	DNIT – ME 089/94
Agregado – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman	DNIT – ME 194/98

Fonte: Do autor (2014).

Os resultados obtidos dos ensaios listados na tabela 3.1 foram comparados com os resultados de outras pesquisas semelhantes observadas na literatura, observando-se as normas de especificações de usos dos agregados com relação à sua aplicação em misturas betuminosas a quente. As amostras de agregados foram ainda submetidas a ensaios de caracterização química, segundo procedimentos adotados no Laboratório de Combustíveis e Materiais (LACOM), UFPB. Amostras dos agregados granítico e calcário, após secagem, foram submetidas ao peneiramento na malha #325, de abertura 0,045mm. O material fino

passante foi utilizado para determinação dos compostos químicos presentes nos dois agregados, e os resultados foram comparados com os de outras pesquisas na literatura.

3.2.1 Abrasão *Los Angeles*

O ensaio de abrasão “Los Angeles” foi realizado segundo os procedimentos descritos na norma DNIT – ME 035/98, com peneiramento para obtenção da graduação B, para quantidade de 5.000g.

3.2.2 Absorção e densidade do agregado graúdo

O ensaio de absorção e densidade do agregado graúdo foi realizado para as frações 19 mm e 12 mm, com massas iniciais de 3.000g para a fração 19 mm e 2.000g para a fração 12 mm, conforme procedimento descrito na norma DNIT – ME 081/98.

3.2.3 Massa específica real

O ensaio foi realizado com o fíler mineral onde, após secagem, amostras do mesmo foram submetidas ao procedimento descrito na norma DNIT – ME 085/94, fazendo uso do frasco *Le Chatelier*.

3.2.4 Análise granulométrica

O ensaio de granulometria foi realizado com amostras em quantidades de 7.000 g da fração 19 mm, 5.000g da fração 12 mm e 1.000 g das frações de pó de pedra e fíler mineral, submetidas aos procedimentos descritos na norma DNIT – ME 083/98.

3.2.5 Durabilidade

O ensaio de durabilidade foi realizado com amostras das frações 19 mm e 12 mm, de acordo com as especificações da norma DNIT – ME 089/94, em quantidade de 1.000 g, com

67% da fração 19 mm e 33% da fração 12 mm, submetidas ao ataque de solução saturada de sulfato de sódio.

3.2.6 Massa específica de agregados miúdos

Na determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco *Chapman*, o procedimento é descrito na norma DNIT – ME 194/98. O ensaio foi realizado para a fração pó de pedra.

3.2.7 Ensaio de caracterização do CAP 50/70

Os ensaios necessários para a caracterização do CAP 50/70 que foram realizados são mostrados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Ensaio de caracterização do CAP 50/70, AB-UN/LUBNOR.

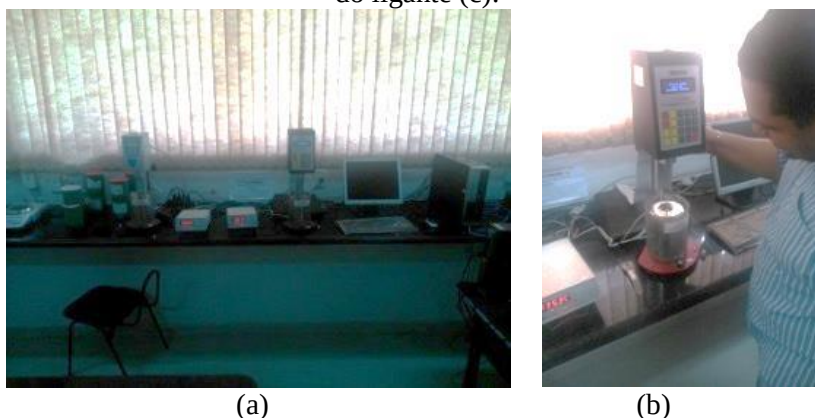
Ensaio	Norma
Penetração	ASTM D5
Ponto de Amolecimento	ASTM D36
Viscosidade <i>Saybolt-Furol</i> a 135 GC	ASTM E102
Viscosidade <i>Brookfield</i> 135 GC-SP21 20 RPM	ASTM D4402
Viscosidade <i>Brookfield</i> 150 GC-SP21	ASTM D4402
Viscosidade <i>Brookfield</i> a 135 GC-SP21	ASTM D4402
<i>RTFOT</i> Penetração retida	ASTM D5
<i>RTFOT</i> Aumento do ponto de amolecimento	ASTM D36
<i>RTFOT</i> Ductilidade a 25 GC	ASTM D113
<i>RTFOT</i> Variação em % massa	ASTM D2872
Ductilidade a 25 GC	ASTM 113
Solubilidade no Tricloroetileno	ASTM D2042
Ponto de fulgor	ASTM D92
Índice de suscetibilidade térmica	ASTM X018
Aquecimento a 177 GC	ASTM X215

Fonte: AB-UM/LUBNOR (2014).

Na coleta do ligante, foi obtido do laboratório AB-UN/LUBNOR o certificado com os resultados dos ensaios descritos na tabela 3.2. De posse dos resultados, foram verificadas as temperaturas de compactação e de mistura do ligante por meio do ensaio de viscosidade Rotacional, realizado no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP), da UFCG. O viscosímetro *Brookfield* é mostrado na figura 3.4 (a) e, com o auxílio de programa de computador, o ligante asfáltico foi ensaiado segundo preconiza a norma ASTM D 4402 – 6,

onde a amostra de ligante asfáltico é introduzida em suporte com controle de temperatura, como demonstrado na figura 3.4 (b).

Figura 3.4 – Aparato do viscosímetro *Brookfield* (a); Tela do programa (b); Câmara de aquecimento do ligante (c).



Fonte: Do autor (2014).

3.3 Composição das misturas

Após os procedimentos de caracterização com os materiais, os resultados obtidos foram usados para definir a composição das misturas asfálticas em três cenários distintos. Os percentuais de cada material a ser utilizado nos cenários propostos são mostrados na tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Composição das misturas a serem estudadas.

Agregados	Misturas		
	C1 (%)	C2 (%)	C3 (%)
Granito			
19	21	21	21
12	30	42	45
Pó de pedra (%)	49	-	-
Calcário			
19	-	-	-
12	-	-	-
Pó de pedra	-	37	32
Fíler	-	-	2

Fonte: Do autor (2014).

A faixa de aplicação do DNIT escolhida foi a faixa C, por comumente ser aplicada em obras de pavimentação do estado da Paraíba. A composição das misturas foi determinada de

forma que as mesmas atendessem aos requisitos da referida faixa, com suas respectivas tolerâncias, descritas na norma DNIT 031/2006 – ES.

Assim, a mistura de referência foi intitulada mistura C1, composta apenas por granito, nas frações 19 mm, 12 mm e o pó de pedra, com granulometria entre 4,8 mm e 0,075 mm. Na mistura C2, foi feita a substituição do pó de pedra granítico pelo pó de pedra calcário, com granulometria entre 4,8 mm e 0,075 mm, mantendo-se o agregado graúdo granítico. Por fim, na mistura C3, foi feita a substituição do pó de pedra granítico pelo pó de pedra calcário, e ainda com inclusão do fíler mineral de origem calcária.

3.4 Ensaios mecânicos

As misturas descritas foram moldadas segundo o método Marshall, que faz uso da compactação por impacto, regido pela norma DNIT – ME 043/95. Após, foi feita a determinação de parâmetros da dosagem: índice de vazios, vazios do agregado mineral, massas específicas reais, teor ótimo de ligante. De posse destes resultados, utilizou-se o teor ótimo de ligante determinado para a moldagem de corpos de prova a serem submetidos aos ensaios mecânicos.

Os ensaios utilizados para a verificação do comportamento mecânico das misturas citadas são mostrados na tabela 3.4, com utilização dos dois métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*. O objetivo foi comparar os resultados, de forma a verificar a influência do método de compactação no comportamento mecânico das misturas betuminosas a quente.

Tabela 3.4 – Ensaios de caracterização mecânica.

Ensaio	Norma	Método
Dosagem Marshall	DNIT – ME 043/95	Impacto
Resistência à tração por compressão diametral	DNIT – ME 136/2010	Impacto/Amassamento
Módulo de resiliência	ASTM D4123 – 82/DNIT 135/2010 – ME	Impacto/Amassamento
Dano por umidade induzida	AASHTO T283	Impacto/Amassamento
<i>Flow Number</i>	AASHTO TP079-13-UL NCHRP REPORT 465	Amassamento

Fonte: Do autor (2014).

3.4.1 Dosagem *Marshall*

Para os cenários citados, foram utilizados cinco teores de ligante asfáltico, o teor provável (T) e mais quatro teores, determinados segundo $T \pm 0,5\%$ e $T \pm 1,0\%$. Para cada

teor, três corpos de prova foram moldados. O cálculo do teor provável foi feito segundo a expressão de Duriez, citada por Marques (2014). A equação 3.1 apresenta a equação usada.

$$100A = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12,0s + 135f \quad (3.1)$$

Em que:

A: Superfície específica em m²/kg;

G: percentual retido na peneira 3/8;

g: percentual retido entre a peneira 3/8 e a peneira n° 4;

S: percentual retido entre a peneira n° 4 e a peneira n° 40;

s: percentual retido entre a peneira n° 40 e a peneira n° 200;

f: percentual passando na peneira n° 200.

O teor provável é calculado através da equação 3.2.

$$T = K\sqrt[5]{A} \quad (3.2)$$

Em que:

T: teor provável de CAP;

K: coeficiente de riqueza, K = 3,75, para CBUQ (concreto asfáltico usinado a quente);

A: Superfície específica.

A partir dos teores de CAP, o percentual de massa de cada agregado “n”, na mistura asfáltica (Marques, 2014) foi ajustado por meio da equação 3.3.

$$\%n = \%n^* \times (100 - T') \quad (3.3)$$

Em que:

%n: percentual em massa do agregado n com o teor de CAP considerado;

%n*: percentual em massa do agregado n sem considerar o teor de CAP;

T': teor de CAP.

Os agregados foram secos à 110°C, durante 24 horas, para posterior pesagem de acordo com as proporções obtidas segundo a norma DNIT – ME 043/95. Após, são iniciados

os processos de aquecimento do ligante e mistura com os agregados, conforme mostram as figuras 3.5 (a) e 3.5 (b). O ligante foi aquecido à 155°C e a mistura com os agregados foi realizada à 144°C.

Figura 3.5 – Aquecimento do ligante (a); Mistura com os agregados (b).



(a)

(b)

Fonte: Do autor (2014).

Após a mistura com os agregados, procedeu-se a compactação das misturas asfálticas, realizada no compactador Marshall, mostrado na figura 3.6 (a), com controle de temperatura, conforme demonstrado na figura 3.6 (b).

Figura 3.6 – Compactador Marshall (a); Controle de temperatura da mistura (b).



(a)

(b)

Fonte: Do autor (2014).

Finalizada a compactação dos corpos de prova, os mesmos foram medidos e pesados para a determinação dos parâmetros volumétricos, onde o primeiro parâmetro a ser determinado foi o volume, por meio da equação 3.4.

$$V = M_S - M_{S_{sub}} \quad (3.4)$$

Em que:

M_S : Massa seca;

M_{Sub} : Massa submersa em água.

A massa específica aparente da mistura (Gmb) foi obtida por meio da equação 3.5.

$$Gmb = \frac{M_S}{V} \quad (3.5)$$

Em que:

M_S : Massa seca;

V : Volume dos corpos de prova.

A densidade máxima teórica (DMT) das misturas foi obtida por meio da equação 3.6.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} \quad (3.6)$$

Em que:

$\%a$: Porcentagem de ligante asfáltico, expressa em relação à massa total da mistura asfáltica;

$\%Ag$, $\%Am$, $\%f$: Porcentagens do agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente, expressas em relação à massa total da mistura asfáltica;

G_a , G_{Ag} , G_{Am} , G_f : Massas específicas do ligante asfáltico, do agregado graúdo, do agregado miúdo e do fíler, respectivamente.

O volume de vazios (V_v) foi obtido por meio da equação 3.7, a partir da DMT e da Gmb obtidas anteriormente.

$$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} \quad (3.7)$$

Com a Gmb , $\%a$ e G_a , foram obtidos os vazios com betume (VCB) por meio da equação 3.8.

$$VCB = \frac{Gmb \cdot \%a}{G_a} \quad (3.8)$$

Com o V_V e VCB , os vazios do agregado mineral (VAM) foram obtidos com a equação 3.9.

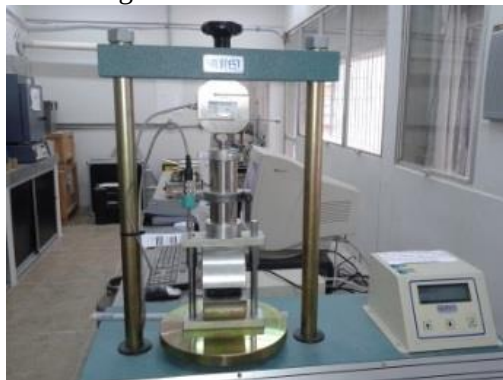
$$VAM = V_V + VCB \quad (3.9)$$

Com o VCB e o VAM , a relação betume vazios (RBV) foi obtida por meio da equação 3.10.

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \quad (3.10)$$

Em seguida, os corpos foram aquecidos em estufa à 60°C por duas horas e levados à prensa para obtenção dos valores de estabilidade *Marshall*, figura 3.7.

Figura 3.7 – Prensa.



Fonte: Do autor (2014).

3.4.2 Compactação utilizando o método *Superpave*

A preparação dos materiais para a compactação do método *Superpave* seguiu os mesmos procedimentos utilizados na compactação utilizando o método *Marshall* e a moldagem foi realizada no LEP/UFCG.

O método de compactação *Superpave* consiste na moldagem de corpos de prova por meio de giros aplicados com o auxílio de compactador giratório, este observado na figura 3.8 (a). Para tanto, as misturas foram colocadas dentro de um molde cilíndrico, este observado na figura 3.8 (b).

Figura 3.8 – Compactador giratório (a); Molde cilíndrico utilizado na moldagem (b).



(a)

(b)

Fonte: Do autor (2015).

Dessa forma, os agregados foram aquecidos e misturados com o ligante nas mesmas faixas de temperaturas utilizadas na compactação *Marshall* e, após a mistura com o ligante, a mistura asfáltica foi colocada no molde e o conjunto introduzido no compactador. A seleção do número de giros foi feita segundo os procedimentos de Vasconcelos (2004), onde foi selecionado o número de giros com base nos parâmetros apresentados na tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Seleção do número de giros para compactador *Superpave*.

<i>ESALs</i> Projeto (milhão)	Temperatura média do ar											
	< 39°C			39-40°C			41-42°C			43-44°C		
	N_i	N_p	N_m	N_i	N_p	N_m	N_i	N_p	N_m	N_i	N_p	N_m
< 0,3	7	68	104	7	74	114	7	78	121	7	82	127
< 1	7	76	117	7	83	129	7	88	138	8	93	146
< 3	7	86	134	8	95	150	8	100	158	8	105	167
< 10	8	96	152	8	106	169	8	113	181	9	119	192
< 30	8	109	174	9	121	195	9	128	208	9	135	220
< 100	9	126	204	9	139	228	9	146	240	10	153	253
> 100	9	143	233	10	158	262	10	165	275	10	172	288

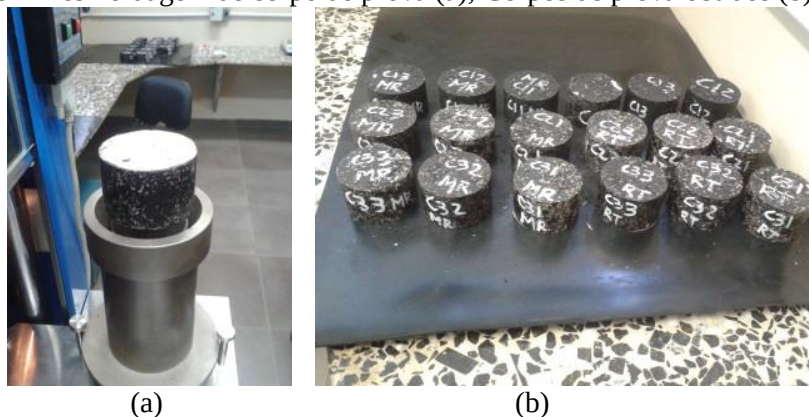
Fonte: Adaptado de Vasconcelos (2004).

Com base nos parâmetros da tabela 3.5, foi escolhida a quantidade de 96 giros para a compactação das misturas com base nos parâmetros de temperatura do ar, esta menor que 39°C, e tráfego *ESALs* (*Equivalent Single-Axle Loads*), menor que 10 milhões, conforme Vasconcelos (2004).

Os corpos de prova foram moldados utilizando os teores ótimos de ligante asfáltico determinados na compactação *Marshall*. Após o fim da compactação, o corpo de prova foi

desmoldado, conforme mostrado na figura 3.9 (a). Ao fim do processo, obtiveram-se 18 corpos de prova na primeira etapa de compactação *Superpave*, mostrados na figura 3.9 (b).

Figura 3.9 – Desmoldagem de corpo de prova (a); Corpos de prova obtidos (b).



Fonte: Do autor (2015).

Estes corpos de prova foram submetidos aos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência. A mesma quantidade de corpos de prova foi obtida para o método *Marshall* de forma que os resultados pudessem ser comparados entre si.

3.4.3 Resistência à tração por compressão diametral

Para o ensaio de RT, foram utilizados três corpos de prova, compactados nos métodos *Marshall* e *Superpave*, com índice de vazios de 3 a 5%. O cálculo dessa resistência é feita pela equação 3.11

$$\sigma_R = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (3.11)$$

Em que:

σ_R : Resistência à tração, em MPa;

F : Carga de ruptura, em N;

D : Diâmetro do corpo de prova, em cm;

H : Altura do corpo de prova, em cm.

O procedimento necessário para a realização do ensaio foi o mesmo utilizado para ambos os métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*, com medições da altura e do

diâmetro de todos os corpos a serem submetidos ao ensaio. Para a ruptura, foi utilizada a prensa, utilizando o aparato necessário, conforme mostrado na figura 3.10 (a). A aplicação da carga foi feita até a ruptura dos corpos de prova, como demonstrado na figura 3.10 (b), que mostra o detalhe da ruptura de um dos corpos após o ensaio.

Figura 3.10 – Ensaio de RT (a); Corpo de prova após ruptura (b).

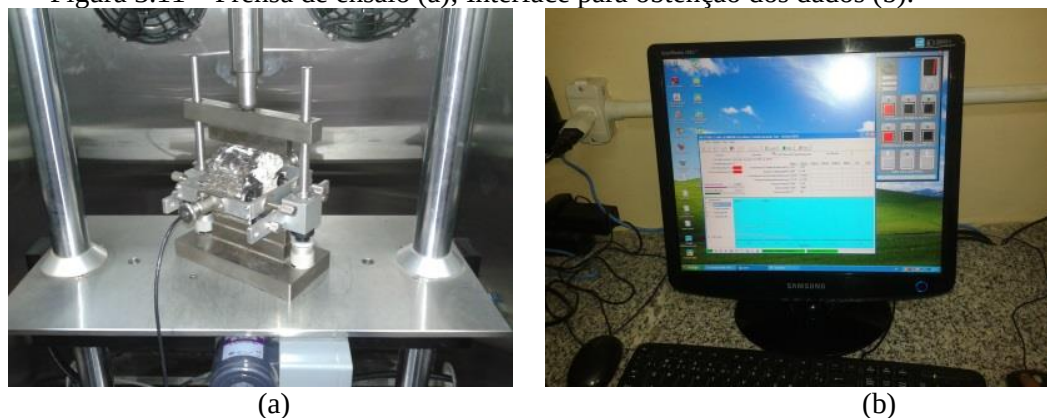


Fonte: Do autor (2014).

3.4.4 Módulo de resiliência

Para o ensaio de MR, foram utilizados três corpos de prova compactados nos métodos *Marshall* e *Superpave*, com índice de vazios de 3 a 5%. O ensaio foi realizado aplicando-se cargas repetidas, denominadas de força F_0 , como mostrado na figura 3.11 (a). Todo o procedimento é controlado por programa específico e a interface é mostrada na figura 3.11 (b). As cargas correspondem a 10% da força obtida no ensaio de RT realizado anteriormente.

Figura 3.11 – Prensa de ensaio (a); Interface para obtenção dos dados (b).



Fonte: Do autor (2015).

3.4.5 Dano por umidade induzida

O ensaio de dano por umidade induzida consiste em se determinar a sensibilidade das misturas frente à presença de água, em corpos de prova com índices de vazios de 6 a 8% recomendados pela AASHTO T 283. No método *Marshall*, a quantidade de golpes necessária para obter os vazios recomendados foi obtida por meio de gráficos, compactando-se cinco corpos de prova com 20, 30, 40, 50 e 60 golpes.

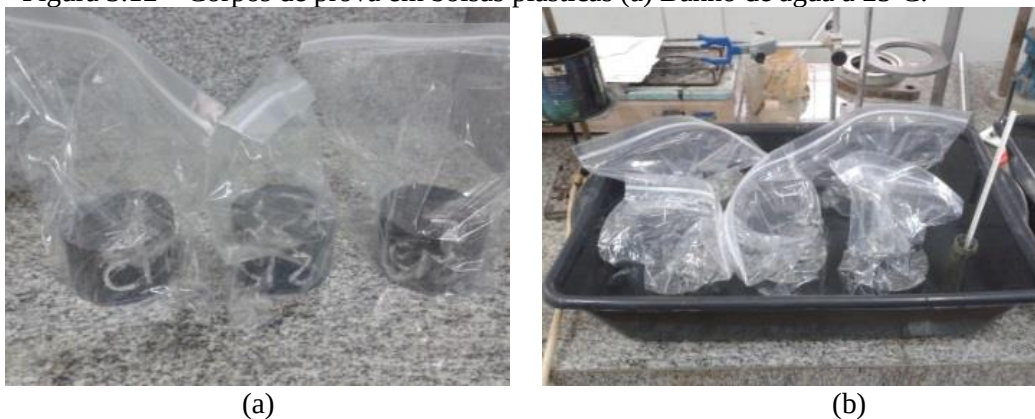
No método *Superpave*, a quantidade de giros foi verificada no acompanhamento das alturas dos corpos de prova na compactação com 96 giros. Este acompanhamento permite a estimativa dos vazios dos corpos de prova de forma que foi possível estimar a quantidade de giros necessária para obter os vazios recomendados.

Com esta estimativa, na compactação do corpo-de-prova com 96 giros, foi possível determinar a quantidade de giros necessária de forma que o corpo-de-prova apresentasse o índice de vazios recomendados pela AASHTO T283, entre 6 e 8%.

Após as determinações necessárias, foram compactados dois conjuntos de corpos de prova para cada método de compactação. O primeiro conjunto não é submetido ao processo de condicionamento descrito na AASHTO T283. Três corpos de prova do primeiro conjunto são colocados cada um em bolsa plástica, conforme mostrado na figura 3.12 (a), submetidos a um banho de água na temperatura a 25°C, como mostrado na figura 3.12 (b), por um período de 2 horas.

Após este período, os corpos são retirados das bolsas e levados à prensa para serem submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral, onde foi determinada a resistência à tração equivalente ao processo não condicionado, denominada de RT.

Figura 3.12 – Corpos de prova em bolsas plásticas (a) Banho de água à 25°C.



(a)

(b)

Fonte: Do autor (2015).

No condicionamento realizado com o segundo conjunto, os corpos de prova são submetidos ao processo descrito na AASHTO T283, que consiste em colocar três corpos de prova dentro de recipiente com 25 mm de água destilada sobre sua superfície, com aplicação de vácuo de pressão de 250 a 650 mmHg, por 5 a 10 minutos, processo observado na figura 3.13 (a). O procedimento é realizado para obter grau de saturação de 70 a 80%, determinado a partir da utilização das equações 3.12 e 3.13.

$$J^1 = B^1 - A \quad (3.12)$$

$$S^1 = \frac{100J^1}{V_v} \quad (3.13)$$

Em que:

J^1 : Volume de água absorvido, em cm³;

B^1 : Peso da superfície seca saturada, em g;

S^1 : grau de saturação, em %;

V_v : Volume de vazios, em %.

Depois de atingido o grau de saturação de 70 a 80%, os corpos de prova são envolvidos em filme plástico, colocados dentro de bolsa plástica com 10 ml de água e levados a um *freezer* à 10°C, como mostrado na figura 3.13 (b), por período de 24 horas, procedimento baseado nos estudos de Lucena (2009) e Silva (2011).

Figura 3.13 – Processo de saturação de corpos de prova (a); Congelamento à 10°C (b).



(a)



(b)

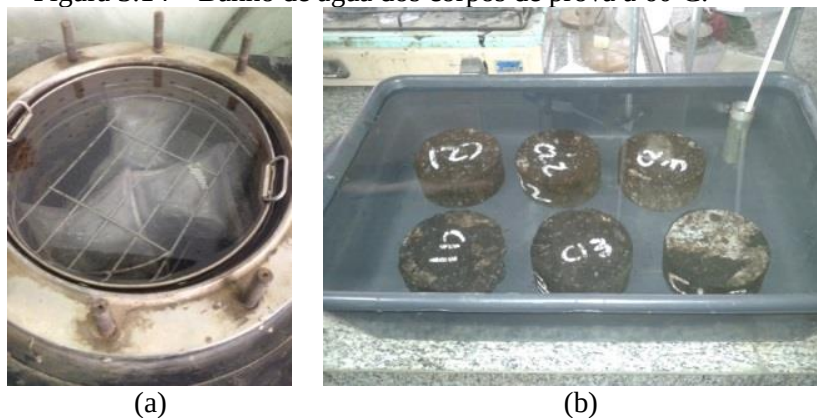
Fonte: Do autor (2014).

Terminado o período de congelamento, os corpos de prova são retirados das bolsas plásticas e o filme plástico é removido. Os corpos são então colocados em banho de água à

60°C, como mostrado na figura 3.14 (a), por um período de 24 horas. Finalizado este período, os corpos de prova são colocados em outro banho de água, conforme mostrado na figura 3.14 (b), à 25°C, por um período de 2 horas.

Por fim, após todo o processo de condicionamento, os corpos de prova são submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral, determinando-se RT_u . A resistência à tração por umidade induzida, RRT, é calculada como sendo a razão entre a RT_u e a RT determinada para corpos de prova sem condicionamento. O valor mínimo aceitável de RRT deve ser de 70%.

Figura 3.14 – Banho de água dos corpos de prova à 60°C.



Fonte: Do autor (2014).

3.4.6 Adesividade a ligante betuminoso

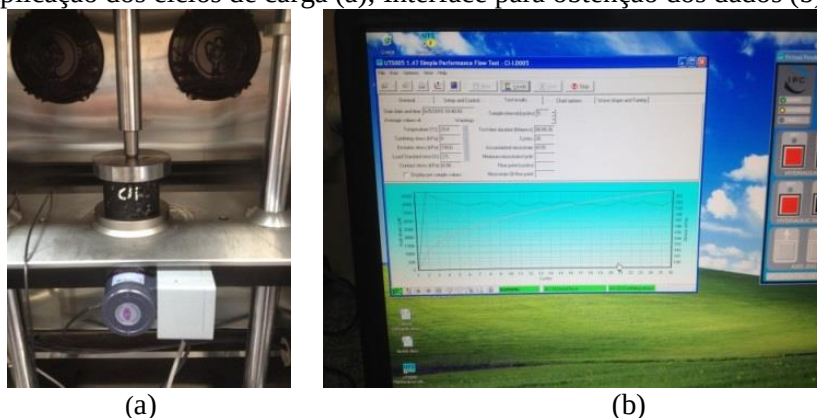
De posse dos resultados do ensaio de dano por umidade induzida, foi realizada a adesividade a ligante betuminoso segundo os procedimentos da norma DNIT – ME 078/94. O ensaio foi realizado em virtude dos resultados obtidos no ensaio dano por umidade induzida.

3.4.7 *Flow Number*

Para o ensaio de *Flow Number*, foram compactados corpos de prova com índice de vazios de 6 a 8%, com as mesmas dimensões de altura e diâmetro dos corpos de prova produzidos para o ensaio Dano por umidade induzida. O ensaio foi realizado utilizando a prensa do LEP/UFCG, mesmo equipamento utilizado no ensaio de MR, onde o ciclo de carga consistiu em pulso de 0,1 segundos de carregamento *haversine*, mesmo procedimento adotado nos estudos de Brito (2006) e Zhang *et al.* (2013).

Para a realização do ensaio, é necessário que os corpos de prova sejam aquecidos à temperatura de 60°C. O aquecimento foi realizado dentro da câmara da prensa onde o ensaio foi realizado, visto que a mesma oferece o controle de temperatura. Os corpos foram aquecidos durante um período mínimo de duas horas antes do início do ensaio. Na figura 3.15 é observado o início do ensaio, onde o corpo-de-prova está posicionado e pronto para receber os ciclos de carga, enquanto os corpos restantes permanecem dentro da câmara, de forma a não haver perda de temperatura.

Figura 3.15 – Aplicação dos ciclos de carga (a); Interface para obtenção dos dados (b).



Fonte: Do autor (2014).

Com o aparato devidamente montado como mostrado na figura 3.15 (a), o ensaio foi iniciado no modo não confinado, de acordo com procedimentos de Nascimento (2008), Apeagyei (2014) e Roy *et al.* (2015). Para a tensão axial aplicada, esses estudos sugerem faixas de tensão axial de 69 a 207 KPa para o modo não confinado, de forma que a tensão axial escolhida foi de 204 KPa. Assim, o ensaio foi realizado com o auxílio de programa específico disponível no equipamento, com interface para obtenção dos dados mostrada na figura 3.15 (b). Como critérios de parada, considerou-se a quantidade de 10.000 ciclos e a ϵ_p acumulada de 50.000 $\mu\epsilon$, baseado no estudo de Apeagyei (2014). O ensaio é interrompido quando um dos critérios ocorrer primeiro.

Capítulo 4 – ANÁLISE DOS RESULTADOS

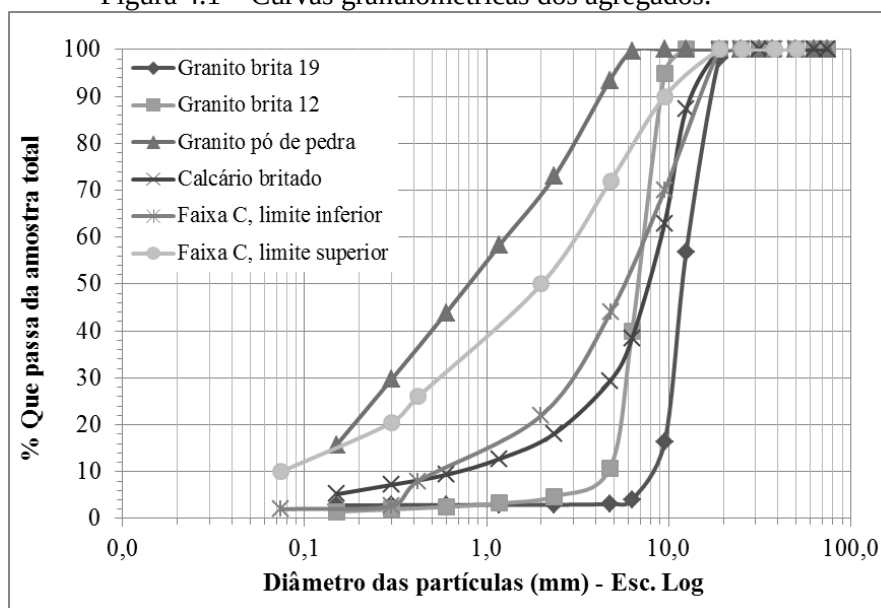
Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos, fazendo-se uso de comparações com a literatura e com as especificações vigentes dos órgãos regulamentadores locais, como ferramenta na análise dos resultados. As análises baseiam-se principalmente na verificação da tendência de comportamento dos materiais utilizados, visto que nos artigos consultados, são verificados usos do granito e do calcário, mesmos tipos de agregados utilizados nesta pesquisa.

4.1 Ensaios de caracterização dos agregados

4.1.1 Granulometria

Dos ensaios de granulometria, apresentam-se as curvas granulométricas referentes aos dois tipos de agregados estudados. A figura 4.1 mostra o comparativo entre as curvas granulométricas obtidas para o agregado granítico e do agregado calcário, obtido da britagem dos matacões de calcário conforme descrito no capítulo 3.

Figura 4.1 – Curvas granulométricas dos agregados.



A partir das curvas granulométricas obtidas, verifica-se que o agregado granítico apresenta características de ser um material de graduação uniforme, com distribuição dos

grãos de tamanhos de valores limitados, posicionados em uma faixa bastante estreita, com curvas bastante íngremes. O pó de pedra granítico se apresenta como um material com distribuição bem graduada, com faixa mais larga de valores, mas com pouco finos. Com relação ao agregado calcário, o mesmo se apresenta com uma granulação mais fina, diferentemente do agregado granítico, nas frações de 12 e 19 mm. A granulometria apresenta ainda faixa estreita de valores e a curva se apresenta íngreme, semelhantemente com as curvas obtidas para o granito.

Na figura 4.1 também são mostrados os limites da faixa C, e, de acordo com os resultados obtidos da granulometria dos agregados, verificou-se que os mesmos não se enquadram na referida faixa. Assim, a partir destes resultados, foram estabelecidas composições de forma que os agregados fossem enquadrados e, por tentativa, foram determinados os percentuais dos materiais, de forma que as curvas granulométricas se situassem entres os limites da faixa C. As composições das misturas são mostradas na tabela 3.3, do capítulo anterior.

4.1.2 Caracterização física dos agregados

Os ensaios de caracterização física realizados foram abrasão *Los Angeles*, absorção, massa específica e durabilidade. Na tabela 4.1 são mostrados os resultados obtidos dos parâmetros citados.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização dos agregados.

Ensaio/Material	Agregado granítico			Agregado calcário			
	19	12	Pó de pedra	19	12	Pó de pedra	Fíler
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	40	-	-	62	-	-	-
Absorção (%)	0,7	1,1	-	7,4	9,1	-	-
Massa específica (g/cm ³)	2,75	2,73	2,73	2,20	2,19	2,49	2,681

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.1, verifica-se que o agregado granítico atende às especificações vigentes nacionais exigidas para que os agregados possam ser utilizados em obras de pavimentos. O agregado granítico apresentou valor de abrasão “*Los Angeles*” de acordo com o que preconiza a norma, máximo de 40%, o que não ocorre com o agregado calcário, que ultrapassa o valor exigido, indicando que o material não resiste tanto ao desgaste.

Outros trabalhos, como o de Moghaddam *et al.* (2014), Nejad *et al.* (2012) e Nejad *et al.* (2013) obtiveram valores de abrasão “Los Angeles” que corroboram o bom desempenho do agregado granítico. Moghaddam *et al.* (2014) obtiveram valor de 19% de abrasão para o agregado granítico. Já o calcário estudado nas pesquisas de Nejad *et al.* (2012) e Nejad *et al.* (2013) apresentou 25% de abrasão “Los Angeles”, bem abaixo do que o valor obtido neste trabalho, indicando uma boa resistência, onde a especificação mencionada pelos autores exige um valor máximo de 45%. Em outra pesquisa, Sengoz *et al.* (2014) obtiveram valores de abrasão “Los Angeles” de 22,6% para o mesmo tipo de agregado.

Na absorção de água, os valores obtidos foram de 9,1% para a fração 12 calcária e 1,1% do granito, de mesma fração, indicação da maior porosidade do agregado calcário. O calcário também apresentou valores menores de massa específica do que os verificados para o agregado granítico, evidência das propriedades físicas inferiores. Com relação ao fíler, o valor obtido para a massa específica foi de 2,681 g/cm³.

Para a absorção do agregado granítico, Moghaddam *et al.* (2014) obtiveram valores de 0,7% para a absorção fração graúda e de 0,4% para a fração miúda, convergente com os valores obtidos. Já na pesquisa de Abo-Quadis e Shweily (2007), valores de absorção de agregado calcário são mencionados, da ordem de 3,1% para a fração graúda e 4,6% para a fração miúda. As frações mencionadas foram obtidas por britagem, semelhantemente ao realizado neste trabalho.

Com relação aos resultados obtidos de massa específica, para o granito, os valores se mostram próximos dos valores verificados na literatura. Moghaddam *et al.* (2014) obteve valores de massa específica da ordem 2,60 e 2,63 g/cm³ para as frações graúda e miúda, semelhantes aos valores obtidos por Nejad *et al.* (2012) e Nejad *et al.* (2013), 2,65 g/cm³, contra 2,61 g/cm³ para o agregado calcário. Abo-Quadis e Shweily (2007) verificaram valores de massa específica de 2,42 a 2,55 g/cm³ para as mesmas frações enquanto que Sengoz *et al.* (2014) obtiveram valores de 2,68 g/cm³, com frações semelhantes.

Com relação à avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio (DNIT ME 089/1994), o valor máximo exigido é de 12% (Bernucci *et al.*, 2008). De acordo com os resultados obtidos, o agregado granítico apresentou um valor de 2% e o agregado calcário apresentou um valor de 76%, portanto acima do valor da especificação. Os valores obtidos por Nejad *et al.* (2012) e Nejad *et al.* (2013) para o calcário foram de 2,56% contra 1,5% do granito, corroborando a tendência de maior desgaste do agregado de

calcário. Sengoz *et al.* (2014) obtiveram valor de 1,47% para o mesmo tipo de agregado contra 2,6% de durabilidade de agregado basáltico.

De maneira geral, os valores obtidos corroboram a tendência do comportamento do agregado calcário no que diz respeito às características de resistência ao desgaste e absorção de água, que remete diretamente à porosidade do material. Os valores se mostraram abaixo dos valores verificados na literatura, onde as diferenças na natureza mineralógica e origem do calcário são fatores que podem explicar os resultados obtidos. Isto também se reflete para o agregado granítico, que, na literatura, principalmente na comparação com o estudo de Moghaddam *et al.* (2014), que utilizaram o agregado.

4.1.2 Caracterização química dos agregados

Em função dos resultados obtidos da caracterização física dos agregados, verificou-se a necessidade da realização de ensaios mais específicos para melhor entendimento do comportamento dos agregados. Assim, ensaios de análise química foram realizados para determinar os elementos químicos constituintes dos agregados granítico e calcário. Os resultados são mostrados na tabela 4.2.

Tabela 4.2 – Resultados da análise química.

Elemento	Do autor (2015)		Nejad <i>et al.</i> (2013)		Iskender (2013)	Abo-Quadis/Shweily (2007)
	Granito	Calcário	Granito	Calcário	Calcário	Calcário
SiO ₂ (%)	61,7	16,0	68,1	3,8	7,53	1,1
Al ₂ O ₃ (%)	16,7	6,3	14,8	1,0	0,53	0,86
Fe ₂ O ₃ (%)	7,1	1,6	1,4	0,4	0,88	2,0
CaO (%)	6,7	71,7	2,4	51,3	46,67	54,6
Na ₂ O (%)	2,7	1,6	-	-	-	-
MgO (%)	2,4	1,7	0,8	1,2	1,83	0,86
K ₂ O (%)	1,1	1,5	-	-	0,83	-
TiO ₂ (%)	0,7	0,30	-	-	-	-
P ₂ O ₅ (%)	0,4	0,31	-	-	-	-
SO ₃ (%)	0,4	0,67	-	-	-	-
MnO (%)	0,1	-	-	-	-	-
ZrO ₂ (%)	0,04	0,003	-	-	-	-
SrO (%)	0,03	0,073	-	-	-	-
I (%)	0,02	-	-	-	-	-
Cr ₂ O ₃ (%)	0,018	-	-	-	-	-
CuO (%)	0,015	-	-	-	-	-
ZnO (%)	0,0118	-	-	-	-	-
NiO (%)	0,0112	-	-	-	-	-

A partir dos resultados da tabela 4.2, verificou-se que o granito apresentou maior percentual de sílica do que o calcário. Semelhantemente, Nejad *et al.* (2012) obteve alto percentual de sílica no agregado granítico investigado. Os autores afirmam que a presença de sílica em baixos percentuais é um dos fatores que pode explicar a melhor resistência aos danos por umidade.

Abo-Quadis e Shweily (2007) e Iskender (2013) concluíram semelhantemente que o baixo percentual de sílica no agregado calcário proporciona melhor adesão com o ligante, principalmente nas frações finas do agregado, mesmo na presença de água.

Ainda de acordo com os resultados, no que se refere ao agregado calcário, verificou-se que o mesmo apresentou menor percentual de sílica em sua composição, em conformidade com os estudos citados.

4.2 Ensaio de caracterização do ligante asfáltico

A tabela 4.3 mostra os resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70, certificados pelo laboratório AB-UN/LUBNOR e cedidos pela NOVATEC. O certificado tem data de 13/07/2014.

Tabela 4.3 – Resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70.

Ensaio	Especificação.	Resultado
Penetração	50 a 70	62 (0,1 mm)
Ponto de Amolecimento	46 ^A	47 °C
Viscosidade <i>Saybolt-Furol</i> a 135 GC	141 ^A	174s
Viscosidade <i>Brookfield</i> 135 GC-SP21 20 RPM	274 ^A	342 cP
Viscosidade <i>Brookfield</i> 150 GC-SP21	112 ^A	171 cP
Viscosidade <i>Brookfield</i> a 177 GC-SP21	57 a 285	63 cP
<i>RTFOT</i> Penetração retida	55 ^A	72 %
<i>RTFOT</i> Aumento do ponto de amolecimento	8 ^B	3,2 °C
<i>RTFOT</i> Ductilidade a 25 GC	20 ^A	>150 cm
<i>RTFOT</i> Variação em % massa	-0,50 a 0,50	0,008 %
Ductilidade a 25 GC	60 ^A	>150 cm
Solubilidade no Tricloroetileno	99,5 ^A	100 % em massa
Ponto de fulgor	235 ^A	>300 °C
Índice de suscetibilidade térmica	-1,5 a 0,7	-1,5 N/A
Aquecimento a 177 GC	NESP ^C	Não espumou

A – Valor mínimo exigido; B – Valor máximo exigido; C – Não espuma.

Fonte: AB-UN/LUBNOR (2014).

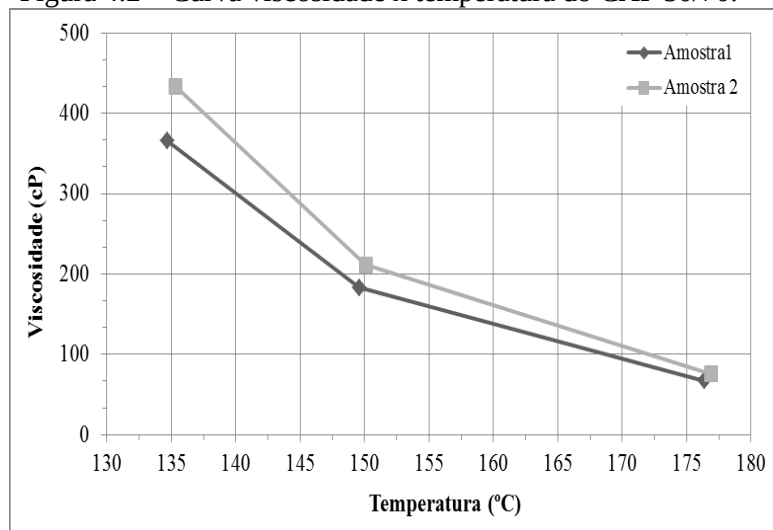
A partir dos resultados observados na tabela 4.3, pode-se afirmar que o ligante asfáltico está em acordo com as especificações exigidas para uso, com classificação CAP

50/70 em função do valor de penetração 62.10^{-1} mm ter se enquadrado dentro dos limites estabelecidos.

O ligante ainda apresentou boa qualidade segundo os resultados dos ensaios de viscosidade *Brookfield*, pois o mesmo apresentou menor viscosidade com o aumento de temperatura, o que facilita a mistura com os agregados. Do ensaio de solubilidade no tricloroetileno, verificou-se que o ligante se apresentou puro, sem a presença de impurezas e ainda apresentou ponto de fulgor superior a 300°C, o que indica que o mesmo pode ser utilizado com segurança na produção de misturas asfálticas, sem a aparição de espuma no ensaio de aquecimento a 177°C.

Para efeito de verificação das propriedades do CAP, novos ensaios de viscosidade *Brookfield* foram realizados no LEP/UFCG. O ensaio foi realizado com duas amostras de CAP, para verificar as temperaturas de aquecimento do ligante e mistura com os agregados, necessárias para a realização do ensaio *Marshall* (DNIT – ME 043/95). Os valores das temperaturas de aquecimento e de mistura foram obtidos calculando-se a média dos dois ensaios, visto que se trata do mesmo material, apenas coletado em dias diferentes. De acordo com os resultados obtidos, foram traçadas as curvas viscosidade versus temperatura, mostradas na figura 4.2.

Figura 4.2 – Curva viscosidade x temperatura do CAP 50/70.



De acordo com a norma DNIT – ME 043/95, a temperatura em que o ligante deve ser aquecido para mistura com os agregados é a correspondente a uma viscosidade cinemática de (170 ± 20) centiStokes (cst). Já a temperatura de compactação da mistura é aquela na qual o ligante apresenta uma viscosidade cinemática de (280 ± 30) cst. Assim, fez-se uso da

transformação da viscosidade cinemática (cst) para a viscosidade dinâmica (cP), onde a viscosidade cP é obtida multiplicando-se o valor da viscosidade cst pela massa específica do ligante asfáltico, 1,0268 g/cm³. Dessa forma, de acordo com a Figura 4.2, o CAP 50/70 foi aquecido em temperaturas da ordem de 155°C, enquanto que a mistura de compactação com os agregados foi feita em temperatura da ordem de 144°C.

Quando os resultados obtidos são comparados com os observados na literatura, percebe-se que o CAP apresenta características semelhantes de outros ligantes utilizados por outros pesquisadores, pois exemplos de utilização do CAP 50/70 são observados na literatura (Sengoz *et al.*, 2014; Akbulut *et al.*, 2011; Iskender, 2013; Gorkem e Sengoz, 2009).

Os resultados obtidos apresentados na tabela 4.3 se mostraram na mesma ordem de grandeza dos valores relatados de penetração e ponto de amolecimento por Sengoz *et al.* (2014) na utilização do CAP 50/70. Valores como a viscosidade Rotacional a 135°C, variação em massa e penetração retida foram divergentes dos resultados obtidos neste estudo. A viscosidade Rotacional a 135°C foi maior e os valores de variação em massa e penetração retida foram menores dos que os valores apresentados na tabela 4.3. Assim como neste estudo, todos os valores obtidos pelo autor atenderam às especificações exigidas.

O mesmo é observado quando comparamos os resultados com os valores obtidos por Gorkem e Sengoz (2009), que observaram valores semelhantes de penetração, ponto de amolecimento e variação em massa. Os valores relatados de penetração retida e ponto de fulgor foram inferiores aos obtidos neste estudo. Outros autores, como Akbulut *et al.* (2011) e Iskender (2013) também relataram valores semelhantes de penetração, ponto de amolecimento e ponto de fulgor, obtidos na investigação de propriedades de CAP 50/70.

No Brasil, Marques (2014) trabalhou com o mesmo tipo de CAP, coletado na mesma empresa de pavimentação ao qual cedeu o certificado do laboratório AB-UN/LUBNOR. De acordo com os resultados, o ligante CAP 50/70 atendeu às especificações exigidas e verificaram-se valores de mesma ordem de grandeza dos resultados obtidos neste estudo.

4.3 Ensaaios Mecânicos

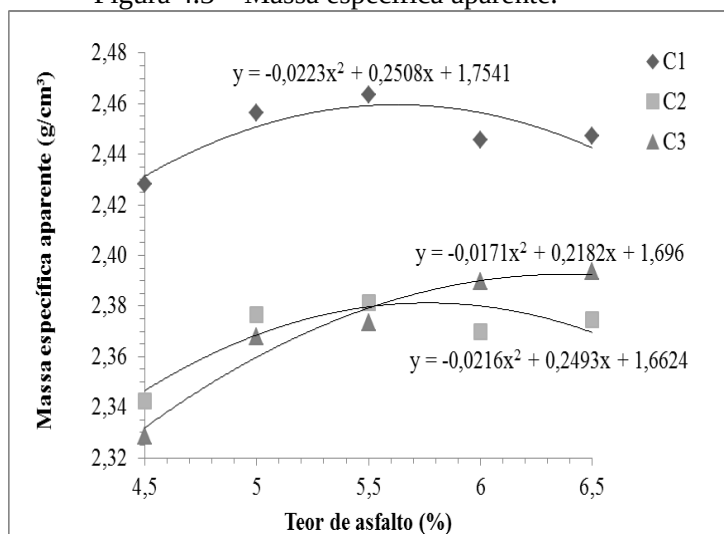
4.3.1 Dosagem Marshall

As dosagens das misturas asfálticas foram realizadas segundo o método *Marshall*, obtendo-se o teor de projeto de ligante para cada um dos três cenários estudados, ou seja, a

quantidade ideal de ligante asfáltico para garantir o melhor comportamento da mistura, de forma que a mesma atenda às especificações previstas na norma DNIT 031/2006 – ES.

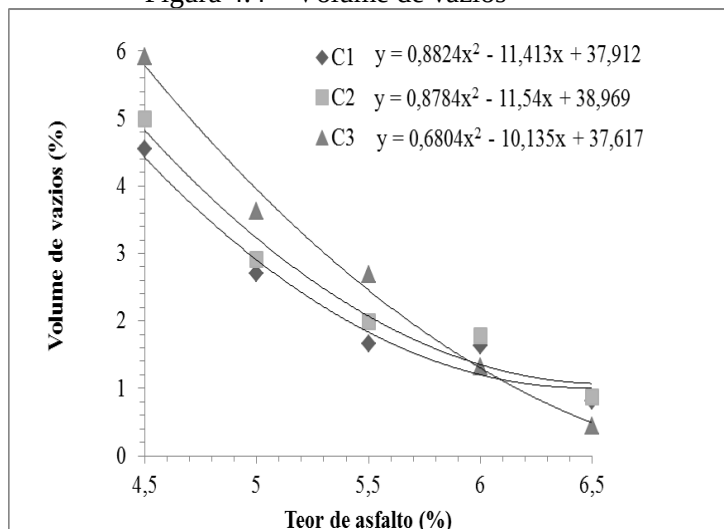
A partir das composições de agregados propostas e descritas no item 3.3 do capítulo anterior, a dosagem *Marshall* foi realizada, obtendo-se os parâmetros de massa específica aparente, volume de vazios, vazios do agregado mineral, relação betume vazios, estabilidade *Marshall* e fluência. Os parâmetros obtidos nas dosagens são mostrados nas figuras 4.3 a 4.8.

Figura 4.3 – Massa específica aparente.



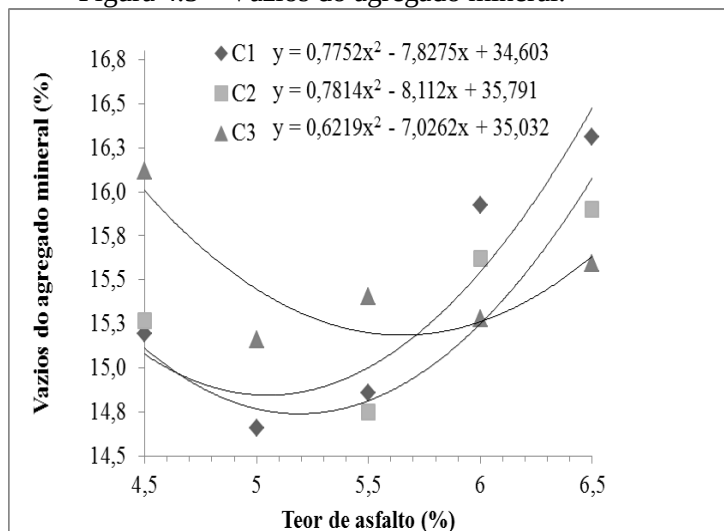
De acordo com a figura 4.3, verificou-se que a incorporação do agregado calcário nas misturas asfálticas promoveu redução nos valores de massa específica. Isto significa que as misturas se tornaram menos densas, o que não implica perda nas propriedades mecânicas. A Figura 4.4 mostra os resultados do volume de vazios obtidos nas misturas.

Figura 4.4 – Volume de vazios



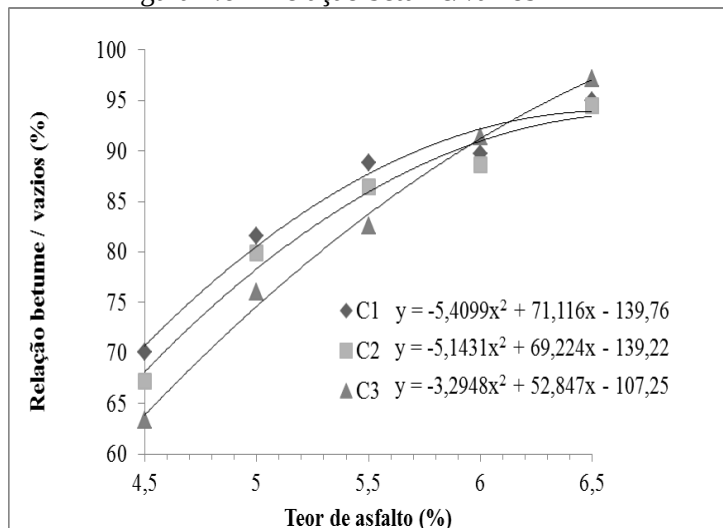
De acordo com a figura 4.4, não houve alteração significativa nos vazios, com tendência de maior ocorrência de vazios nas misturas C2 e C3. Cao *et al.* (2013) verificaram a mesma tendência na comparação de misturas com agregados basálticos e de calcários. Nas misturas com agregado de calcário, o índice de vazios foi maior em comparação à mistura com agregado basáltico. A Figura 4.5 mostra os resultados dos vazios do agregado mineral.

Figura 4.5 – Vazios do agregado mineral.



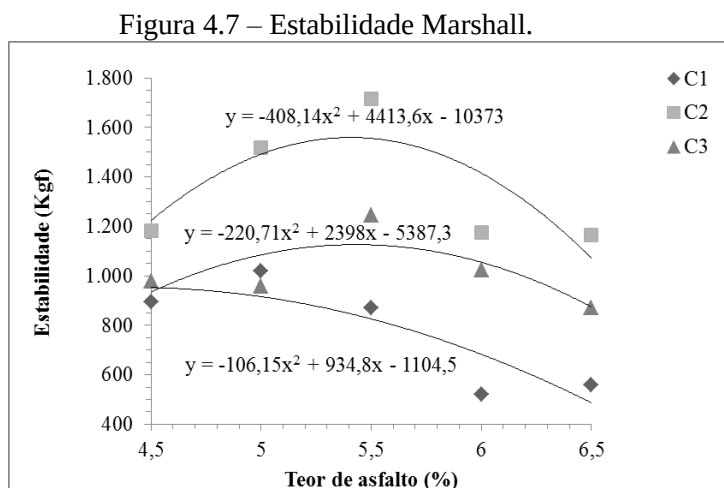
De acordo com a figura 4.5 pode-se constatar que a mistura C2 apresentou valores semelhantes à mistura de referência C1. A mistura C3 apresentou maiores vazios com menores teores de CAP. Cao *et al.* (2013) obtiveram 17,5%, Iskender (2013), de 16,1 a 17,0% e Akbulut *et. al.* (2011), 13,0%, para misturas com agregado de calcário. A figura 4.6 mostra a relação betume/vazios das misturas.

Figura 4.6 – Relação betume/vazios



De acordo com a figura 4.6, verificou-se a tendência das misturas C2 e C3 apresentarem menor relação betume/vazios em relação à mistura C1. A relação betume/vazios é um dos parâmetros utilizados como critério de projeto de misturas asfálticas e depende diretamente da absorção de ligante asfáltico pelos agregados.

O alto percentual de absorção verificado no agregado calcário nos resultados de caracterização física pode explicar a tendência verificada na figura 4.6. Akbulut *et al.* (2011) verificaram a mesma tendência em mistura asfáltica contendo dois tipos de agregados de origem vulcânica, onde um dos quais apresentou maior absorção. Como consequência, a relação betume/vazios com o agregado de maior absorção foi menor, mas ainda dentro das especificações exigidas. A Figura 4.7 mostra os resultados obtidos da estabilidade *Marshall* das misturas.

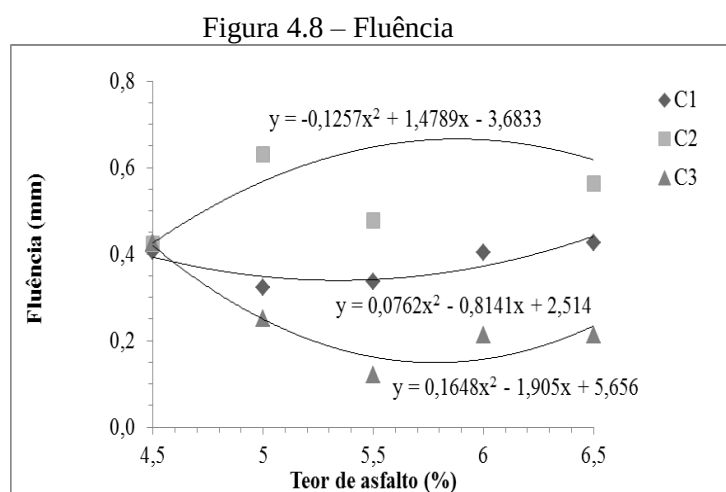


De acordo com a figura 4.7, verifica-se o incremento de resistência nas misturas C2 e C3 com incorporação do agregado calcário. Ainda assim, todas as misturas apresentaram bons resultados, acima do valor mínimo exigido pela norma, 500 Kgf. Este comportamento pode ser atribuído a uma eficiente correlação entre a fração grossa granítica e a fração fina calcária utilizada nas misturas, de forma que houve incremento na resistência mecânica. Este efeito foi semelhantemente verificado nos estudos de Ibrahim *et al.* (2009), Akbulut *et al.* (2011) e Iskender (2013).

Ibrahim *et al.* (2009) relataram valores de 3.059 kgf de estabilidade *Marshall* em misturas asfálticas com fração graúda de agregado basáltico e fração miúda de agregado calcário. A mistura asfáltica constituída apenas de agregados basálticos apresentou valor de 2.549 kgf.

Akbulut *et al.* (2011) verificaram misturas com dois tipos de agregados de calcário, comparando-as com misturas constituídas de agregados de origem vulcânica, conforme relatado pelos autores. Os valores de estabilidade *Marshall* obtidos das misturas com agregado calcário foram da ordem de 1.325 a 1.600 kg. As misturas com agregados de origem vulcânica apresentaram valores de 713 a 1.390 kg.

Iskender (2013) obteve valores de estabilidade de 1.040 a 1.200 kg nas misturas com combinações de agregados graúdos basálticos e agregados miúdos de calcário. O autor afirma que o agregado calcário pode ser utilizado com eficiência nas frações finas de misturas asfálticas, incluindo o fíler, o que garante boas propriedades mecânicas. A Figura 4.8 mostra os resultados obtidos da fluência das misturas estudadas.



De acordo com os resultados apresentados na Figura 4.8, verifica-se a maior incidência de deformações na mistura C2, em face das misturas C1 e C3, esta última, com incorporação de fíler em sua composição, o que pode explicar a menor incidência de deformações.

A utilização de fíler em misturas asfálticas faz com que as misturas se tornem mais rígidas e menos suscetíveis às deformações (Shafiei e Namin, 2014), além de influenciar o comportamento mecânico das misturas, principalmente na resistência a patologias como fadiga e deformação permanente (Liao *et al.*, 2012; Tayfur *et al.*, 2007).

Este comportamento foi verificado no estudo de Ibrahim *et al.* (2009), onde os autores verificaram que a utilização de fíler com propriedades pozolânicas e cimentantes reduziram as deformações nas misturas. As misturas com agregados de calcário nas frações finas estudadas pelos autores apresentaram menor deformação em comparação com misturas com agregados basálticos.

Com base na norma DNIT 031/2006 – ES, o teor de projeto das misturas foi definido a partir das especificações de estabilidade *Marshall*, relação betume/vazios e porcentagens de vazios. Assim, foi calculada a média aritmética destes valores cujo resultado correspondeu ao teor de projeto da mistura. Com este teor, os parâmetros correspondentes foram determinados e verificados se os mesmos se enquadravam na norma. Os resultados obtidos nas dosagens *Marshall* estão resumidos na tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Resultados da dosagem *Marshall*.

Misturas	Teor de projeto (%)	Estabilidade (kgf)	<i>Gmb</i> (g/cm ³)	<i>Vv</i> (%)	<i>VAM</i> (%)	<i>RBV</i> (%)	Fluência (10 ⁻¹ mm)
C1	4,8	1.005	2,44	3,53	15	76,67	4,6
C2	5,0	1.582	2,36	3,60	15	76,50	5,0
C3	5,4	1.308	2,35	3,73	16	76,67	2,5
Especificação	-	> 500 kgf	-	3-5%	-	75-82%	-

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.4, verificou-se que nas misturas com agregado calcário houve maior consumo de ligante asfáltico. Conforme afirmam Luo e Lytton (2013), misturas com agregado calcário compactadas em altas temperaturas tendem a consumir mais ligante asfáltico, ou seja, a alta temperatura facilita a absorção de ligante asfáltico. Neste estudo, por meio dos resultados dos ensaios de caracterização física realizados, verificou-se que o agregado calcário utilizado apresentou propriedades inferiores ao granito e, conseqüentemente, apresentou um maior consumo de ligante asfáltico. Tais fatores podem explicar os valores obtidos nesta pesquisa.

Na literatura, os teores de projeto de ligante verificados por Cao *et al.* (2013) foi da ordem de 5,90% para misturas asfálticas com agregado gráúdo basáltico, agregado miúdo calcário e fíler de calcário. Akbulut *et al.* (2011) que utilizaram agregados de calcário em misturas betuminosas a quente, obtiveram teores de projeto da ordem de 5,0 e 5,2%, para duas misturas contendo dois tipos de calcário, respectivamente.

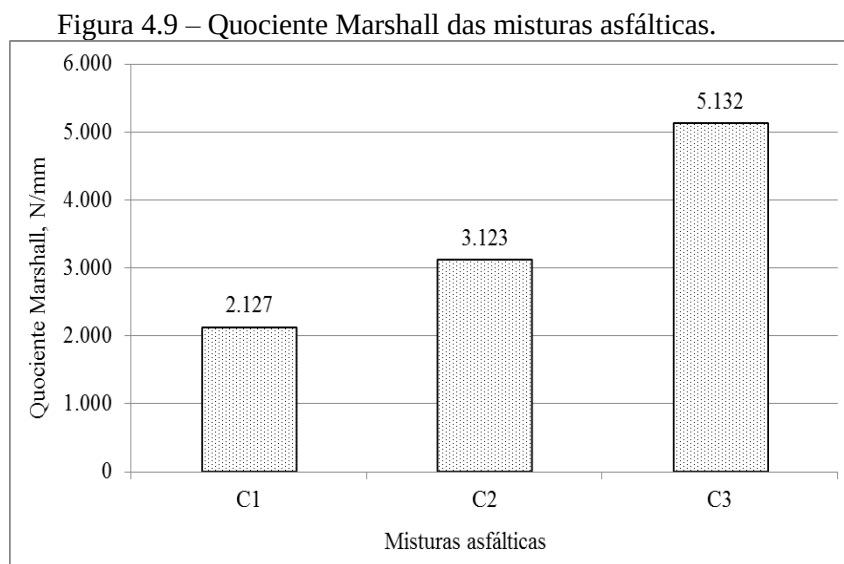
Segundo os autores, o agregado calcário apresentou maiores valores de abrasão *Los Angeles*, durabilidade e absorção de água do que o outro tipo de agregado estudado, de origem vulcânica, sem variações nos valores de massa específica. Tais resultados podem explicar o maior consumo de ligante asfáltico obtido pelos autores.

Valores semelhantes foram encontrados por Abo-Quadis e Shweily (2007), que estudaram misturas asfálticas com agregados de calcário. Neste caso, o teor de projeto médio

encontrado para as misturas contendo agregado calcário foram de 5,3%, 5,4% e 4,2% para três tipos de graduação utilizados, duas de graduação densa com tamanhos nominais de 12,5 mm e 19,0 mm e uma de graduação aberta, com tamanho nominal de 19 mm, denominadas de graduações A, B e C, respectivamente.

Nejad *et al.* (2012) e Nejad *et al.* (2013) trabalharam com misturas betuminosas a quente, utilizando agregados de calcário e graníticos. Semelhantemente com Akbulut *et al.* (2011), os autores não utilizaram combinações, obtendo teor de projeto de ligante asfáltico para as misturas contendo calcário de 5,6%, nos dois estudos citados.

A partir dos parâmetros de estabilidade e fluência obtidos, foi determinado o Quociente *Marshall*, que é a razão entre os mesmos. Na figura 4.9, são mostrados os resultados obtidos do Quociente *Marshall* para as misturas asfálticas estudadas.



De acordo com os resultados apresentados na figura 4.6, a mistura C3 apresentou o maior resultado de Quociente *Marshall*, seguida pela mistura C2 e por último a mistura de referência C1. Isto indica que a mistura C2 apresenta tendência de maior rigidez com relação à mistura de referência C1. Na mistura C3, o valor do Quociente *Marshall* foi ainda maior, indicando uma maior rigidez com relação às misturas C1 e C2.

A adição do calcário promoveu o aumento da resistência nas misturas asfálticas, o que atesta sua viabilidade de uso. O menor valor obtido pela mistura de referência C1 mostra que a mistura asfáltica com agregados graníticos se apresentou menos rígida do que as outras misturas, C2 e C3, com agregado calcário.

O maior valor do Quociente *Marshall* na mistura C3 indica que a presença do fíler promove a rigidez das misturas, como verificado por Kok e Yilmaz (2009). Os autores estudaram misturas betuminosas a quente com agregado calcário e afirmam que utilizar fíler é uma forma de se prevenir altos valores de fluência das misturas. Com baixos valores de fluência, são obtidos altos valores de Quociente *Marshall*, que é um indicador de resistência das misturas principalmente com relação à deformação permanente.

Dessa forma, de acordo com os valores obtidos observados na figura 4.9, verificou-se a tendência de rigidez das misturas asfálticas devido à substituição da fração do pó de pedra granítico pelo pó de pedra calcário e inclusão do fíler mineral. O Quociente *Marshall* aumentou quando a fração de pó de pedra calcário foi utilizada e a inclusão do fíler mineral calcário incrementou o valor, ou seja, os valores de estabilidade *Marshall* aumentam e ocorre a diminuição da fluência, evidência do aumento da rigidez das misturas asfálticas.

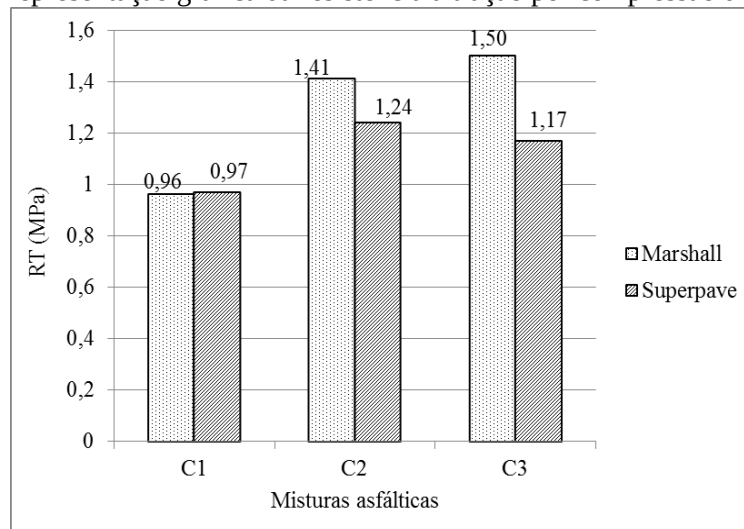
4.3.2 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de RT foi realizado para as misturas C1, C2 e C3, produzidas com os respectivos teores ótimos. Os resultados são mostrados na tabela 4.5 e figura 4.10.

Tabela 4.5 – Resultados do ensaio de RT para os métodos Marshall e Superpave.

Cenário	<i>Marshall</i> (MPa)	<i>Superpave</i> (MPa)
C1	0,96	0,97
C2	1,41	1,24
C3	1,50	1,17

Figura 4.10 – Representação gráfica da resistência à tração por compressão diametral.



De acordo com os resultados apresentados na tabela 4.5, todas as misturas atendem às especificações exigidas na norma DNIT 031/2006 – ES, que exige valor mínimo de RT de 0,65 MPa, para aplicação de misturas asfálticas em camadas de rolamento. Os resultados foram positivos considerando os dois métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*.

De acordo com a figura, verificou-se que o método *Marshall* apresentou maiores valores de resistência mecânica nas misturas C2 e C3. Na mistura de referência, não houve variação significativa dos valores.

Os valores de resistência obtidos pelas misturas C2 e C3 foram superiores ao valor obtido pela mistura C1, evidenciando que a incorporação do agregado calcário nas frações finas das misturas promoveu o ganho de resistência.

Os corpos de prova moldados pelo método *Marshall* foram moldados no LAPAV, na UFPB e acredita-se que o controle das temperaturas de aquecimento e mistura dos agregados e do ligante tenham sido mais eficientes. No caso dos corpos de prova moldados pelo método *Superpave*, os agregados foram aquecidos por um período de duas horas antes do início das moldagens, juntamente com o molde cilíndrico utilizado na moldagem.

O pouco período de tempo disponível para a moldagem e o transporte das misturas dentro do molde para outro ambiente onde se localizava o equipamento podem ter contribuído para a perda de temperatura. Ainda assim, os corpos de prova apresentaram bom comportamento mecânico, refletido nos valores obtidos de RT.

Na literatura, Cao *et al.* (2013) obtiveram valores superiores a 0,6 MPa, com agregados basálticos na fração graúda e calcário nas frações finas, incluindo o fíler mineral calcário obtido por peneiramento. Já Ibrahim *et al.* (2009), que utilizou misturas com combinações semelhantes, afirma que as mesmas apresentaram os maiores valores de RT, da ordem de 0,7 MPa. Semelhante ao que foi feito nesta pesquisa, os dois métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*, foram realizados. Os autores afirmam que a mistura com a combinação de agregados basálticos na fração graúda e calcário nas frações finas apresentou os maiores valores de RT.

Marques (2004) semelhantemente utilizou a dosagem pelos dois métodos, *Marshall* e *Superpave* na caracterização mecânica de misturas contendo agregados naturais, dentre os quais, o granito. De maneira geral, os valores obtidos de RT se apresentaram na mesma ordem de grandeza, com valores da ordem de 0,98 a 2,58 MPa. Os autores utilizaram diferentes tipos de CAP e, os maiores valores de RT obtidos ocorreram na aplicação do método *Superpave*.

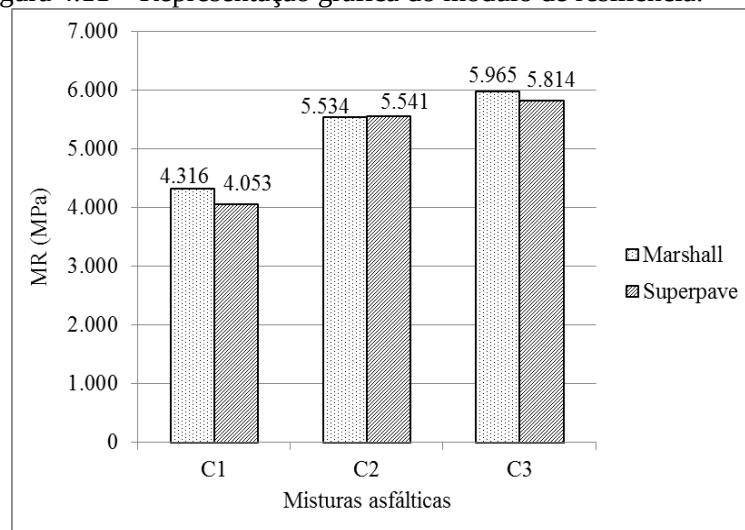
4.3.3 Módulo de Resiliência

O ensaio de MR foi realizado para as misturas C1, C2 e C3, produzidas com os teores ótimos determinados na dosagem *Marshall*, apresentados na tabela 4.4. As cargas aplicadas no ensaio corresponderam a 10% dos valores obtidos no ensaio de RT para cada mistura. Os resultados obtidos são mostrados na tabela 4.6 e na Figura 4.11.

Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de MR para os métodos Marshall e Superpave.

Método	Mistura	Teor de projeto (%)	MR (MPa)	Carga repetida (N)	Deformação horizontal recuperável total (μm)
<i>Marshall</i>	C1	4,8	4.316	925	2,13
	C2	5,0	5.534	1.408	2,06
	C3	5,4	5.965	1.494	2,11
<i>Superpave</i>	C1	4,8	4.053	915	2,19
	C2	5,0	5.541	1.241	2,37
	C3	5,4	5.814	1.157	1,70

Figura 4.11 – Representação gráfica do módulo de resiliência.



De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que o comportamento mecânico das misturas asfálticas não apresentou variação significativa nos valores de MR e de deformação recuperável, ou seja, o comportamento foi o mesmo, independente do método de compactação aplicado. Com relação às deformações recuperáveis correspondentes, na aplicação do método *Marshall*, os valores foram da mesma ordem de grandeza obtida na mistura C1, ou seja, as misturas tendem a se tornar mais rígidas, mas as deformações não variaram muito. Neste caso, a substituição do pó de pedra granítico pelo pó de pedra calcário na mistura C2 e a inclusão

do fíler mineral na mistura C3 não provocaram muitas alterações no que diz respeito às deformações recuperáveis.

Da mesma forma que ocorreu na metodologia *Marshall*, os valores de deformação recuperável obtidos na aplicação do método *Superpave* se mostraram próximos. A inclusão do calcário enrijeceu as misturas, e no que diz respeito às deformações recuperáveis, verifica-se os efeitos dessa rigidez, principalmente na mistura C3, que apresentou o menor valor de deformação recuperável das três misturas.

Na figura 4.11, a partir dos resultados observados, verificou-se que na aplicação do método *Marshall*, as misturas C2 e C3 apresentaram maiores valores de MR do que a mistura C1. Ao verificar os valores obtidos pela metodologia *Superpave*, a tendência de se obter maiores valores de MR fica clara.

Na literatura, Ibrahim *et al.* (2009) relataram valores de MR da ordem de 2.750 Mpa para misturas com combinações de agregados basálticos e calcários, com procedimento de ensaio semelhante ao utilizado neste estudo. Já Nejad *et al.* (2013) relatam valores de 1.000 MPa para misturas contendo agregados de calcário. Na utilização do agregado granítico, os valores obtidos foram de 1.200 MPa.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), os valores de MR podem variar muito. Os valores de MR podem ser influenciados por fatores como o tipo de mistura asfáltica estudada, a faixa granulométrica, o tipo de ligante e as propriedades volumétricas, além da metodologia de compactação utilizada.

Quando no processo de investigação são utilizados os métodos *Marshall* e *Superpave*, os valores podem variar devido às diferenças ocorrentes da estrutura do esqueleto mineral das misturas, resultado do método de compactação, visto que no método *Marshall* ocorre quebra dos agregados, enquanto que no método *Superpave* ocorre uma reordenação dos materiais.

Bernucci *et al.* (2008) ainda apresentam relação de valores de MR da ordem de 1.488 até 8.901 MPa associados a valores de relação MR/RT da ordem de 1.751 a 5.787, obtidos de misturas asfálticas aplicáveis na faixa C. Na comparação com os resultados obtidos nesta pesquisa, os valores se apresentam convergentes com os valores mencionados pelos autores, o que mostram que as misturas apresentaram viabilidade de uso na faixa C.

Na literatura, os conceitos acerca do módulo de resiliência e da relação MR/RT convergem entre si, onde os autores mencionam que os mesmos referem-se à rigidez das misturas, sendo bons indicadores da vida de fadiga (Bernucci *et al.*, 2008; Santos, 2005; Marques, 2014; Ibrahim *et al.*, 2009; Nejad *et al.*, 2013).

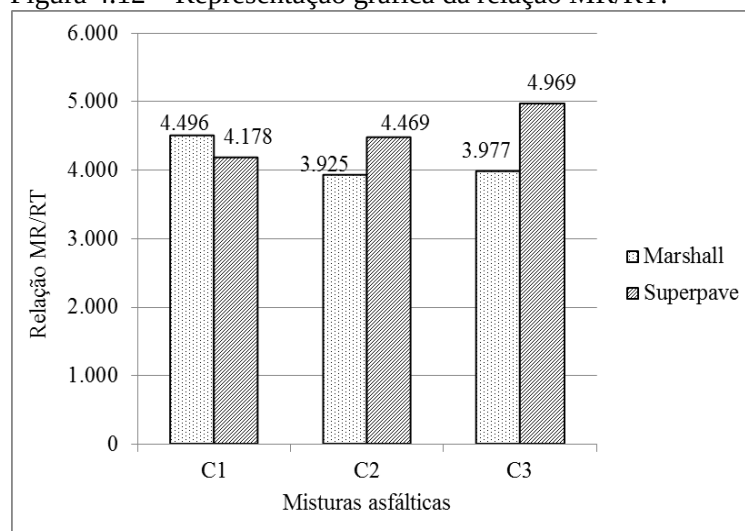
De maneira geral, é preferível ter baixos valores desta relação, pois isto indica que a mistura apresentou baixa rigidez, evitando que mistura tenha uma elevada absorção de tensões, que podem levar ao trincamento prematuro. Assim, na tabela 4.7, são apresentados os resultados de RT, MR e da relação MR/RT obtidas das misturas estudadas.

Tabela 4.7 – Cálculo da relação MR/RT das misturas estudadas.					
Método	Mistura	Teor de projeto (%)	MR (Mpa)	RT (Mpa)	MR/RT
<i>Marshall</i>	C1	4,8	4.316	0,96	4.496
	C2	5,0	5.534	1,41	3.925
	C3	5,4	5.965	1,50	3.967
<i>Superpave</i>	C1	4,8	4.053	0,97	4.178
	C2	5,0	5.541	1,24	4.469
	C3	5,4	5.814	1,17	4.969

De acordo com os resultados obtidos, verificou-se que a relação MR/RT das misturas C1 e C2 apresentaram valores próximos para os dois métodos de compactação utilizados. O maior valor foi verificado na mistura C3, onde, quando da utilização do método de compactação *Superpave*, o valor foi superior ao obtido pela metodologia *Marshall*.

Isto quer dizer que as misturas C1 e C2 apresentaram um comportamento mais flexível do que a mistura C3, pois esta última apresentou o maior valor na relação MR/RT, como mostrado na figura 4.12.

Figura 4.12 – Representação gráfica da relação MR/RT.

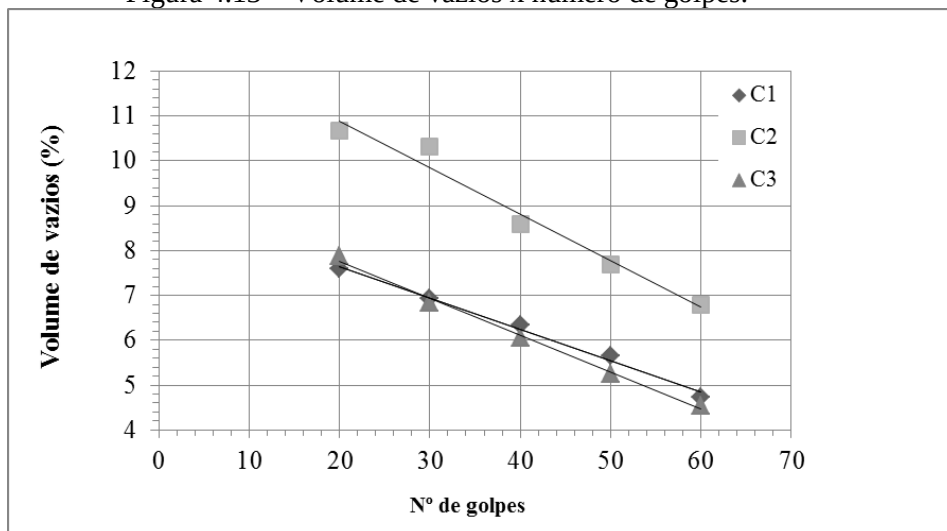


O maior valor da relação MR/RT da mistura C3 corrobora com os resultados obtidos de Shafiei e Namin (2014). Os autores estudaram misturas asfálticas produzidas com agregados naturais de tamanho nominal de 9,5 e 12,5 mm. De acordo com os resultados obtidos, os autores relatam que a inclusão de fíler nas misturas promoveu o enrijecimento das mesmas, reduzindo as deformações.

4.3.4 Dano por umidade induzida

O ensaio de dano por umidade induzida foi realizado para verificar a susceptibilidade à água nas misturas asfálticas. Essas misturas foram produzidas pelos métodos de compactação *Marshall* e *Superpave*, com os teores ótimos determinados pelo primeiro método. O volume de vazios das misturas foi da ordem de 6 a 8%, conforme preconiza a norma AASHTO T283. Para obtenção do índice de vazios recomendados, foram traçados os gráficos mostrados na figura 4.13, obtidos dos corpos de prova compactados com 20, 30, 40, 50 e 60 golpes.

Figura 4.13 – Volume de vazios x número de golpes.



A partir dos resultados obtidos observados na figura 4.13, foi possível obter a quantidade de golpes necessária para obtenção do índice de vazios recomendados para as três misturas estudadas, C1, C2 e C3. Para determinar o número de golpes necessários, utilizou-se o valor médio entre 6 a 8%, de forma que foi verificada a necessidade de maior quantidade de golpes para se atingir os vazios recomendados na mistura C2 em comparação às misturas C1 e

C3. A inclusão do material fino, o filler calcário, pode ser um dos fatores que expliquem a redução na quantidade necessária de golpes.

Este comportamento foi verificado na utilização do método *Superpave*, onde a determinação do índice de vazios recomendados foi feita pela análise da estimativa da altura dos corpos de prova durante a compactação dos mesmos. A partir desta estimativa, verificou-se que os corpos de prova das misturas C1 e C3 necessitaram uma menor quantidade de giros para se atingir o índice de vazios recomendados, em comparação com os corpos de prova da mistura C2.

Neste caso, foi verificado que a mistura C1 necessitou a menor quantidade de giros de todas as três misturas. Os corpos de prova das misturas com inclusão do calcário tendem a uma maior quantidade de vazios do que a mistura C1, com granito, como visto na tabela 4.4.

Na tabela 4.8, são apresentados os valores referentes aos números de golpes do método *Marshall* e do número de giros do método *Superpave* necessários, todos referentes à um volume de vazios de 7%.

Tabela 4.8 – N° de golpes e giros para obtenção de teor de vazios de 6 a 8%.

Cenário	N° de golpes	N° de giros
C1	29	25
C2	57	73
C3	29	40

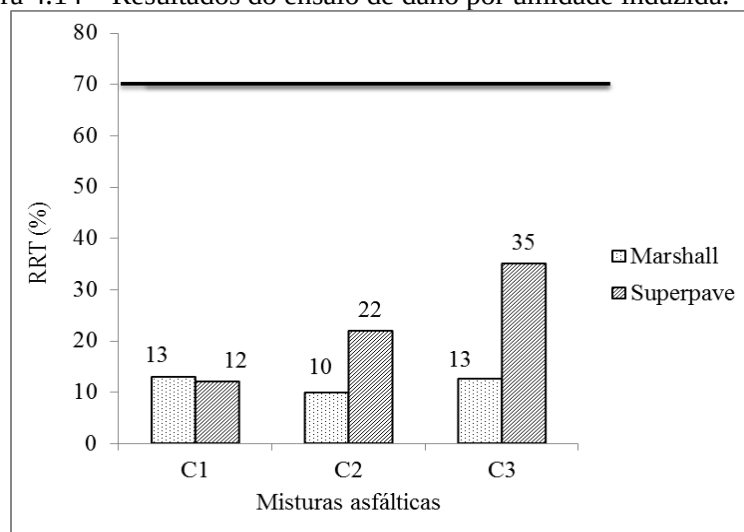
A partir desses valores absolutos apresentados na tabela 4.8, os corpos de prova a serem submetidos ao ensaio de dano por umidade induzida foram produzidos, de cada mistura. Os resultados obtidos no ensaio são observados na tabela 4.9 e figura 4.14.

Tabela 4.9 – Resultados dano por umidade induzida, métodos *Marshall* e *Superpave*.

Método	Mistura	Teor de projeto de ligante (%)	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT ^a (%)
<i>Marshall</i>	C1	4,8	0,14	1,05	13
	C2	5,0	0,12	1,24	10
	C3	5,4	0,13	1,00	13
<i>Superpave</i>	C1	4,8	0,11	0,95	12
	C2	5,0	0,26	1,08	24
	C3	5,4	0,34	0,98	35

^a: $RRT = (RT_u/RT).100\%$

Figura 4.14 – Resultados do ensaio de dano por umidade induzida.



De acordo com os resultados apresentados na tabela 4.10 e Figura 4.14, nenhuma das misturas estudadas atingiu o valor mínimo de RRT exigido, que é de 70%, de maneira que se conclui que as misturas são sensíveis à água. Resultados semelhantes foram encontrados por Nejat *et al.* (2012), que verificaram que misturas asfálticas com agregado granítico não atingem o valor mínimo exigido.

Segundo os autores, um dos fatores que podem explicar tais resultados é a presença de sílica nos agregados de origem granítica. Os autores observaram que os agregados graníticos e calcários apresentaram percentuais de sílica de 68,1% e 3,8%, respectivamente. Dessa forma, os autores afirmam que a utilização de aditivos podem minimizar os efeitos dos danos e aumentar a resistência.

Quando a sílica se mostra em grandes quantidades, como ocorre no agregado granítico utilizado nesta pesquisa, ocorre uma redução na adesão entre o ligante e o agregado, de forma que, na presença de água, promove a perda nos valores de resistência nas misturas condicionadas.

Dessa forma, as misturas com granito sofreram mais danos devido à presença de água pela redução na adesão com o ligante, visto que o mesmo agregado apresenta teor alto de sílica. Como consequência, as mesmas não atingiram o valor mínimo de RRT necessário, 70%.

Nesta pesquisa, as misturas contendo agregado calcário apresentaram melhor comportamento do que as misturas com granito. Segundo Nejat *et al.* (2012), isso ocorre devido ao menor percentual de sílica que os agregados de calcário apresentaram. O mesmo é afirmado por Abo-Quadais e Shweily (2007), que relatam o estudo de agregados calcário com

menos sílica em sua composição. A sílica, segundo os autores, geralmente pode causar a perda de adesão entre o agregado e o ligante, o que explica o mau comportamento das misturas com agregados graníticos.

Assim, as misturas C2 e C3, ambas com agregado calcário em sua composição, apresentaram tendência de resistir melhor aos danos por umidade do que a mistura C1, apenas com granito. Ainda assim, são sensíveis à água, o que induz a utilização de melhoradores de adesividade para aumentar a resistência aos danos por umidade.

4.3.5 Adesividade a ligante betuminoso

Com o objetivo de se obter maiores informações acerca do mau comportamento das misturas asfálticas frente aos danos por umidade, o ensaio de adesividade a ligante betuminoso foi realizado. Após a mistura com o ligante asfáltico, a mistura agregado/ligante foi aquecida à 40°C e mantida nesta temperatura durante período de tempo estimado pela norma vigente. O aspecto final é mostrado na figura 4.15.

Figura 4.15 – Ensaio de adesividade a ligante betuminoso.



Fonte: Do autor (2015).

De acordo com a figura 4.15, verificou-se que, ao final do ensaio, houve desprendimento quase que total do ligante betuminoso nas três amostras de granito na fração de 19 mm, utilizada no ensaio. É possível observar que, na presença da água, ocorre grande perda de adesão entre o agregado e o ligante. Desse modo, é corroborada a evidência de que nas misturas asfálticas deveria ter sido adicionado algum tipo de melhorador de adesividade.

Existem vários tipos de melhoradores de adesividade que podem ser utilizados nesses casos, como visto na literatura, os quais podem ser citados os aditivos químicos (Nejad *et al.*, 2012), aditivos poliméricos (Nejad *et al.*, 2013), cal, cal hidratada e cimento (Shafiei e

Namin, 2014; Niazi e Jalili, 2009; Abu e Behiry, 2013; Tayfur *et al.*, 2007). A presença destes aditivos promove uma maior resistência aos danos causados pela umidade, aumentando a adesão entre o agregado e o ligante, reduzindo o arrancamento dos agregados.

Gorkem e Sengoz (2009) afirmam que estes melhoradores de adesividade são eficientes, inclusive para o caso de combinações de agregados basálticos e calcários aplicados em misturas asfálticas com CAP 50/70. Os autores utilizaram cal hidratada e outros aditivos poliméricos que promoveram incremento de resistência nas misturas após o processo de condicionamento.

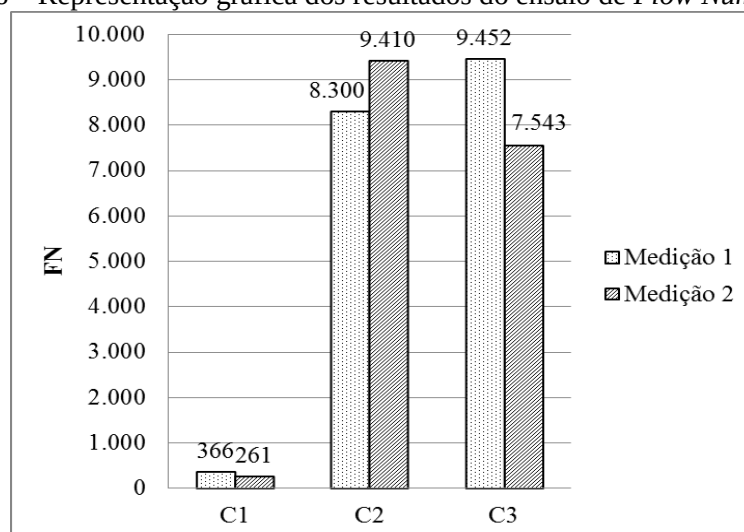
4.3.6 Flow Number

O ensaio para a determinação do *Flow Number* (FN) foi realizado para as misturas C1, C2 e C3, produzidas com os teores ótimos determinados na dosagem *Marshall*, apresentados na tabela 4.4. Para a realização deste ensaio, a moldagem dos corpos de prova foi realizada apenas pelo método *Superpave*, com vazios entre 6 e 8%, segundo os procedimentos realizados por Roy *et al.* (2015), Apeagyei (2014) e Nascimento (2008). Os resultados obtidos são mostrados na tabela 4.10 e figura 4.16.

Tabela 4.10 – Resultados do ensaio de *Flow Number*.

<i>Flow Number</i>	C1	C2	C3
Medição 1	366	8.300	9.452
Medição 2	261	9.410	7.543

Figura 4.16 – Representação gráfica dos resultados do ensaio de *Flow Number*.



De acordo com os resultados obtidos observados na tabela 4.11, as misturas C2 e C3 apresentaram maior FN do que a mistura de referência C1. Esta não suportou os 10.000 ciclos utilizados no ensaio, apenas 1231 ciclos, valor médio observado. A deformação plástica de 50.000 $\mu\epsilon$ foi observada em todas as amostras da mistura C1 ensaiadas. As misturas C2 e C3 suportaram 10.000 ciclos e apresentaram menor deformação plástica, valores médios de 21.838 e 29.749 $\mu\epsilon$, respectivamente. As misturas com agregados de calcário resistem melhor às cargas repetidas causadoras da deformação permanente nos pavimentos, como mostrado na figura 4.17.

Figura 4.17 – Diferença na altura dos corpos de prova C1 e C2 (a); C1, C2 e C3 (b).



Fonte: Do autor (2015).

De acordo com a figura, na análise do aspecto dos corpos de prova após o término do ensaio, de maneira clara percebe-se a diferença de altura existente dos corpos de prova das misturas com calcário em relação à mistura com granito. As cargas aplicadas no ensaio não são contínuas e, dessa forma, o FN consegue reproduzir as condições de campo, auxiliando na visualização da tendência da mistura em sofrer a deformação permanente, como afirmam Zhang *et al.* (2013).

Dessa forma, na mistura com granito, C1, foi observada acentuada deformação radial plástica ocasionada pelo carregamento (Nascimento, 2008), efeito não verificado nas misturas C2 e C3, com calcário. Isto evidenciou a tendência das misturas com granito apresentarem menor resistência às cargas causadoras da deformação permanente nos pavimentos. O efeito da rigidez verificado nas misturas com agregados de calcário pode ser verificado nas misturas asfálticas por meio do Quociente *Marshall*.

Dessa forma, os valores de Quociente *Marshall*, observados na figura 4.9, podem explicar o não aparecimento da deformação radial plástica nas misturas C2 e C3, esta última, com fíler calcário, apresentando o maior número de FN.

Sangsefidi *et al.* (2015) estudaram misturas asfálticas constituídas de agregado calcário nas frações grossas e miúdas e como fíler, utilizando o CAP 60/70 como ligante. Na aplicação do ensaio de FN, os autores verificaram a correlação entre o Quociente *Marshall* e os números de FN obtidos. Para maiores valores do Quociente *Marshall*, verificou-se que os números de FN obtidos também foram maiores, ou seja, existe a correlação entre os dois parâmetros. Para uma melhor análise, os resultados obtidos do Quociente *Marshall* e do FN para as três misturas são apresentados conjuntamente na tabela 4.11.

Tabela 4.11 – Correlação entre o Quociente <i>Marshall</i> e o FN.		
Cenário	Quociente <i>Marshall</i> (N/mm)	FN
C1	2.127	969
C2	3.123	8.855
C3	5.132	8.498

De acordo com os resultados obtidos na tabela 4.11, percebe-se que à medida que a rigidez das misturas aumentou com a incorporação do calcário, a susceptibilidade à deformação permanente diminuiu, ou seja, as misturas com calcário tem o melhor comportamento frente às cargas não contínuas.

Os resultados não permitem a comparação direta com outros estudos, pois na literatura verificaram-se condições distintas, seja por número de ciclos, temperatura ou materiais incorporados na mistura. Ainda assim, são citados os estudos de Zhang *et al.* (2013), Shafiei e Namin (2014), Apeagyei (2014) e Roy *et al.* (2015).

Zhang *et al.* (2013) e Shafiei e Namin (2014) relatam que a graduação dos agregados influencia os valores do FN. Zhang *et al.* (2013) obtiveram valor de FN de 4.139 ciclos obtidos com misturas com agregados de calcário, utilizando tensão axial semelhante à aplicada neste estudo. Já Shafiei e Namin (2014) relataram FN de 3.000 ciclos, com condições semelhantes às utilizadas por Zhang *et al.* (2013), no que diz respeito à temperatura e critérios de parada do ensaio. O mesmo foi verificado no estudo de Apeagyei (2014), que encontrou valores de FN da ordem de 700 a 8.400 ciclos.

Roy *et al.* (2015) realizaram o ensaio nos modos confinado e não confinado. No modo não confinado, os valores de FN obtidos foram da ordem de 578 ciclos em condições semelhantes de temperatura e critérios de parada. A incidência de maiores valores de FN correspondeu a um melhor comportamento frente à deformação permanente. Isto quer dizer que as misturas que apresentam um valor alto de FN, resistem melhor a esta patologia.

Capítulo 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste estudo, o objetivo foi avaliar o uso de agregados de rocha calcária em misturas asfálticas para camada de rolamento, com substituições na fração de pó de pedra do agregado granítico (mistura C2) e inclusão de fíler mineral (mistura C3), por meio de ensaios laboratoriais de desempenho mecânico.

Os resultados dos ensaios mecânicos, resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), Dano por umidade induzida e *Flow Number* (FN) foram comparados entre si e com resultados de outros estudos de forma que foi possível o apontamento das seguintes conclusões:

- As misturas asfálticas compostas por agregados graúdos graníticos, pó de pedra e fíler de calcário (C1, C2 e C3) apresentaram bom comportamento mecânico, com estabilidade *Marshall* superior ao exigido pela norma. As misturas com agregados de calcário (C2 e C3) apresentaram melhor comportamento do que a mistura de referência, indicando o incremento na resistência das misturas;
- No que diz respeito às propriedades volumétricas, as misturas C2 e C3 atenderam as especificações exigidas, sem muitas variações com relação à mistura C1, apenas com tendência de aumento das porcentagens de vazios, mas dentro dos limites exigidos pela norma citada;
- A mistura C3 apresentou o menor valor médio de fluência, comparado com as outras misturas. Isto indica que a inclusão de fíler mineral calcário pode contribuir para minimizar as deformações;
- A mistura C3 apresentou os maiores valores de Quociente *Marshall*, seguida pelas misturas C2 e C1. Isto mostra a tendência de rigidez da mistura C3, o que pode implicar em menores deformações;
- Com relação à resistência à tração por compressão diametral, RT, as misturas C1, C2 e C3 apresentaram bons resultados, com valores superiores ao mínimo exigido, nos métodos *Marshall* e *Superpave* aplicados. As misturas com agregados de calcário, C2 e C3, apresentaram melhor comportamento, onde, no método *Marshall*, a mistura C3 apresentou os maiores valores, seguida das misturas C2 e C1. No método *Superpave*, a mistura C2 apresentou os maiores valores, seguida das misturas C3 e C1. Isto confirma o incremento de resistência ocasionado pela utilização do calcário nas

misturas e ainda, segundo Bernucci *et al.* (2008), uma boa resistência à ruptura está associada a uma maior resistência à fadiga;

- Com relação ao módulo de resiliência, MR, a mistura C3 apresentou os maiores valores médios, seguida das misturas C2 e C1, independentemente do método de compactação utilizado, Marshall ou Superpave. Os resultados demonstram a tendência da maior rigidez das misturas C2 e C3 com a incorporação do calcário. Assim, as misturas C2 e C3 apresentam uma maior capacidade de resistir às deformações impostas pelas cargas dos pavimentos. Isto corrobora a tendência de que a inclusão do fíler mineral na mistura contribui para minimizar as deformações;
- Nos ensaios de susceptibilidade aos danos por umidade, ensaio Dano por umidade induzida, verificou-se que todas as misturas apresentaram comportamento insatisfatório conforme o que é preconizado pela norma AASHTO T283. Nenhuma das misturas atingiu o valor mínimo exigido de relação de resistência à tração. As misturas C2 e C3, entretanto, apresentaram melhor comportamento do que a mistura C1, apresentando tendência de resistir melhor aos danos por umidade. Assim, todas as misturas são classificadas como sensíveis à água, o que denota a necessidade de utilização de melhoradores de adesividade. A presença de sílica nos agregados graníticos e calcário podem explicar os resultados obtidos, pois como verificado em outros estudos, se a mesma estiver presente em altos percentuais, pode ocasionar a perda de adesão entre os agregados e o ligante asfáltico;
- Ainda com relação à susceptibilidade aos danos por umidade, o ensaio de adesividade a ligante betuminoso no granito apresentou comportamento insatisfatório, o que corrobora os resultados obtidos no ensaio Dano por umidade induzida;
- Com relação ao ensaio de *Flow Number* (FN), as misturas C2 e C3 apresentaram os maiores valores médios do que a mistura C1, confirmando que a tendência de enrijecimento de misturas asfálticas com agregados calcários, pode proporcionar maior resistência às cargas repetidas causadoras da deformação permanente. A mistura de referência C1 ainda apresentou acentuada deformação radial plástica ocasionada pelo carregamento, fato que não ocorreu com as misturas C2 e C3;
- Os resultados de FN para as misturas C2 e C3 mostram correlação com o Quociente *Marshall*, ou seja, a adição de agregados calcários aumentou a rigidez e reduziu a susceptibilidade à deformação permanente. Desse modo, essas misturas podem ter

melhor comportamento frente às cargas não contínuas quando aplicadas em pavimentos rodoviários.

Dessa forma, a substituição parcial de agregados graníticos por agregados de calcário pode melhorar o desempenho de misturas asfálticas, em conformidade com os parâmetros exigidos pela norma DNIT 031/2006 – ES, para uso em camadas de rolamento.

Como sugestões para trabalhos futuros apontam-se:

- Produção de misturas asfálticas com substituição total do agregado granítico por agregado calcário, a fim de verificar o comportamento mecânico, utilizando os métodos *Marshall* e *Superpave* na dosagem das misturas;
- Produção e realização de ensaios com misturas asfálticas compostas por agregados graníticos, de calcário e melhoradores de adesividade, de modo a verificar a influência do comportamento conjunto destes materiais no comportamento mecânico de misturas betuminosas a quente;
- Realização de ensaios químicos e microestruturais nas misturas asfálticas, para melhor compreensão das propriedades físicas e comportamento mecânico.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABO-QUDAIS, S.; AL-SHWEILY, H. Effect of aggregate properties on asphalt mixtures stripping and creep behavior. *Construction and Building Materials*. 21 (2007): 1886-1898.
- ABU, A. E.; BEHIRY, El-M. Laboratory evaluation of resistance to moisture damage in asphalt mixtures. *Ain Shams Engineering Journal*. (2013) 4, 351-363. Ain Shams University.
- AKBULUT, H.; GÜNER, C.; ÇETIN, S. Use of volcanic aggregates in asphalt pavement mixes. *Transport Volume 164 Issue TR2* 111-123 (2011).
- AL-KHATEEB, G. G.; KHEDAYWI, T. S.; OBAIDAT, T. I. A.; NAJIB, A. M. Laboratory Study for Comparing Rutting Performance of Limestone and Basalt Superpave Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 2013.25:21-29.
- Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para a construção civil – ANEPAC. Disponível em: <<http://www.anepac.org.br>>. Acesso em 15/08/2015..
- AASHTO T 283 – 1989. Resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage. Anexo de normas traduzidas – Rede Temática de Ligante asfáltico – PETROBRÁS, Outubro de 2010.
- APEAGYEI, A. K. Flow number predictive models from volumetric and binder properties. *Construction and Building Materials* 64 (2014) 240–245.
- ASTM D 242 – 95. Standard Specification for mineral filler for bituminous paving mixtures. American Society for Testing and Materials. 1995.
- ASTM D 4402/D4402M – 12. Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer. American Society for Testing and Materials. 2012.
- ASTM D4123 – 82. Standard test method for indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures. American Society for Testing and Materials. 1982.
- ATTAELEMANAN, M.; FENG, C. P.; AL, A. H. Laboratory evaluation of HMA with high density polyethylene as a modifier. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 2764–2770.
- BERNUCCI, L. D.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRÁS: ABEDA, 2008.
- BIT – Banco de Informações e Mapas de Transportes. Ministério dos Transportes. Disponível em <<http://www2.transportes.gov.br/bit/02-rodo/rodo.html>>. Acesso em 03/06/2014.
- BRITO, A. T., 2006, Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas . Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, Brasil.

CAO, W.; LIU, S.; FENG, Z. Comparison of performance of stone matrix asphalt mixtures using basalt and limestone aggregates. *Construction and Building Materials* 41 (2013) 474-479.

CASTRO, P. F.; LEAL, C. L. D.; ALMEIDA, C. R. V. Aplicação de imagens digitais na avaliação das características de misturas asfálticas. *REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil* Vol 5 - nº 1 (2012).

CETEM – Centro de Tecnologia Mineral. Manual de Agregados para a Construção Civil. 2ª edição. Rio de Janeiro: CETEM/MCTI, 2012.

CHEN, X.; XU, Z. Effects of load and temperature on permanente deformation properties of HMA. *Geotechnical Special Publication NO. 191*. ASCE 2009. Road Pavement Material Characterization and Rehabilitation.

CINEP – Companhia de desenvolvimento da Paraíba. Governo da Paraíba. Infra-estrutura. Disponível em <http://www.cinep.pb.gov.br/site/modulo2_8.htm>. Acesso em 03/06/2014.

CNT – Pesquisa CNT de Rodovias 2013. Relatório Gerencial. Brasília. CNT: SEST: SENAT, 2013. Disponível em <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br/Paginas/index.aspx>>. Acesso em 03/06/2014.

COMYNSKY, R.J., KOLLINGWORTH, B.M. et al. Quality Control and Acceptance of SUPERPAVE Designed Hot Mix Asphalt. National Cooperative Highway Research Program, report 409, EUA, 1998.
Disponível em <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_409.pdf>. Acesso em 04/04/2015.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 035/1998 – ES – Especificação de serviço. Agregados. Determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 081/1998 – ES – Especificação de serviço. Agregados. Determinação da absorção e da densidade de agregado gráudo. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 083/1998 – ES – Especificação de serviço. Agregados. Análise granulométrica. Rio de Janeiro

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 085/1994 – ES. Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 089/1994 – ES. Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT 194/1998 – ES – Especificação de serviço. Agregados. Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro.

DNIT – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. DNIT – PRO 199/96 – Procedimento – Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Condições das Rodovias. 13ª Unidade de Infra-Estrutura Terrestre – Paraíba. Disponível em <<http://www1.dnit.gov.br/rodovias/condicoes/pb.htm>>. Acesso em 03/06/2014.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 095/2006 – EM. Cimentos asfálticos de petróleo – Especificação de material. Rio de Janeiro. 2006.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 135/2010 – ME. Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro. Novembro de 2010.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 136/2010 – ME. Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro. Novembro de 2010.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. DNIT 155/2010 – ME. Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – Determinação da penetração – Método de ensaio. Rio de Janeiro. Dezembro de 2010.

DNPM – Departamento Nacional de Produção Mineral. Sumário Mineral, 2014. Vol. 34. 141 p.: il.; 29 cm. ISSN 01101-2053.

Disponível em <http://www.dnpm.gov.br/dnpm/sumarios/sumario-mineral-2014/@@download/file/SUMARIO_MINERAL_2014.pdf>. Acesso em 03/09/2015.

FIEPPB – Federação das Indústrias do Estado da Paraíba – Abundância em matérias-primas do cimento trás à Paraíba novas empresas. Disponível em <http://www.fiepb.com.br/3/noticias/2015/04/08/abundancia_em_materias_primas_do_cimento_tras_a_paraiba_novas_empresas>. Acesso em 20/08/2015.

GORKEM, C.; SENGOZ, B. Predicting stripping and moisture induced damage of asphalt concrete prepared with polymer modified bitumen and hydrated lime. Construction and Building Materials 23 (2009) 2227-2236.

HUANG, B.; LI, G.; SHU, X. Investigation into three-layered HMA mixtures. Composites: Part B 37 (2006) 679-690.

IBRAHIM, A.; FAISAL, S.; JAMIL, N. Use of basalt in asphalt concrete mixes. Construction and Building Materials 23 (2009) 498-506.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. Informações e Análises da Economia Mineral Brasileira. 6ª edição.

Disponível em <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00001669.pdf>>. Acesso em 12/08/2015.

ISKENDER, E. Rutting evaluation of stone mastic asphalt for basalt and basalt-limestone aggregate combinations. Composites: Part B 54 (2013) 255-264.

JEONG, K. D.; LEE, S. J.; KIM, K. W. Laboratory evaluation of flexible pavement materials containing waste polyethylene (WPE) film. *Construction and Building Materials* 25 (2011) 1890–1894.

KHATTAK, M.; ASCE, A. M.; KYATHAM, V. Mechanistic characteristics of moisture damaged asphalt matrix and hot mix asphalt mixtures. ASCE 2008. *Airfield and Highway Pavements*.

KIM, Y-R.; PARK, H. M.; ARAGÃO, F. T. S.; LUTIF, J. E. S. Effects of aggregate structure on hot-mix asphalt rutting performance in low traffic volume local pavements. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 2177-2182.

KOK, B. V.; YILMAZ, M. The effects of using lime and styrene–butadiene–styrene on moisture sensitivity resistance of hot mix asphalt. *Construction and Building Materials* 23 (2009) 1999–2006.

KRISHNAN, J. M.; RAJAGOPAL, K. R. On the mechanical behavior of asphalt. *Mechanics of Materials* 37 (2005) 1085–1100.

LIAO, M-C.; CHEN, J-S.; TSOU, K-W. Fatigue Characteristics of Bitumen-Filer Mastics and Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering* © ASCE / JULY 2012.

LI, X.; WILLIAMS, R. C.; MARASTEANU, M. O.; CLYNE, T. R.; JOHNSON, E. Investigation of In-Place Asphalt Film Thickness and Performance of Hot-Mix Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering* © ASCE / JUNE 2009.
DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2009)21:6(262).

LUCENA, L. C. F. L. Verificação da influência do uso de resíduos industriais como filer em misturas asfálticas sob o efeito da presença d’água. Dissertação de mestrado, UFCG. Engenharia Civil, Campina Grande. 2009.

LUO, R.; LYTTON, R. L. Selective absorption of asphalt binder by limestone aggregates in asphalt mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering* © ASCE. February, 2013.

MAHMOUD, E.; MASAD, E.; NAZARIAN, S. Discrete Element Analysis of the Influences of Aggregate Properties and Internal Structure on Fracture in Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering* © ASCE / January 2010.

MARQUES, G. L. O. Utilização do método de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; Efeito da compactação por impacto e giratória. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE. 2004.

MARQUES, V. C. Análise das propriedades de misturas asfálticas com pelete e agregados de resíduos de concreto. Dissertação de mestrado. 112fl. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, UFPB. 2014.

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

MENDEZ, J.D., Análisis Comparativo de Modulo Resiliente y Ensayos de Deformación Permanente em Mezclas Asfálticas Del tipo (MDC2) em Briquetas Compactadas com Martillo Marshall y Compactor Giratorio, Pontificia Universidade Javeriana, Facultad de Ingenieria, Bogotá, 2005.

MME – Ministério de Minas e Energia. Produto RT 38. Perfil do Calcário. Projeto de Assistência Técnica ao Setor de Energia. Agosto de 2009. Disponível em <http://www.mme.gov.br/documents/1138775/1256650/P27_RT38_Perfil_do_Calcario.pdf/461b5021-2a80-4b1c-9c90-5ebfc243fb50>. Acesso em 25/07/2015

MOGHADDAM, T. B.; SOLTANI, M.; KARIM, M. R. Evaluation of permanent deformation characteristics of unmodified and Polyethylene Terephthalate modified asphalt mixtures using dynamic creep test. *Materials and Design* 53 (2014) 317–324.

MOHAMMAD, L. N.; NAZZAL, M. D.; AUSTIN, A. Evaluation of a new generation of asphalt treated mixtures. GEOTECHNICAL SPECIAL PUBLICATION NO. 203. GeoShanghai 2010 International Conference. Paving Materials and Pavement Analysis. Downloaded from ascelibrary.org.

MO, L.; LI, X.; FANG, X.; HUURMAN, M.; WU, S. Laboratory investigation of compaction characteristics and performance of warm mix asphalt containing chemical additives. *Construction and Building Materials* 37 (2012) 239–247.

MORENO, F.; RUBIO, M. C. Effect of aggregate nature on the fatigue-cracking behavior of asphalt mixes. *Materials and Design* 47 (2013) 61-67.

NASCIMENTO, L. A. H. Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. 2008.

NEJAD, F. M.; AZARHOOSH, A. R.; HAMED, Gh. H.; AZARHOOSH, M. J. Influence of using nonmaterial to reduce the moisture damage in hot mix asphalt. *Construction and Building Materials*. 31 (2012) 384-388.

NEJAD, F. M.; ARABANI, M.; HAMED, Gh. H. AZARHOOSH, A. R. Influence of using polymeric aggregate treatment on moisture damage in hot mix asphalt. *Construction and Building Materials*. 47 (2013) 1523-1527.

NIAZI, Y.; JALILI, M. Effect of Portland cement and lime additives on properties of cold-in-place recycled mixtures with asphalt emulsion. *Construction and Building Materials*. 23 (2009) 1338-1343.

Manual de execução de trechos monitorados – Rede Temática de Ligante asfáltico – PETROBRÁS, setembro de 2010.

ROY, N.; VEERARAGAVAN, A.; KRISHNAN, J. M. Interpretation of flow number test data for asphalt mixtures. *Transport Volume* 168 Issue TR3. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Pages 191–199 <http://dx.doi.org/10.1680/tran.12.00070>. 2015.

SANGSEFIDI, E.; ZIARI, H.; SANGSEFIDI, M. The Effect of aggregate gradation limits consideration on performance properties and mixture design parameters of hot mix asphalt. KSCE Journal of Civil Engineering (0000) 00(0):1-8. Copyright ©2015 Korean Society of Civil Engineers. DOI 10.1007/s12205-015-0265-8.

SANTOS, C. R. G. Avaliação das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas. Dissertação de mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 2005.

SANTOS, R. A. Reaproveitamento dos resíduos de britagem do granito. Uso como agregado artificial na construção civil. Trabalho de conclusão de curso. UFPB. 2011.

SENGOZ, B.; ONSORI, A.; TOPAL, A. Effect of aggregate shape on the surface properties of flexible pavement. KSCE Journal of Civil Engineering. Highway Engineering. pISSN 1226-7988, eISSN 1976-3808. Korean Society of Civil Engineers. DOI 10.1007/s12205-014-0516-0. 2014.

SERNA, H. A. L.; REZENDE, M. M. Agregados para construção civil. ANEPAC – Associação Nacional das Entidades de Produtores de Agregados para Construção Civil, 2009. Disponível em <<http://anepac.org.br/wp/wp-content/uploads/2011/07/DNPM2009.pdf>>. Acesso em 04/12/2013.

SHAFIEI, A.; NAMIN, M. L. Experimental investigation on the effect of hydrated lime on mechanical properties of SMA. Construction and Building Materials. 70 (2014) 379-387.

SILVA, J. A. A. Estudo das propriedades físicas, de estado e mecânicas de misturas asfálticas para os revestimentos de pistas de aeródromos. Dissertação de mestrado, UFCG. Engenharia Civil, Campina Grande. 2011.

SIVILEVICIUS, H; VISLAVICIUS, K. Stochastic simulation of the influence of variation of mineral grading and dose weight on the homogeneity of hot-mix-asphalt. Construction and Building Materials 22 (2008) 2007-2014.

SNV – Sistema Nacional de Viação. Departamento de Infraestrutura de Transportes – DNIT. Disponível em <<http://www.dnit.gov.br/sistema-nacional-de-viacao/snv-2013/snv2013.pdf>>. Acesso em 03/06/2014.

SPECHT, L. P.; GRANICH, A. R.; PASCHE, E. BOEIRA, F. D. Estudo laboratorial de misturas asfálticas com adição de diferentes teores e tipos de cal. Revista Estradas, Nº 71. Dezembro de 2012. ISSN 1807-426X.

SYBILSKI, D.; BANKOWSKI, W.; KRAJEWSKI, M. High modulus asphalt concret with limestone aggregate. Journal of Pavement Research and Technology. Vol. 3, Nº 2. March, 2010.

TAYFUR, S.; OZEN, H.; AKSOY, A. Investigation of rutting performance of asphalt mixtures containing polymer modifiers. Construction and Building Materials 21 (2007) 328-337.

TOPAL, A.; SENGOZ, B. Determination of fine aggregate angularity in relation with the resistance to rutting of hot-mix-asphalt. *Construction and Building Materials* 19 (2005) 155-163.

TORALDO, E.; BROVELLI, C.; MARIANI, E. Laboratory investigation into the effects of working temperatures on wax-based warm mix asphalt. *Construction and Building Materials* 44 (2013) 774–780.

VASCONCELOS, K. L. Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T. et al., 2002, Simple performance test for Superpave mix design, National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 465, Washington, D. C., EUA.

YU, H.; SHEN, S. A micromechanical based three-dimensional DEM approach to characterize the complex modulus of asphalt mixtures. *Construction and Building Materials* 38 (2013) 1089–1096.

ZEGARRA, J. R. E. Avaliação de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos peruanos convencional PEN 60/70 e modificados por polímero SBS tipo I 60/60 e PG 76-22. Dissertação de mestrado, UFSCAR, São Carlos, 2007.

ZHANG, J.; ALVEREZ, A. E.; LEE, S. I.; TORRES, A.; WALUBITA, L. F. Comparison of flow number, dynamic modulus, and repeated load tests for evaluation of HMA permanent deformation. *Construction and Building Materials*. 44 (2013) 391–398.

ZHU, J. P.; FAN, X. H.; ZHANG, M. J.; GAO, S. Study on the Strain Fatigue Threshold of Asphalt Mixture for Long-life Asphalt Pavement. ICCTP 2010: Integrated Transportation Systems. Green•Intelligent•Reliable © 2010 ASCE. 3591–3599. Downloaded from ascelibrary.org.

APÊNDICE 1 – Composições granulométricas das misturas

Os valores obtidos no ensaio de granulometria dos agregados para os Cenários 1, 2 e 3 são mostrados nas tabelas A1.1, A1.2 e A1.3, respectivamente. As respectivas curvas granulométricas obtidas para cada mistura são mostradas nas figuras A1.1, A1.2 e A1.3.

Tabela A1.1 – Composição granulométrica do Cenário 1.

Peneiras	Porcentagem Passante									Resultados
	DNIT 031/2006 - ES				Materiais Disponíveis					
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	Pó calcário	Fíler calcário		
2"	100	100	100	7	100	100	100	-	-	100
11/2"	100	100	100	7	100	100	100	-	-	100
1"	100	100	100	7	100	100	100	-	-	100
3/4"	100	100	100	7	98,16	100	100	-	-	100
3/8"	70	90	80	5	16,28	94,93	100	-	-	81
Nº 4	44	72	58	5	3,15	10,72	93,47	-	-	49
Nº 10	22	50	36	5	2,95	4,72	73,01	-	-	37
Nº 40	8	26	17	3	2,91	2,49	43,91	-	-	23
Nº 50	3	20	12	2	2,88	1,99	29,68	-	-	16
Nº 200	2	10	6	2	2,62	0,35	2,16	-	-	2
Proporções adotadas para cada material (%)					21	30	49	-	-	

Figura A1.1 – Curva granulométrica do Cenário 1.

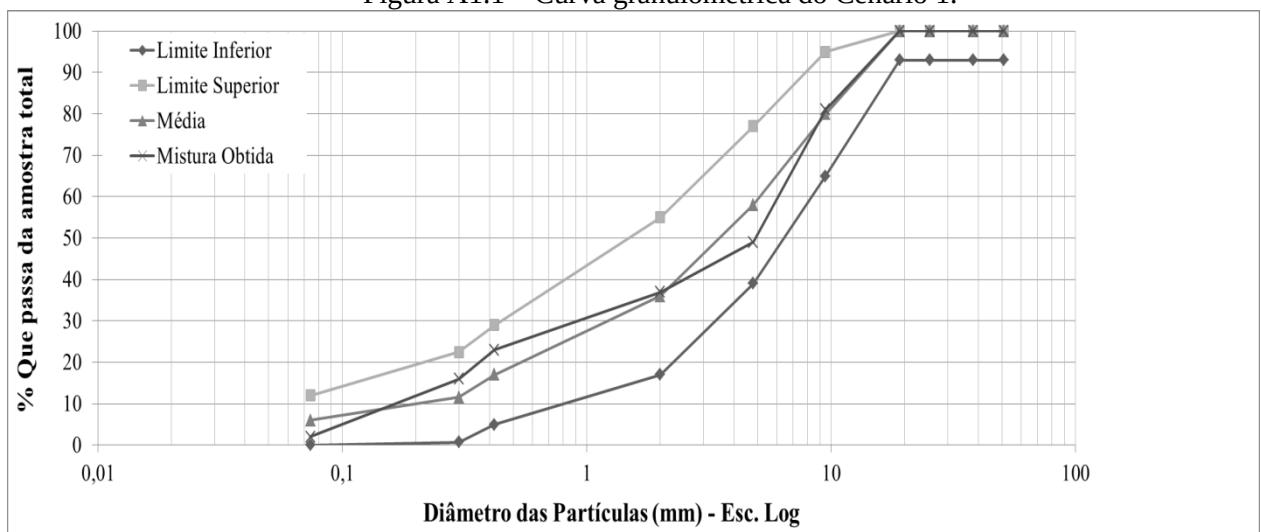


Tabela A1.2 – Composição granulométrica do Cenário 2.

Peneiras	Porcentagem Passante									Resultados
	DNIT 031/2006 - ES				Materiais Disponíveis					
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	Pó calcário	Fíler calcário		
2"	100	100	100	7	100	100	-	100	-	100
11/2"	100	100	100	7	100	100	-	100	-	100
1"	100	100	100	7	100	100	-	100	-	100
3/4"	100	100	100	7	98,16	100	-	100	-	100
3/8"	70	90	80	5	16,28	94,93	-	100	-	80
Nº 4	44	72	58	5	3,15	10,72	-	100	-	39
Nº 10	22	50	36	5	2,95	4,72	-	98,10	-	36
Nº 40	8	26	17	3	2,91	2,49	-	41,53	-	16
Nº 50	3	20	12	2	2,88	1,99	-	34,18	-	13
Nº 200	2	10	6	2	2,62	0,35	-	8,22	-	3
Proporções adotadas para cada material (%)					21	42	37	-	-	

Figura A1.2 – Curva granulométrica do Cenário 2.

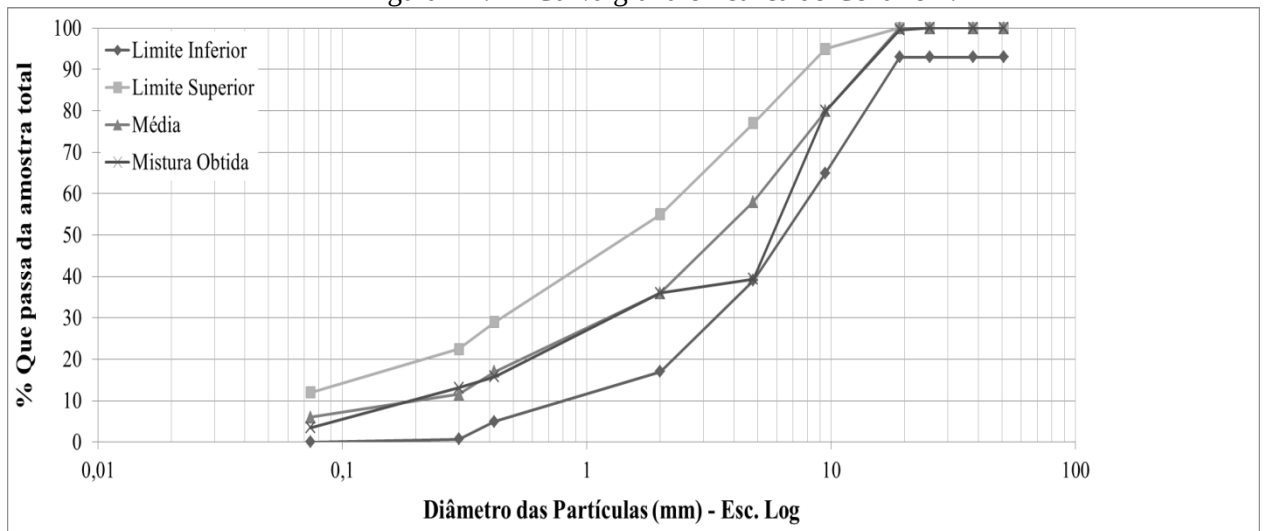
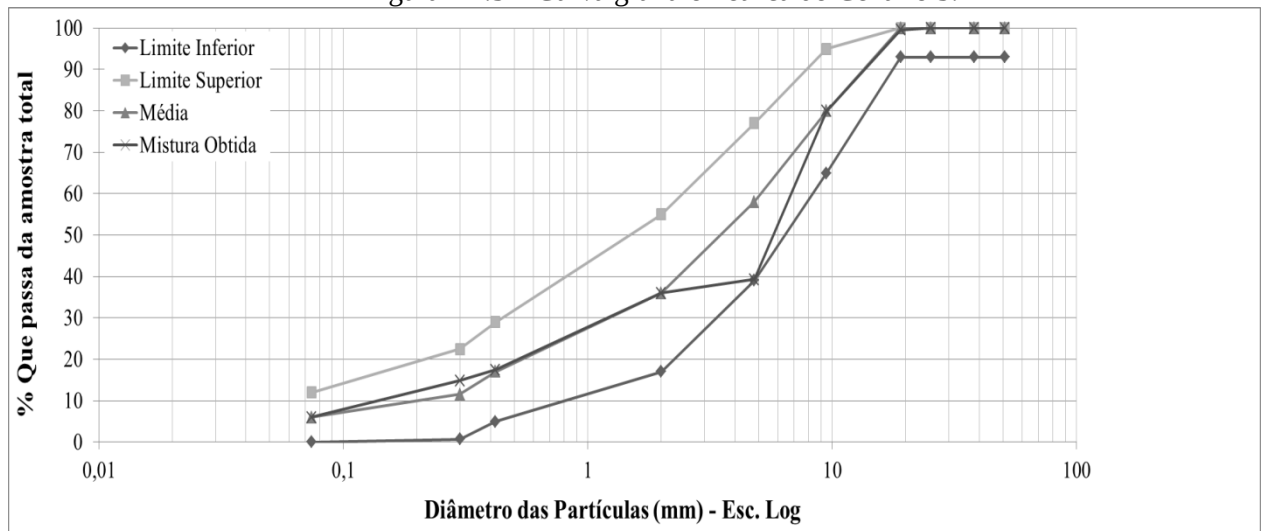


Tabela A1.3 – Composição granulométrica do Cenário 3.

Peneiras	Porcentagem Passante									Resultados
	DNIT 031/2006 - ES				Materiais Disponíveis					
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	Pó calcário	Filer calcário		
2"	100	100	100	7	100	100	-	100	100	100
11/2"	100	100	100	7	100	100	-	100	100	100
1"	100	100	100	7	100	100	-	100	100	100
3/4"	100	100	100	7	98,16	100	-	100	100	100
3/8"	70	90	80	5	16,28	94,93	-	100	100	80
Nº 4	44	72	58	5	3,15	10,72	-	100	100	39
Nº 10	22	50	36	5	2,95	4,72	-	98,10	100	36
Nº 40	8	26	17	3	2,91	2,49	-	41,53	100	17
Nº 50	3	20	12	2	2,88	1,99	-	34,18	100	15
Nº 200	2	10	6	2	2,62	0,35	-	8,22	99,12	6
Proporções adotadas para cada material (%)					21	45	32	-	2	

Figura A1.3 – Curva granulométrica do Cenário 3.



APÊNDICE 2 – C1: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.

Os cálculos aqui apresentados se referem à mistura de referência, Cenário 1, sendo idênticos os procedimentos para os Cenários 2 e 3. Como visto no capítulo 3, para cada teor, três corpos de prova foram moldados, com o cálculo de T sendo realizado segundo a fórmula de Duriez, equação (3.1), citada na pesquisa de Marques (2014).

$$100A = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12,0s + 135f$$

Onde,

A: Superfície específica em m²/kg;

G: percentual retido na peneira 3/8;

g: percentual retido entre a peneira 3/8 e a peneira nº 4;

S: percentual retido entre a peneira nº 4 e a peneira nº 40;

s: percentual retido entre a peneira nº 40 e a peneira nº 200;

f: percentual passando na peneira nº 200.

Assim, de acordo com os valores apresentados na tabela A2.1, na coluna resultados, temos que,

$$G = 19,00$$

$$g = 32,00$$

$$S = 45,00$$

$$s = 21,00$$

$$f = 2,00.$$

Substituindo-se os valores na equação (3.1),

$$100A = 0,17(19,00) + 0,33(32,00) + 2,30(45,00) + 12,0(21,00) + 135(2,00)$$

$$A = 6,3929 \text{ m}^2/\text{kg}$$

Da equação (3.2), substitui-se o valor encontrado de A com o coeficiente de riqueza do ligante asfáltico, 3,75, para CBUQ,

$$T = K\sqrt[5]{A} = 3,75\sqrt[5]{6,3929} = 5,43 \approx 5,4\%$$

A partir do cálculo do teor provável de CAP, foi adotado o valor de 5,5% para os demais teores, ou seja, 4,5%, 5%, 6% e 6,5%. Nesta pesquisa, foram utilizados três agregados na mistura de referência, brita 19, brita 12 e pó de pedra. De acordo com a tabela A1.1, temos que as proporções adotadas de brita 19, brita 12 e pó de pedra foram de 21%, 30% e 49% respectivamente.

O ajuste de percentual é feito a partir dos teores de CAP, onde é ajustado o percentual de massa de cada agregado “n”, na mistura asfáltica (Marques, 2014), por meio da equação (3.3).

$$\%n = \%n^* \times (100 - T')$$

Onde,

$T' = 4,5\%$:

Brita 19 – %Brita 19 x (100% – 4,5%) = 21 x (95,5%) = 20,06%;

Brita 12 – %Brita 12 x (100% – 4,5%) = 30 x (95,5%) = 28,65%;

Pó de pedra – %Pó de pedra x (100% – 4,5%) = 49 x (95,5%) = 46,80%.

De forma análoga, o cálculo é feito para todos os teores, onde os resultados são mostrados na tabela A2.1.

Tabela A2.1 – Ajuste do % em massa dos agregados em função do teor de ligante asfáltico, C1.

Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
Brita 19, %	20,06	19,95	19,85	19,74	19,64
Brita 12, %	28,65	28,50	28,35	28,20	28,05
Pó de pedra, %	46,80	46,55	46,31	46,06	45,82
Areia, %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Filer, %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

De posse destes resultados, foi realizada a compactação para se obter os corpos de prova necessários para determinação da densidade máxima teórica e os parâmetros volumétricos. Para tanto, os corpos de prova foram preparadas para a determinação do volume, por meio da obtenção da massa seca (M_S) e massa submersa (M_{Ssub}). A partir destes valores, são determinados o volume (V) e a massa específica aparente das misturas (Gmb), de acordo com as equações (3.4) e (3.5) respectivamente. Os resultados obtidos são mostrados na tabela A2.2.

Tabela A2.2 – M_S , M_{Ssub} , V e Gmb dos corpos de prova do Cenário 1.

Teor de ligante asfáltico (%)	CP	M_S (g)	M_{Ssub} (g)	V (cm ³)	Gmb (g/cm ³)	Gmb médio (g/cm ³)
4,5	1	1.169,5	683,2	486,3	2,405	2,428
	2	1.189,1	701,6	487,5	2,439	
	3	1.188,7	701,5	487,2	2,440	
5,0	1	1.180,1	696,2	483,9	2,439	2,456
	2	1.189,9	707,4	482,5	2,466	
	3	1.189,5	706,7	482,8	2,464	
5,5	1	1.192,5	708,3	484,2	2,463	2,463
	2	1.188,7	706,5	482,2	2,465	
	3	1.190,5	707,0	483,5	2,462	
6,0	1	1.188,0	701,3	486,7	2,441	2,445
	2	1.190,3	706,6	483,7	2,461	
	3	1.190,1	701,3	488,8	2,435	
6,5	1	1.187,3	702,3	485,0	2,448	2,447
	2	1.184,3	699,6	484,7	2,443	
	3	1.187,7	703,0	484,7	2,450	

Para o cálculo da densidade máxima teórica das misturas, a equação (3.6) é utilizada, onde o valor de %a varia de acordo com os teores de CAP utilizados, ou seja, 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%. Os outros percentuais são mostrados abaixo.

%Ag – Para o teor 4,5%, utilizam-se os valores observados na tabela A3.1, para cada tipo de agregado, ou seja, brita 19 tem %Ag de 20,06% e a brita 12 tem %Ag de 28,65%;

%Am – Percentual de agregado miúdo, ou seja, para o teor de 4,5%, %Am é de 46,80%;

%f – Percentual de fíler, neste caso, para a mistura de referência, é de 0;

G_a – Massas específicas do ligante asfáltico, 1,0268;

G_{Ag} – Massas específicas do agregado graúdo, brita 19, 2,750, brita 12, 2,730;

G_{Am} – Massas específicas do agregado miúdo, pó de pedra, 2,730.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} = \frac{100}{\frac{4,5}{1,0268} + \frac{20,06}{2,750} + \frac{28,65}{2,730} + \frac{46,80}{2,730}}$$

$$DMT = \frac{100}{39,314} = 2,544 \text{ g/cm}^3$$

A tabela A2.3 mostra os demais cálculos, análogos a este, para todos os teores aplicados na mistura de referência, Cenário 1.

Tabela A2.3 – DMT da Mistura em Função do Teor de Ligante asfáltico.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
DMT	2,544	2,524	2,505	2,486	2,467

Os demais parâmetros volumétricos, volume de vazios, vazios com betume, vazios do agregado mineral e relação betume vazios restantes são calculados por meio das equações (3.7), (3.8), (3.9) e (3.10), como visto abaixo, no exemplo de cálculo para o teor de 4,5% de CAP. Para os demais teores, os resultados são mostrados na tabela A2.4.

$$V_V = \frac{DMT - Gmb}{DMT} = \frac{2,544 - 2,428}{2,544} = 0,0456 = 4,56\%$$

$$VCB = \frac{Gmb \cdot \%a}{G_a} = \frac{2,428 \cdot 4,5}{1,0268} = 10,64\%$$

$$VAM = V_V + VCB = 4,56 + 10,64 = 15,20\%$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} = \frac{10,64}{15,20} = 0,7003 = 70,03\%$$

Tabela A2.4 – Parâmetros volumétricos do Cenário 1.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
V _V (%)	4,55	2,70	1,66	1,63	0,82
VCB (%)	10,64	11,96	13,20	14,29	15,49
VAM (%)	15,19	14,66	14,86	15,92	16,31
RBV (%)	70,03	81,59	88,81	89,73	94,98

De posse dos resultados, são traçados os gráficos para o Cenário 1, observados nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5 do capítulo 4 para a determinação do teor ótimo de CAP. Nesta determinação, foram considerados os parâmetros citados na norma DNIT 031/2006, os quais são o volume de vazios, relação betume vazios e estabilidade *Marshall* mínima exigida para aplicação de 75 golpes.

Assim, de acordo com os resultados verificados, para a estabilidade, foi verificado o teor que correspondeu ao valor máximo apresentado na curva. No caso da mistura de referência, o teor de CAP correspondente ao valor máximo foi de 4,5%. Para os parâmetros de volume de vazios e relação betume vazios, levou-se em conta a especificação da norma DNIT 031/2006, que diz que o volume de vazios tem de estar entre 3% e 5% e a relação betume vazios tem de estar entre 75% e 82%.

Dessa forma, os valores médios para o volume de vazios (4%) e da relação betume vazios (78,5%) foram tomados como referência para a determinação do teor de CAP. Os valores foram substituídos na equação da linha de tendência dos gráficos das figuras 4.3 e 4.4 obtidos e o teor de CAP correspondente foi calculado, como demonstrado abaixo.

Para o volume de vazios, da equação do gráfico da figura 4.3 do capítulo 4,

$$V_v = 0,8824x^2 - 11,413x + 37,912$$

Como $V_v = 4\%$,

$$4 = 0,8824x^2 - 11,413x + 37,912 \rightarrow 0,8824x^2 - 11,413x + 33,912 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 8,3$ e $x_2 = 4,6$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 4,6\%$. Para o RBV, o cálculo foi feito de maneira análoga, utilizando a equação da linha de tendência obtida do gráfico da figura 4.4 do capítulo 4, como demonstrado abaixo.

$$RBV = -5,4099x^2 + 71,116x - 139,76$$

Como $RBV = 78,5\%$

$$78,5 = -5,4099x^2 + 71,116x - 139,76 \rightarrow -5,4099x^2 + 71,116x - 218,26 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 4,8$ e $x_2 = 8,26$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 4,8\%$. Assim, é calculada a média dos valores de estabilidade máxima, volume de vazios e relação betume vazios, como demonstrado abaixo.

$$T_o = \frac{4,5 + 4,6 + 4,8}{3} = 4,6\%$$

Com este valor, os parâmetros foram recalculados de forma a verificar se com o teor calculado, todas as especificações da norma DNIT 031/2006 são atendidas, a saber, o volume de vazios e a relação betume vazios, esta, tem que apresentar valores dentro de faixa específica, anteriormente citada. De acordo com os resultados, o valor calculado de 4,6% não atende o valor mínimo de *RBV*, pois o mesmo não apresenta valor que se situe entre 75% a 82%. Neste caso, foi adotado o valor de 4,8%, pois, com este teor, todos os parâmetros foram atendidos. Portanto, o teor de 4,8% é o teor ótimo de ligante asfáltico para a mistura de referência, Cenário 1.

APÊNDICE 3 – C2: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.

Para o Cenário 2 o agregado calcário substitui o pó de pedra granítico. O procedimento de cálculo é análogo ao descrito para a mistura de referência, Cenário 1, modificando-se alguns valores. Para o cálculo do teor provável do Cenário 2, temos que

$$100A = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12,0s + 135f$$

Onde,

A: Superfície específica em m²/kg;

G: percentual retido na peneira 3/8;

g: percentual retido entre a peneira 3/8 e a peneira n° 4;

S: percentual retido entre a peneira n° 4 e a peneira n° 40;

s: percentual retido entre a peneira n° 40 e a peneira n° 200;

f: percentual passando na peneira n° 200.

Assim, de acordo com os valores apresentados na tabela A2.2, na coluna resultados, temos que,

$$G = 20,00$$

$$g = 41,00$$

$$S = 43,00$$

$$s = 13,00$$

$$f = 3,00.$$

Substituindo-se os valores na equação (3.1),

$$100A = 0,17(20,00) + 0,33(41,00) + 2,30(43,00) + 12,0(13,00) + 135(3,00)$$

$$A = 6,7683 \text{ m}^2$$

Da equação (3.2), substitui-se o valor encontrado de A com o coeficiente de riqueza do ligante asfáltico, 3,75, para CBUQ,

$$T = K\sqrt[5]{A} = 3,75\sqrt[5]{6,7683} = 5,49 \approx 5,5\%$$

Os mesmos teores, ou seja, 4,5%, 5%, 6% e 6,5% foram utilizados. De acordo com a tabela A1.2, temos que as proporções adotadas de brita 19, brita 12 e pó calcário foram de 21%, 42% e 37% respectivamente.

O ajuste de percentual é feito a partir dos teores de CAP, onde são ajustados o percentual de massa de cada agregado “n”, na mistura asfáltica (Marques, 2014), por meio da equação (3.3).

$$\%n = \%n^* \times (100 - T')$$

Onde,

$T' = 4,5\%$:

Brita 19 – %Brita 19 x (100% – 4,5%) = 21 x (95,5%) = 20,06%;

Brita 12 – %Brita 12 x (100% – 4,5%) = 42 x (95,5%) = 40,11%;

Pó calcário – %Pó calcário x (100% – 4,5%) = 37 x (95,5%) = 35,54%.

De forma análoga, o cálculo é feito para todos os teores, onde os resultados são mostrados na tabela A3.1. Os cálculos seguintes seguem o mesmo procedimento demonstrado para a mistura de referência, Cenário 1.

Tabela A3.1 – Ajuste do % em massa dos agregados em função do teor de ligante asfáltico, C2.

Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
Brita 19, %	20,06	19,95	19,85	19,74	19,64
Brita 12, %	40,11	39,90	39,69	39,48	39,27
Pó calcário, %	35,34	35,15	34,97	34,78	34,60
Areia, %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Filer, %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

De posse destes resultados, foi realizada a compactação para se obter os corpos de prova necessários para determinação da densidade máxima teórica e os parâmetros volumétricos. Para tanto, os corpos de prova foram preparadas para a determinação do volume, por meio da obtenção da massa seca (M_S) e massa submersa (M_{Sub}). A partir destes

valores, são determinados o volume (V) e a massa específica aparente das misturas (Gmb), de acordo com as equações (3.4) e (3.5) respectivamente. Os resultados obtidos são mostrados na tabela A3.2.

Tabela A3.2 – M_S , M_{Ssub} , V e Gmb dos corpos de prova do Cenário 2.

Teor de ligante asfáltico (%)	CP	M_S (g)	M_{Ssub} (g)	V (cm ³)	Gmb (g/cm ³)	Gmb médio (g/cm ³)
4,5	1	1.193,3	681,7	511,6	2,332	2,342
	2	1.187,6	684,3	503,3	2,360	
	3	1.187,0	678,6	508,4	2,335	
5,0	1	1.185,5	686,5	499,0	2,376	2,377
	2	1.189,1	689,4	499,7	2,380	
	3	1.187,3	687,2	500,1	2,374	
5,5	1	1.191,6	687,7	503,9	2,365	2,381
	2	1.189,8	692,3	497,5	2,392	
	3	1.192,6	693,2	499,4	2,388	
6,0	1	1.183,2	681,7	501,5	2,359	2,370
	2	1.185,0	685,5	499,5	2,372	
	3	1.189,6	689,2	500,4	2,377	
6,5	1	1.186,8	686,8	500,0	2,374	2,374
	2	1.186,6	687,2	499,4	2,376	
	3	1.192,0	689,8	502,2	2,374	

Para o cálculo da densidade máxima teórica das misturas, a equação (3.6) é utilizada, onde o valor de %a varia de 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%.

%Ag – Para o teor 4,5%, utilizam-se os valores observados na tabela A4.1, para cada tipo de agregado, ou seja, brita 19 tem %Ag de 20,06% e a brita 12 tem %Ag de 40,11%;

%Am – Percentual de agregado miúdo, ou seja, para o teor de 4,5%, %Am é de 35,34%;

%f – Percentual de fíler, neste caso, para a mistura de referência, é de 0;

G_a – Massas específicas do ligante asfáltico, 1,0268;

G_{Ag} – Massas específicas do agregado graúdo, brita 19, 2,750, brita 12, 2,730;

G_{Am} – Massas específicas do agregado miúdo, pó calcário, 2,490.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} = \frac{100}{\frac{4,5}{1,0268} + \frac{20,06}{2,750} + \frac{40,11}{2,730} + \frac{35,34}{2,490}}$$

$$DMT = \frac{100}{39,314} = 2,466 \text{ g/cm}^3$$

A tabela A3.3 mostra os demais cálculos, análogos a este, para todos os teores aplicados na mistura de referência, Cenário 1.

Tabela A3.3 – DMT da Mistura em Função do Teor de Ligante asfáltico.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
DMT	2,466	2,448	2,430	2,412	2,395

Os demais parâmetros volumétricos, volume de vazios, vazios com betume, vazios do agregado mineral e relação betume vazios restantes são calculados por meio das equações (3.7), (3.8), (3.9) e (3.10), como visto abaixo, no exemplo de cálculo para o teor de 4,5% de CAP. Para os demais teores, os resultados são mostrados na tabela A3.4.

$$V_v = \frac{DMT - G_{mb}}{DMT} = \frac{2,466 - 2,342}{2,466} = 0,050 = 5,0\%$$

$$VCB = \frac{G_{mb} \cdot \%a}{G_a} = \frac{2,342 \cdot 4,5}{1,0268} = 10,26\%$$

$$VAM = V_v + VCB = 5,0 + 10,26 = 15,26\%$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} = \frac{10,26}{15,26} = 0,6723 = 67,23\%$$

Tabela A3.4 – Parâmetros volumétricos do Cenário 2.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
V _v (%)	5,00	2,91	1,99	1,78	0,87
VCB (%)	10,27	11,57	12,76	13,85	15,03
VAM (%)	15,27	14,48	14,75	15,62	15,90
RBV (%)	67,24	79,93	86,48	88,637	94,52

De posse dos resultados, são traçados os gráficos para o Cenário 2, observados nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5 do capítulo 4 para a determinação do teor ótimo de CAP. Nesta determinação, foram considerados os parâmetros citados na norma DNIT 031/2006, os quais

são o volume de vazios, relação betume vazios e estabilidade *Marshall* mínima exigida para aplicação de 75 golpes.

Assim, de acordo com os resultados verificados, para a estabilidade, foi verificado o teor que correspondeu ao valor máximo apresentado na curva, 5,4%. Para os parâmetros de volume de vazios e relação betume vazios, a norma DNIT 031/2006 exige que o volume de vazios tem de estar entre 3% e 5% e a relação betume vazios tem de estar entre 75% e 82%.

Dessa forma, os valores médios para o volume de vazios (4%) e da relação betume vazios (78,5%) foram tomados como referência para a determinação do teor de CAP. Os valores foram substituídos na equação da linha de tendência dos gráficos das figuras 4.3 e 4.4 obtidos e o teor de CAP correspondente foi calculado, como demonstrado abaixo.

Para o volume de vazios, da equação do gráfico da figura 4.3 do capítulo 4,

$$V_v = 0,8784x^2 - 11,54x + 38,969$$

Como $V_v = 4\%$,

$$4 = 0,8784x^2 - 11,54x + 38,969 \rightarrow 0,8784x^2 - 11,54x + 34,969 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 8,4$ e $x_2 = 4,7$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 4,7\%$. Para o *RBV*, o cálculo foi feito de maneira análoga, utilizando a equação da linha de tendência obtida do gráfico da figura 4.4 do capítulo 4, como demonstrado abaixo.

$$RBV = -5,1431x^2 + 69,224x - 139,22$$

Como $RBV = 78,5\%$

$$78,5 = -5,1431x^2 + 69,224x - 139,22 \rightarrow -5,1431x^2 + 69,224x - 217,72 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 5,0$ e $x_2 = 8,5$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 5,0\%$. Assim, é calculada a média dos valores de estabilidade máxima, volume de vazios e relação betume vazios, como demonstrado abaixo.

$$T_o = \frac{5,4 + 4,7 + 5,0}{3} = 5,0\%$$

Com este valor, os parâmetros foram recalculados de forma a verificar se com o teor calculado, todas as especificações da norma DNIT 031/2006 são atendidas, a saber, o volume de vazios e a relação betume vazios, esta, tem que apresentar valores dentro de faixa específica, anteriormente citada. De acordo com os resultados, para um valor de 5,0%, todos os valores exigidos da norma são atingidos. Portanto, o teor de 5,0% é o teor ótimo de ligante asfáltico para a mistura Cenário 2.

APÊNDICE 4 – C3: Cálculo do teor provável, parâmetros volumétricos e teor ótimo.

Para o Cenário 3 o agregado calcário substitui o pó de pedra granítico e é incluído o fíler calcário. O procedimento de cálculo é análogo ao descrito para as misturas anteriores, modificando-se alguns valores. Para o cálculo do teor provável do Cenário 3, temos que

$$100A = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12,0s + 135f$$

Onde,

A: Superfície específica em m²/kg;

G: percentual retido na peneira 3/8;

g: percentual retido entre a peneira 3/8 e a peneira n° 4;

S: percentual retido entre a peneira n° 4 e a peneira n° 40;

s: percentual retido entre a peneira n° 40 e a peneira n° 200;

f: percentual passando na peneira n° 200.

Assim, de acordo com os valores apresentados na tabela A2.2, na coluna resultados, temos que,

$$G = 20,00$$

$$g = 41,00$$

$$S = 42,00$$

$$s = 11,00$$

$$f = 6,00.$$

Substituindo-se os valores na equação (3.1),

$$100A = 0,17(20,00) + 0,33(41,00) + 2,30(42,00) + 12,0(11,00) + 135(6,00)$$

$$A = 10,5553 \text{ m}^2$$

Da equação (3.2), substitui-se o valor encontrado de A com o coeficiente de riqueza do ligante asfáltico, 3,75, para CBUQ,

$$T = K\sqrt[5]{A} = 3,75\sqrt[5]{10,5553} = 6,00\%$$

Como foi tomado o teor de 5,5% nos dois cenários anteriores, o mesmo teor foi utilizado neste cenário, ou seja, 4,5%, 5%, 6% e 6,5%. De acordo com a tabela A1.3, temos que as proporções de brita 19, brita 12, pó calcário e fíler foram de 21%, 45%, 32% e 2% respectivamente.

O ajuste de percentual é feito a partir dos teores de CAP, onde são ajustados o percentual de massa de cada agregado “n”, na mistura asfáltica (Marques, 2014), por meio da equação (3.3).

$$\%n = \%n^* \times (100 - T')$$

Onde,

$T' = 4,5\%$:

Brita 19 – %Brita 19 x (100% – 4,5%) = 21 x (95,5%) = 20,06%;

Brita 12 – %Brita 12 x (100% – 4,5%) = 45 x (95,5%) = 42,98%;

Pó calcário – %Pó calcário x (100% – 4,5%) = 32 x (95,5%) = 30,56%;

Fíler – %Fíler x (100% – 4,5%) =

De forma análoga, o cálculo é feito para todos os teores, onde os resultados são mostrados na tabela A4.1. Os cálculos seguintes seguem o mesmo procedimento demonstrado para as misturas anteriores, apenas com modificações dos valores necessários.

Tabela A4.1 – Ajuste do % em massa dos agregados em função do teor de ligante asfáltico, C3.

Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
Brita 19, %	20,06	19,95	19,85	19,74	19,64
Brita 12, %	42,98	42,75	42,53	42,30	42,08
Pó de pedra, %	30,56	30,40	30,24	30,08	29,92
Areia, %	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Fíler, %	1,91	1,90	1,89	1,88	1,87

De posse destes resultados, foi realizada a compactação para se obter os corpos de prova necessários para determinação da densidade máxima teórica (*DMT*) e os parâmetros volumétricos. Para tanto, os corpos de prova foram preparadas para a determinação do volume, por meio da obtenção da massa seca (M_S) e massa submersa (M_{Ssub}). A partir destes valores, são determinados o volume (V) e a massa específica aparente das misturas (Gmb), de acordo com as equações (3.4) e (3.5) respectivamente. Os resultados obtidos são mostrados na tabela A4.2.

Tabela A4.2 – M_S , M_{Ssub} , V e Gmb dos corpos de prova do Cenário 1.

Teor de ligante asfáltico (%)	CP	M_S (g)	M_{Ssub} (g)	V (cm ³)	Gmb (g/cm ³)	Gmb médio (g/cm ³)
4,5	1	1.194,2	679,9	514,3	2,322	2,329
	2	1.193,1	682,4	510,7	2,336	
	3	1.195,7	682,1	513,6	2,328	
5,0	1	1.197,1	693,7	503,4	2,378	2,368
	2	1.195,1	689,8	505,3	2,365	
	3	1.193,4	687,8	505,6	2,360	
5,5	1	1.195,8	693,1	502,7	2,379	2,373
	2	1.194,1	690,8	503,3	2,373	
	3	1.195,5	690,9	504,6	2,369	
6,0	1	1.193,4	693,3	500,1	2,386	2,390
	2	1.192,0	693,8	498,2	2,393	
	3	1.193,6	694,1	499,5	2,390	
6,5	1	1.192,1	694,3	497,8	2,395	2,394
	2	1.195,2	696,3	498,9	2,396	
	3	1.196,5	695,9	500,6	2,390	

Para o cálculo da densidade máxima teórica das misturas, a equação (3.6) é utilizada, onde o valor de %a varia de 4,5%, 5,0%, 5,5%, 6,0% e 6,5%.

%Ag – Para o teor 4,5%, utilizam-se os valores observados na tabela A5.1, para cada tipo de agregado, ou seja, brita 19 tem %Ag de 20,06% e a brita 12 tem %Ag de 42,98%;

%Am – Percentual de agregado miúdo, ou seja, para o teor de 4,5%, %Am é de 30,56%;

%f – Percentual de filer, ou seja, para o teor de 4,5%, %f é de 1,91%;

G_a – Massas específicas do ligante asfáltico, 1,0268;

G_{Ag} – Massas específicas do agregado graúdo, brita 19, 2,750, brita 12, 2,730;

G_{Am} – Massas específicas do agregado miúdo, pó calcário, 2,490;

G_f – Massas específicas do filer, filer calcário, 2,681.

$$DMT = \frac{100}{\frac{\%a}{G_a} + \frac{\%Ag}{G_{Ag}} + \frac{\%Am}{G_{Am}} + \frac{\%f}{G_f}} = \frac{100}{\frac{4,5}{1,0268} + \frac{20,06}{2,750} + \frac{42,98}{2,730} + \frac{30,56}{2,490} + \frac{1,91}{2,681}}$$

$$DMT = \frac{100}{39,314} = 2,475 \text{ g/cm}^3$$

A tabela A4.3 mostra os demais cálculos, análogos a este, para todos os teores aplicados na mistura de referência, Cenário 1.

Tabela A4.3 – DMT da Mistura em Função do Teor de Ligante asfáltico.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
DMT	2,475	2,457	2,439	2,421	2,404

Os demais parâmetros volumétricos, volume de vazios, vazios com betume, vazios do agregado mineral e relação betume vazios restantes são calculados por meio das equações (3.7), (3.8), (3.9) e (3.10), como visto abaixo, no exemplo de cálculo para o teor de 4,5% de CAP. Para os demais teores, os resultados são mostrados na tabela A5.4.

$$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} = \frac{2,475 - 2,329}{2,475} = 0,059 = 5,91\%$$

$$VCB = \frac{Gmb \cdot \%a}{G_a} = \frac{2,329 \cdot 4,5}{1,0268} = 10,20\%$$

$$VAM = V_v + VCB = 5,91 + 10,20 = 16,11\%$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} = \frac{10,20}{16,1} = 0,6332 = 63,32\%$$

Tabela A3.4 – Parâmetros volumétricos do Cenário 1.					
Teor de ligante asfáltico, %	4,5	5	5,5	6	6,5
V _v (%)	5,91	3,63	2,69	1,32	0,44
VCB (%)	10,21	11,53	12,71	13,96	15,15
VAM (%)	16,12	15,16	15,40	15,28	15,59
RBV (%)	63,32	76,07	82,55	91,37	97,18

De posse dos resultados, são traçados os gráficos para o Cenário 2, observados nas figuras 4.3, 4.4 e 4.5 do capítulo 4 para a determinação do teor ótimo de CAP. São considerados os parâmetros citados na norma DNIT 031/2006, volume de vazios, relação betume vazios e estabilidade *Marshall* mínima exigida para aplicação de 75 golpes.

Assim, de acordo com os resultados verificados, para a estabilidade, foi verificado o teor que correspondeu ao valor máximo apresentado na curva, 5,4%. Para os parâmetros de volume de vazios e relação betume vazios, a especificação da norma DNIT 031/2006 exige que o volume de vazios tem de estar entre 3% e 5% e a relação betume vazios tem de estar entre 75% e 82%.

Assim, os valores médios para o volume de vazios (4%) e da relação betume vazios (78,5%) foram tomados como referência para a determinação do teor de CAP. Os valores foram substituídos na equação da linha de tendência dos gráficos das figuras 4.3 e 4.4 obtidos e o teor de CAP correspondente foi calculado, como demonstrado abaixo.

Para o volume de vazios, da equação do gráfico da figura 4.3 do capítulo 4,

$$V_v = 0,6804x^2 - 10,135x + 37,617$$

Como $V_v = 4\%$,

$$4 = 0,6804x^2 - 10,135x + 37,617 \rightarrow 0,6804x^2 - 10,135x + 33,617 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 9,9$ e $x_2 = 5,0$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 5,0\%$. Para o RBV, o cálculo foi feito de maneira análoga, utilizando a equação da linha de tendência obtida do gráfico da figura 4.4 do capítulo 4, como demonstrado abaixo.

$$RBV = -3,2948x^2 + 52,847x - 107,25$$

Como $RBV = 78,5\%$

$$78,5 = -3,2948x^2 + 52,847x - 107,25 \rightarrow -3,2948x^2 + 52,847x - 185,75 = 0$$

As raízes encontradas para a equação acima foram $x_1 = 5,2$ e $x_2 = 10,83$. Portanto, o valor a ser adotado é $x = 5,2\%$. Assim, é calculada a média dos valores de estabilidade máxima, volume de vazios e relação betume vazios, como demonstrado abaixo.

$$T_o = \frac{5,4 + 5,0 + 5,2}{3} = 5,2\%$$

Com este valor, os parâmetros foram recalculados de forma a verificar se com o teor calculado, todas as especificações da norma DNIT 031/2006 são atendidas, a saber, o volume de vazios e a relação betume vazios, esta, tem que apresentar valores dentro de faixa específica, anteriormente citada. De acordo com os resultados, foi adotado o valor de 5,4%, pois, com este teor, todos os parâmetros foram atendidos. Portanto, o teor de 5,4% é o teor ótimo de ligante asfáltico para a mistura de referência, Cenário 3.

APÊNDICE 5 – Cálculo da força F_0 a ser utilizada no ensaio de MR

A carga aplicada nos corpos de prova no ensaio de MR é denominada de força F_0 , correspondente a 10% da força obtida no ensaio de RT previamente calculado para as misturas ensaiadas, esta denominada de força F , conforme mostrado na tabela A5.1.

Tabela A5.1 – Tabela com valores auxiliares para o cálculo da força F_0 .

Mistura	CP	H (cm)			D (cm)			F (Kgf)	RT (kgf/cm ²)	F_0 (Kgf)	F_0 (N)	Média F_0 (N)
		1	2	3	1	2	3					
C1	1	6,34	6,26	6,39	10,05	10,10	10,16	605	6,21	61	593	950
	2	6,24	6,28	6,24	10,16	10,19	10,21	1.205	12,14	121	1.181	
	3	6,22	6,22	6,19	10,19	10,20	10,19	1.099	10,97	110	1.077	
C2	1	6,36	6,37	6,45	10,22	10,28	10,22	1.428	13,87	143	1.399	1451
	2	6,32	6,44	6,31	10,18	10,21	10,21	1.492	14,54	149	1.462	
	3	6,36	6,34	6,32	10,18	10,22	10,22	1.521	14,79	152	1.491	
C3	1	6,16	6,18	6,04	10,16	10,24	10,16	1.572	15,68	157	1.541	1508
	2	6,30	6,27	6,36	10,21	10,20	10,20	1.520	15,14	152	1.490	
	3	6,30	6,22	6,32	10,23	10,20	10,20	1.523	15,14	152	1.493	

APÊNDICE 6 – Resultados gerais da dosagem *Marshall*

Nas tabelas A6.1, A6.2 e A6.3 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio de dosagem *Marshall*, realizados para os três cenários, com cálculo da média, desvio padrão e do coeficiente de variação dos valores obtidos.

Tabela A6.1 – Resultados gerais da dosagem *Marshall*, mistura C1.

	Teor de projeto (%)	<i>Gmb</i> (g/cm ³)	<i>Vv</i> (%)	<i>VAM</i> (%)	<i>RBV</i> (%)	Estabilidade (Kgf)	Fluência (10 ⁻¹ mm)
	4,8	2,440	3,4	14,82	77,0	940	3,5
	4,8	2,435	3,8	15,2	75,0	1.225	4,2
	5,0	2,436	3,4	15,2	78,0	850	6,2
Média	4,9	2,4	3,5	15,1	76,7	1.005,0	4,6
Desvio Padrão	0,12	0,0026	0,23	0,22	1,53	195,77	1,40
Coef. de var.	2,37	0,11	6,54	1,46	1,99	19,48	30,24

Tabela A6.2 – Resultados gerais da dosagem *Marshall*, mistura C2.

	Teor de projeto (%)	<i>Gmb</i> (g/cm ³)	<i>Vv</i> (%)	<i>VAM</i> (%)	<i>RBV</i> (%)	Estabilidade (Kgf)	Fluência (10 ⁻¹ mm)
	5,3	2,365	3,4	14,82	78,5	1.500	5,5
	5,1	2,350	3,6	15,48	76,0	1.670	5,8
	5,0	2,355	3,8	15,28	75,0	1.575	3,6
Média	5,1	2,4	3,6	15,2	76,5	1.581,7	5,0
Desvio Padrão	0,15	0,0076	0,20	0,34	1,80	85,20	1,19
Coef. de var.	2,98	0,32	5,56	2,23	2,36	5,39	24,02

Tabela A6.3 – Resultados gerais da dosagem *Marshall*, mistura C3.

	Teor de projeto (%)	<i>Gmb</i> (g/cm ³)	<i>Vv</i> (%)	<i>VAM</i> (%)	<i>RBV</i> (%)	Estabilidade (Kgf)	Fluência (10 ⁻¹ mm)
	5,0	2,368	3,2	15,20	79,0	1.060	1,8
	5,1	2,350	4,0	16,10	75,0	1.515	2,1
	5,0	2,355	4,0	16,82	76,0	1.350	3,6
Média	5,0	2,4	3,7	16,0	76,7	1.308,3	2,5
Desvio Padrão	0,06	0,0093	0,46	0,81	2,08	230,34	0,96
Coef. de var.	1,15	0,39	12,37	5,06	2,72	17,61	38,57

APÊNDICE 7 – Resultados gerais do ensaio de RT

Nas tabelas A7.1 e A7.2 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio de RT, realizados para os três cenários, utilizando os dois métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*, com cálculo da média, desvio padrão e do coeficiente de variação dos valores obtidos.

Tabela A7.1 – Resultados gerais do ensaio de RT, método *Marshall*.

	C1	C2	C3
	0,61	1,36	1,54
	1,19	1,42	1,48
	1,08	1,45	1,48
Média	0,96	1,41	1,50
Desv. Padrão	0,3081	0,0458	0,0346
Coef. de var.	32,09	3,25	2,31

Tabela A7.2 – Resultados gerais do ensaio de RT, método *Superpave*.

	C1	C2	C3
	0,95	1,12	1,13
	0,96	1,27	1,12
	0,98	1,34	1,27
Média	0,96	1,24	1,17
Desv. Padrão	0,0153	0,1124	0,0839
Coef. de var.	1,59	9,04	7,15

APÊNDICE 8 – Resultados gerais do ensaio de MR

Nas tabelas A8.1 e A8.2 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio de MR, realizados para os três cenários, utilizando os dois métodos de compactação, *Marshall* e *Superpave*, com cálculo da média, desvio padrão e do coeficiente de variação dos valores obtidos.

Tabela A8.1 – Resultados gerais do ensaio de MR, método *Marshall*.

	C1	C2	C3
	3.626	4.556	5.524
	3.072	5.360	5.568
	6.250	6.685	6.802
Média	4.316	5.534	5.965
Desv. Padrão	1.698	1.075	725
Coef. de var.	39	19	12

Tabela A8.2 – Resultados gerais do ensaio de MR, método *Superpave*.

	C1	C2	C3
	5.738	2.675	9.646
	3.521	6.090	3.171
	2.900	7.858	4.624
Média	4.053	5.541	5.814
Desv. Padrão	1.492	2.635	3.397
Coef. de var.	37	48	58

APÊNDICE 9 – Resultados gerais do ensaio de Dano por umidade induzida

Nas tabelas A9.1, A9.2 e A9.3 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio de Dano por umidade induzida, realizados para os três cenários, utilizando o métodos de compactação *Marshall*.

Tabela A9.1 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C1, método *Marshall*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	0,94	-	
	1,06	0,15	
	1,14	0,12	
Média	1,05	0,14	13
Desv. Padrão	0,10	0,02	
Coef. de var.	9,62	15,71	

Tabela A9.2 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C2, método *Marshall*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	1,26	0,13	
	1,20	0,09	
	1,28	0,13	
Média	1,25	0,11	9
Desv. Padrão	0,04	0,03	
Coef. de var.	3,34	25,71	

Tabela A9.3 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C3, método *Marshall*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	0,86	0,14	
	1,11	0,11	
	1,03	0,12	
Média	1,00	0,12	12
Desv. Padrão	0,13	0,01	
Coef. de var.	12,77	6,15	

Nas tabelas A9.4, A9.5 e A9.6 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio Dano por umidade induzida realizados utilizando o método *Superpave*.

Tabela A9.4 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C1, método *Superpave*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	-	0,1	
	1,04	0,11	
	0,87	0,13	
Média	0,96	0,11	12
Desv. Padrão	0,12	0,02	
Coef. de var.	12,59	13,48	

Tabela A9.5 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C2, método *Superpave*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	-	0,23	
	1,23	0,34	
	1,17	0,23	
Média	1,20	0,27	22
Desv. Padrão	0,04	0,06	
Coef. de var.	3,54	23,82	

Tabela A9.5 – Resultados do ensaio de Dano por umidade induzida, cenário C2, método *Superpave*.

	RT _u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
	-	0,43	
	0,87	0,37	
	1,09	0,23	
Média	0,98	0,34	35
Desv. Padrão	0,16	0,10	
Coef. de var.	15,87	28,83	

APÊNDICE 10 – Resultados gerais do ensaio *Flow Number*

Na tabela A10.1 são mostrados os resultados gerais obtidos das repetições do ensaio de *Flow Number*. No Capítulo 4, os resultados obtidos das duas repetições foram apresentados sem considerar o valor médio. Ainda na tabela A10.1, são apresentados os valores da média, desvio padrão e do coeficiente de variação.

Tabela A10.1 – Resultados do ensaio de *Flow Number*.

Mistura	Parâmetro	1	2	Média	Desvio Padrão	Coeficiente de variação
C1	Nº ciclos	1.582	879	1.231	497	40
	FN	366	261	314	74	24
	ϵ_{pFN}	13.322	19.630	16.476	4.460	27
	ϵ_p acum.	50.000	50.000	50.000	-	-
C2	Nº ciclos	10.000	10.000	10.000	-	-
	FN	8.300	9.410	8.855	785	9
	ϵ_{pFN}	13.448	29.410	21.429	11.287	53
	ϵ_p acum.	14.033	29.643	21.838	11.038	51
C3	Nº ciclos	10.000	10.000	10.000	-	-
	FN	9.452	7.543	8.498	1.350	16
	ϵ_{pFN}	24.254	29.955	27.105	4.031	15
	ϵ_p acum.	24.999	34.499	29.749	6.718	23