



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA – UFPB

CENTRO DE TECNOLOGIA – CT

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E
AMBIENTAL – PPGEUA

**ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM
PELETE E AGREGADOS DE RESÍDUOS DE CONCRETO**

VAGNER DA COSTA MARQUES

JOÃO PESSOA – PARAÍBA

FEVEREIRO DE 2014

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA – UFPB
CENTRO DE TECNOLOGIA – CT
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA URBANA E
AMBIENTAL – PPGEUA

**ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM
PELETE E AGREGADOS DE RESÍDUOS DE CONCRETO**

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

VAGNER DA COSTA MARQUES

Orientador: Prof. Dr. Ricardo Almeida de Melo

JOÃO PESSOA – PARAÍBA

FEVEREIRO DE 2014

M357a Marques, Vagner da Costa.

Análise das propriedades de misturas asfálticas com pelete
e agregados de resíduos de concreto / Vagner da Costa
Marques.- João Pessoa, 2014.

112f. : il.

Orientador: Ricardo Almeida de Melo
Dissertação (Mestrado) - UFPB/CT

1. Engenharia civil e ambiental. 2. Mistura asfáltica.
3. Resíduos de concreto - agregados. 4. Pelete. 5. Agregados
naturais. 6. Meio ambiente.

UFPB/BC

CDU: 624:504(043)

"ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM PELETE E AGREGADOS DE RESÍDUOS DE CONCRETO".

VAGNER DA COSTA MARQUES

Dissertação aprovada em 21 de fevereiro de 2014

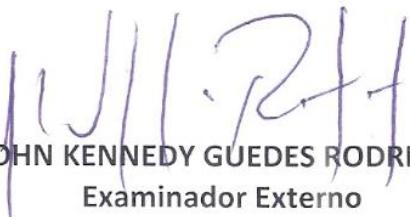
Período Letivo: 2013.2



Prof. Dr. RICARDO ALMEIDA DE MELO – UFPB
Orientador



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



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

João Pessoa/PB
2014

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais, à minha irmã, tios e tias, primos e primas, avôs (*in memoriam*) e avós (*in memoriam*).

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus primeiramente e em seguida aos meus familiares, em especial aos meus pais Valdir e Vera que sempre buscaram o melhor para minha vida em todos os sentidos;

Ao professor que me orientou nesta pesquisa, Dr. Ricardo Almeida de Melo, principalmente pela consideração para com a minha pessoa e pela disposição de tirar minhas dúvidas sempre que possível, mas também pelas conversas que tivemos referentes a assuntos diversos, o que certamente me enriqueceu em termos de conhecimentos gerais;

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq pelo apoio financeiro através de bolsa de estudos;

Às empresas USIBEN, REPET e NOVATEC pela doação dos materiais empregados neste trabalho.

A todos os professores do PPGEUA, em especial aos que lecionaram para mim as disciplinas do mestrado, permitindo o intercâmbio de informações; e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da UFPB pela oportunidade de realizar o Mestrado;

À amiga Márcia e ao amigo Esdras, estudantes da pós-graduação em engenharia mecânica da UFPB, que me ajudaram em alguns momentos cruciais e também pelas conversas de incentivo;

A todos os técnicos do Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV) da UFPB, Sérgio, João, Delmarcos, Wendell, Danilo e em especial Marcos, que realizou inúmeras viagens a Campina Grande – PB comigo para auxiliar-me no ensaio Marshall;

Aos estudantes de engenharia civil Bismak, Diego, Helen, Rômulo e Arthur, todos de iniciação científica orientados pelo professor Ricardo, que me ajudaram muito, principalmente Bismak e Rômulo, que foram os que mais viajaram comigo para Campina Grande – PB para realização da dosagem Marshall, RT e Lottman;

A todos os colegas de turma do mestrado ingressos em 2011, com os quais compartilhei informações diversas;

Aos professores José de Arimatéia, John Kennedy e Lêda Christiane; e aos técnicos Josenildo e Jadilson, todos do Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP da Universidade Federal de Campina Grande – UFCG, que foram bastante prestativos em todos os ensaios mecânicos que necessitei realizar no laboratório da UFCG.

RESUMO

Esta dissertação está inserida na problemática de reaproveitamento de resíduos sólidos na pavimentação, buscando o emprego de agregados de resíduos de concreto e pelete em revestimentos asfálticos. O objetivo da pesquisa foi analisar a viabilidade técnica de misturas asfálticas feitas com agregados de resíduos de concreto e pelete, em substituição parcial aos agregados naturais de mistura asfáltica convencional tipo CBUQ, a partir de ensaios de caracterização física dos agregados e de desempenho mecânico das misturas asfálticas. Os materiais empregados foram brita 19, brita 12, pó de pedra, agregados de resíduos de concreto, pelete e CAP 50/70, obtidos de empresas do Estado da Paraíba. Para os agregados naturais foram realizados a granulometria, abrasão *Los Angeles*, absorção e densidade. Para os agregados de resíduos de concreto foram realizados os ensaios de granulometria e massa específica, e para o pelete foi realizada a granulometria. Seis misturas asfálticas foram realizadas, sendo uma mistura de referência com os agregados naturais (brita 19, brita 12 e pó de pedra) e CAP 50/70; as demais misturas foram feitas com substituições parciais do pó de pedra pelos agregados de resíduos de concreto e pelete, nas proporções: i) 25% de agregados de resíduos de concreto; ii) 2% de pelete; iii) 4% de pelete; iv) 23% de agregados de resíduos de concreto com 2% de pelete, e v) 21% de agregados de resíduos de concreto com 4% de pelete. A faixa granulométrica utilizada foi a faixa C, que foi escolhida com base na norma DNIT 031/2006 – ES. As dosagens realizadas foram por meio do método Marshall. Os ensaios mecânicos realizados foram estabilidade Marshall, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e o ensaio Lottman. A mistura asfáltica tipo CBUQ com 75% de agregados naturais, 23% de agregados de resíduos de concreto e 2% de pelete se apresentou com maior número de parâmetros em conformidade com as normas técnicas, o que evidenciou sua maior viabilidade técnica em relação às demais misturas asfálticas modificadas.

PALAVRAS-CHAVE: mistura asfáltica, agregados de resíduos de concreto, pelete, agregados naturais, meio ambiente.

ABSTRACT

This dissertation is included in area of reuse of solid wastes in paving, with objective to use recycled concrete aggregates and pellet in asphaltic surface course. The aim of the research was to analyze the technical feasibility of asphalt mixtures made with recycled concrete aggregates and pellet, in partial replacement of natural aggregates of the conventional asphalt mix, from tests of physical characterization of aggregates and mechanical performance of asphalt mixtures. The materials used were crushed stone 19 mm, crushed stone 12 mm, crusher dust, recycled concrete aggregate, pellet and 50/70 pen asphalt cement, these materials were obtained from companies in the state of Paraíba. For natural aggregates were performed grading, Los Angeles abrasion, absorption and density. For recycled concrete aggregates were made grading and specific density, and for pellet was carried out grading. One conventional asphaltic mixture were produced containing natural aggregates (crushed stone 19, crushed stone 12, crusher dust) and 50/70 pen asphalt cement, and five asphaltic mixtures were made with partial replacements of crusher dust for recycled concrete aggregates and pellet, in proportions: i) 25% of recycled concrete aggregates; ii) 2% of pellet; iii) 4% of pellet; iv) 23% of recycled concrete aggregates with 2% of pellet, and v) 21% of recycled concrete aggregates with 4% of pellet. The C grading envelope was used and chosen according to DNIT ES 031/2006. The mixtures were performed by the Marshall mix design. The mechanical tests performed were Marshall stability, tensile strength by diametric compression, resilient modulus and Lottman test. The hot asphalt mix containing 75% of natural aggregates, 23% of recycled concrete aggregates and 2% of pellet showed greatest number of parameters in accordance with the technical standards, as a result the best technical viability.

KEY-WORDS: asphalt mix, recycled concrete aggregates, pellet, natural aggregates, environment.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Toneladas de RCD per capita anuais da UE de 1995 a 2006.....	21
Figura 2 – Principais produtores mundiais de polímeros em 2010	32
Figura 3 – Rigidez para diferentes percentuais de pelete e valores de tensão.....	41
Figura 4 – Agregados naturais utilizados	44
Figura 5 – Granulometria dos agregados naturais	45
Figura 6 – ARC utilizado	47
Figura 7 – Pelete	47
Figura 8 – Granulometria do ARC e do pelete.....	48
Figura 9 – CAP 50/70.....	48
Figura 10 – Agregados ensacados	56
Figura 11 – Agregados aquecidos em estufa misturados ao CAP 50/70.....	56
Figura 12 – Compactação Marshall e desmoldagem de corpo de prova	56
Figura 13 – Altura dos corpos de prova com 2%, 4% e 8% de pelete	60
Figura 14 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN100	62
Figura 15 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC25	62
Figura 16 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC23-P2	63
Figura 17 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC21-P4	63
Figura 18 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN98-P2 ..	64
Figura 19 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN96-P4 ..	64

Figura 20 – Rompimento de corpo de prova no ensaio de RT	66
Figura 21 – Ensaio de módulo de resiliência em andamento	67
Figura 22 – Teor ótimo de CAP 50/70 em função do ARC e do pelete.....	71
Figura 23 – Estabilidade Marshall em função do ARC e do pelete	72
Figura 24 – Gmb em função do ARC e do pelete	72
Figura 25 – Volume de vazios em função do ARC e do pelete.....	73
Figura 26 – RBV em função do ARC e do pelete	74
Figura 27 – Fluênciа em função do ARC e do pelete.....	75
Figura 28 – Resultados de RT	76
Figura 29 – RT em função do ARC e do pelete	77
Figura 30 – Resultados do MR	79
Figura 31 – MR em função do ARC e do pelete	80
Figura 32 – Relação MR/RT	82
Figura 33 – Relação MR/RT em função do ARC e do pelete	83
Figura 34 – Resultados do ensaio Lottman	84
Figura 35 – Lottman em função do ARC e do pelete.....	85

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Consumo de plástico e geração de resíduos plásticos no Reino Unido em 1995	20
Tabela 2: Parâmetros da dosagem Marshall e RT	23
Tabela 3: Resultados de MR, RT e a relação MR/RT	23
Tabela 4: Afundamento máximo na trilha de roda a 60 °C	24
Tabela 5: Ensaios mecânicos	25
Tabela 6: Diâmetro dos agregados e teor ótimo de ligante	28
Tabela 7: Densidade e valor de impacto Treton dos agregados	28
Tabela 8: Resultados da dosagem Marshall	29
Tabela 9: Resultados do ensaio de módulo de resiliência	30
Tabela 10: Caracterização dos agregados.....	31
Tabela 11: Resultados obtidos para MR e RT	32
Tabela 12: Resultados dos ensaios de caracterização do ligante	34
Tabela 13: Propriedades das misturas de plastiphalt (original e envelhecida)	35
Tabela 14: Aumento das resistências à flexão e à compressão devido ao incremento de polímero na mistura asfáltica.....	36
Tabela 15: Modificações do ligante.....	40
Tabela 16: Resultados de abrasão <i>Los Angeles</i> , absorção e densidade	45
Tabela 17: Resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70.....	49
Tabela 18: Agregados – ensaios de caracterização e respectivas normas	51
Tabela 19: CAP 50/70 – ensaios de caracterização e respectivas normas.....	51
Tabela 20: Misturas asfálticas – ensaios mecânicos e respectivas normas	52
Tabela 21: Misturas asfálticas realizadas durante a pesquisa.....	58

Tabela 22: Proporções dos agregados das misturas asfálticas.....	60
Tabela 23: Resultados da dosagem Marshall	69
Tabela 24: Resultados do ensaio de RT	76
Tabela 25: Resultados do ensaio de MR	78
Tabela 26: Resultados dos ensaios de MR, RT e relação MR/RT	81
Tabela 27: Resultados do ensaio Lottman.....	83

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials

AAUQ – Areia Asfalto Usinado a Quente

AMP – Asfalto Modificado por Polímero

AN – Agregados Naturais

ARC – Agregado de Resíduo de Concreto

ARM – Agregado de Resíduo Misto

ASTM – American Society for Testing Materials

CA – Concreto Asfáltico

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente

CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico

CONAMA – Conselho Nacional do Meio Ambiente

DMT – Densidade Máxima Teórica

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

EPS – Poliestireno Expandido

EVA – Etileno Acetato de Vinila

Gmb – Massa específica aparente

LAPAV – Laboratório de Geotecnica e Pavimentação da UFPB

LEP – Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG

LTA – Land Transport Authority

MR – Módulo de Resiliência

MR/RT – Relação entre o Módulo de Resiliência e a Resistência à Tração por Compressão Diametral

M_s – Massa Seca

M_{sub} – Massa Submersa

NAFTA – North American Free Trade Agreement

NBR – Norma Brasileira

PE – Polietileno

PEAD – Polietileno de Alta Densidade

PEBD – Polietileno de Baixa Densidade

Pelete – PET triturado

PET – Polietileno Tereftalato

PP – Polipropileno

PPGEUA – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Urbana e Ambiental da UFPB

PS – Poliestireno

QM – Quociente Marshall

RBV – Relação Betume/Vazios

RCD – Resíduos de Construção e Demolição

RRT – Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida

RT – Resistência à Tração por Compressão Diametral

RT_u – Resistência à Tração após Ciclo de Condicionamento

SMA – Stone Matrix Asphalt

SUPERPAVE – Superior Performing Asphalt Pavements

UE – União Europeia

UFCG – Universidade Federal de Campina Grande

UFPB – Universidade Federal da Paraíba

USIBEN – Usina de Beneficiamento de Resíduos Sólidos da Construção Civil

V – Volume

VAM – Vazios do Agregado Mineral

VCB – Vazios Com Betume

Vv – Volume de Vazios

SUMÁRIO

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO	15
1.1 Objetivos.....	16
1.1.1 Objetivo geral	16
1.1.2 Objetivos específicos.....	16
Capítulo 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	17
2.1 Geração de resíduos sólidos e suas implicações sobre o meio ambiente	18
2.2 Resíduos de Construção e Demolição	21
2.2.1 Agregados de Resíduos de Concreto	26
2.3 Polímeros	32
2.3.1 Polietileno Tereftalato	40
Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS	44
3.1 Materiais	44
3.1.1 Agregados Naturais	44
3.1.2 Agregados de Resíduos de Concreto	46
3.1.3 Polímero	47
3.1.4 Cimento Asfáltico de Petróleo.....	48
3.2 Métodos	50
3.2.1 Ensaios de Caracterização	52
3.2.1.1 Análise Granulométrica.....	52
3.2.1.2 Abrasão <i>Los Angeles</i>	53
3.2.1.3 Absorção e Densidade do Agregado Graúdo	53
3.2.1.4 Densidade do Agregado Miúdo	53

3.2.1.5 Ensaios de Caracterização do Cimento Asfáltico de Petróleo.....	53
3.2.2 Dosagem Marshall.....	55
3.3 Ensaios Mecânicos	65
3.3.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral	65
3.3.2 Módulo de Resiliência.....	66
3.3.3 Ensaio Lottman.....	67
Capítulo 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	69
4.1 Dosagem Marshall.....	69
4.2 Ensaios Mecânicos	75
4.2.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral	76
4.2.2 Módulo de Resiliência.....	78
4.2.3 Lottman.....	83
Capítulo 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES	86
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	88
APÊNDICE 1	92
APÊNDICE 2	98
APÊNDICE 3	99
APÊNDICE 4.....	100
APÊNDICE 5.....	106

Capítulo 1 – INTRODUÇÃO

O crescimento da construção de novas moradias gera a necessidade de desenvolvimento da infraestrutura viária que deve ter a capacidade de assegurar boas condições de transporte e conforto aos cidadãos. A infraestrutura viária deve manter certo padrão de qualidade no atendimento à população e para isso faz-se necessário planejamento por parte dos órgãos públicos responsáveis no sentido de restaurar e construir rodovias.

Os serviços de construção civil, incluindo a pavimentação de vias, consomem demasiada matéria-prima, como os agregados naturais que são extraídos de jazidas, muitas vezes situadas a dezenas (ou centenas) de quilômetros de distância dos locais de construção. Essa distância suscita um gasto econômico elevado com o transporte e com o aumento do número de construções. A extração de matéria-prima torna-se desenfreada e o uso racional das jazidas fica comprometido. Desta maneira, os Resíduos de Construção e Demolição (RCD) gerados devem ser reciclados para que não sejam mal-alocados e prejudiquem o ser humano e a natureza. A grande quantidade de RCD preocupa a comunidade científica instigando-a a descobrir soluções para amenizar o problema.

Outros materiais que apresentam elevado consumo, mas não estão comumente associados aos serviços de pavimentação, são os polímeros. Este aumento do consumo de polímeros por meio de embalagens, sacolas de supermercado, copos descartáveis, dentre outros produtos, preocupa os ambientalistas porque ao serem utilizados geram resíduos que são descartados no meio ambiente na maioria das vezes de forma inadequada.

Acreditamos que os Resíduos de Construção e Demolição juntamente com os resíduos gerados pelos polímeros podem ser utilizados em pavimentação como uma alternativa viável ambiental, econômica e tecnicamente.

No aspecto ambiental é reduzido o descarte de resíduos na natureza, e no econômico os resíduos são mais baratos do que os agregados naturais por causa das menores distâncias de transporte e de custos de aquisição dos mesmos. Tecnicamente os resíduos podem gerar materiais com potencial de aplicação em camadas de pavimento de acordo com as especificações.

Diante desta problemática surgem diversos estudos (Zoorob e Suparma, 2000; Fang *et al.*, 2008; Rafi *et al.*, 2010; Bindu e Beena, 2010; Valença e Frota, 2011; Jimoh e Kolo, 2011; D'Antona e Frota, 2011; Ahmadinia *et al.*, 2011; Moghaddam e Karim, 2012 e Siddharth, 2012) propondo alternativas no sentido de aproveitar os RCD e os polímeros como matéria-

prima para a construção de pavimentos flexíveis, quer como substituição aos agregados convencionais ou como substituição ao ligante convencional (mas apenas os polímeros podem parcialmente substituir o ligante por meio do processo úmido). Dessa forma, este estudo tem por objetivo verificar a possibilidade de se utilizar Agregados de Resíduos de Concreto (ARC) e pelete (PET triturado) em substituição aos agregados naturais utilizados em misturas asfálticas.

A dissertação está composta por cinco capítulos:

- Capítulo 1: contém a introdução e os objetivos da pesquisa;
- Capítulo 2: constitui a fundamentação teórica utilizada com várias fontes de trabalhos relacionados ao tema;
- Capítulo 3: descreve os materiais e os métodos utilizados na pesquisa;
- Capítulo 4: apresenta a análise dos resultados e os discute com relação a resultados obtidos por diversos autores;
- Capítulo 5: apresenta a conclusão do estudo.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

Analisar a viabilidade técnica de misturas asfálticas feitas com agregados de resíduos de concreto (ARC) e de pelete (PET triturado), em substituição parcial aos agregados naturais de mistura asfáltica convencional, a partir de ensaios de caracterização física dos agregados e de desempenho mecânico das misturas asfálticas.

1.1.2 Objetivos específicos

Ainda, essa dissertação teve como objetivos específicos:

- Reutilizar agregados de resíduos de concreto e pelete em revestimento de pavimento;
- Reduzir a quantidade de agregados naturais extraídos de jazidas;
- Verificar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas;
- Estabelecer a mistura asfáltica com maior número de benefícios técnicos.

Capítulo 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Entendem-se por resíduos de construção e demolição (RCD) todos os resíduos provenientes da construção e demolição de obras como resíduos de argamassa, cerâmica, vidros, alvenaria, dentre outros. Segundo a “NBR 15116: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural – Requisitos”, o agregado de resíduo de concreto (ARC) compreende o agregado reciclado obtido de beneficiamento de resíduo pertencente à classe A da classificação exposta na resolução CONAMA 307, composto na sua fração graúda, de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas. Com relação ainda à NBR 15116 o beneficiamento de resíduos consiste nas operações e processos que têm por finalidade dotá-los de condições que permitam sua utilização como matéria-prima ou produto. Agregados reciclados são os materiais granulares provenientes do beneficiamento de resíduos de construção ou demolição de obras civis, que apresentam características técnicas para a aplicação em obras de edificação e infraestrutura.

Os vários tipos de polímeros mencionados nesta dissertação foram o poliestireno expandido (EPS), etileno acetato de vinila (EVA), polietileno tereftalato (PET), poliestireno (PS), polietileno de alta densidade (PEAD), polietileno de baixa densidade (PEBD) e polipropileno (PP). O PET em formato granular foi denominado de pelete. O termo “mistura de referência” indica mistura asfáltica produzida exclusivamente com agregados naturais e ligante convencional.

Outro ponto importante a ser esclarecido é com relação à incorporação de polímeros à mistura asfáltica que pode ser feita de duas maneiras: por via úmida e por via seca. Em ambas, os polímeros devem ser fragmentados em partículas para facilitar a união dos elementos envolvidos no processo: polímeros, ligante e agregados a fim de gerar uma mistura mais homogênea e consistente denominada de mistura asfáltica modificada por polímero.

No processo a úmido o polímero é adicionado ao ligante asfáltico preaquecido formando o asfalto modificado por polímero (AMP). Este é adicionado aos agregados previamente aquecidos, o que origina a mistura modificada. O processo a seco consiste em adicionar o polímero aos agregados preaquecidos formando um agrupamento de agregados e polímero. Ao agrupamento acrescenta-se o ligante asfáltico aquecido originando a mistura modificada.

2.1 Geração de resíduos sólidos e suas implicações sobre o meio ambiente

A construção civil é uma atividade que gera resíduo seja durante a construção ou demolição das obras. Os resíduos de construção civil são inerentes ao processo construtivo, mas principalmente durante as demolições é que são gerados em enormes quantidades. Quando maldispostos, estes resíduos tornam-se prejudiciais ao ser humano e ao meio ambiente. A grande quantidade de RCD tem preocupado a comunidade científica que se sente instigada a criar soluções para minimizar seus efeitos danosos sobre o meio ambiente.

O aumento populacional implica o crescimento da construção de moradias, o que gera a necessidade de desenvolvimento da infraestrutura capaz de assegurar conforto aos habitantes. Com o aumento do número de obras tem-se maior exploração de recursos naturais e consequentemente mais geração de resíduos acarretando impactos ao meio ambiente, principalmente quando esta atividade é feita de qualquer maneira, sem as devidas precauções com a natureza.

Visto que a população mundial cresce e a quantidade de resíduos gerada aumenta aceleradamente, Paranavithana e Mohajerani (2006) propõem a transformação dos resíduos em produtos reutilizáveis por meio da reciclagem, o que pode minimizar a superlotação dos aterros sanitários.

Relativamente ao uso do RCD em misturas asfálticas, há contribuição para a preservação de jazidas e evita-se sua deposição inadequada (Valença e Frota, 2011).

Poon e Chan (2007), Osman *et al.* (2008) verificaram, respectivamente, que em Hong Kong foram produzidos 20 milhões de toneladas de RCD em 2004, e na Inglaterra foram 91 milhões de toneladas em 2003. No Paquistão, segundo Rafi *et al.* (2010), os resíduos de concreto se apresentam disponíveis para serem reciclados em várias localidades e soma-se a este fato a não disponibilidade de agregado natural. Quando usados, os agregados naturais são importados para os locais de construção o que onera os custos. Nos países em desenvolvimento, como o último citado, as rodovias estão sendo construídas em vários lugares, logo, qualquer agregado proveniente de RCD disponível próximo dos locais de construção pode ser utilizado, minimizando os custos de transporte de agregados naturais vindos de regiões longínquas.

É perceptível, portanto, o quanto a reutilização de RCD pode influir favoravelmente na economia dos países. Uma vez que esses resíduos sejam reutilizados, as necessidades de abrir

pedreiras, retirar materiais de leitos de rios diminuem e consequentemente também há uma redução da interferência do ser humano na natureza, o que reduz os impactos ambientais.

Com relação aos polímeros tem-se uma situação semelhante. O rápido desenvolvimento das indústrias de embalagens contribuiu significativamente para o desenvolvimento econômico, mas o aumento substancial de resíduos plásticos causa poluição ambiental. Com o rápido desenvolvimento das indústrias de eletrônica e de alimentos, a exigência de EPS para fabricação de embalagens aumentou significativamente. Lidar com os polímeros das embalagens é um problema ambiental ainda a ser resolvido (Fang *et al.*, 2008). Os polímeros em geral são pouco degradáveis, o PET, por exemplo, passa cerca de 400 anos para se decompor (Modro *et al.*, 2009). Por causa do grande consumo e rápido descarte, os polímeros passaram a ocupar vastos espaços no meio ambiente e por muito tempo, uma vez que são pouco degradáveis.

Apesar da enorme aplicação dos polímeros na fabricação de embalagens, os mesmos possuem outras aplicações, além de terem semelhanças e diferenças com relação às suas características e usos. O PET é transparente, difícil de quebrar, impermeável e leve. É bastante utilizado na fabricação de embalagens para alimentos e garrafas, produtos de limpeza, cosméticos, farmacêuticos e fibras têxteis. Outro polímero que serve para a fabricação de embalagens para alimentos, produtos têxteis, cosméticos é o PEAD. Também é usado na fabricação de tampas de refrigerante, brinquedos, escovas, cerdas de vassoura, caixas etc. O PEAD resiste a baixas temperaturas, é leve, impermeável, rígido e apresenta resistência química e mecânica. O PEBD é flexível, leve e transparente. É utilizado para produzir fios e cabos de televisão, telefone, sacaria industrial, tubos de irrigação, mangueiras, embalagens flexíveis etc. As utilizações do PP são inúmeras: embalagens para alimentos, produtos têxteis e cosméticos, tampas de refrigerante, copos descartáveis, potes para freezer, garrafões de água mineral etc. O PS, rígido e leve, é utilizado na fabricação de copos descartáveis, eletrodomésticos, produtos para construção civil, autopeças, potes para iogurte, sorvete e doces, brinquedos, bandejas de supermercados etc. (Guia ambiental, 2011).

Segundo Zoorob e Suparma (2000), em 1995 o consumo de plásticos no Reino Unido foi cerca de 3.302.000 toneladas. No mesmo ano, o total de resíduos plásticos gerado pelo Reino Unido foi estimado em 2.158.000 toneladas. Na tabela 1 são mostradas as quantidades consumidas e geradas de plásticos e de resíduos plásticos em alguns ramos industriais.

Tabela 1: Consumo de plástico e geração de resíduos plásticos no Reino Unido em 1995

Natureza da indústria	Consumo de plástico	Geração de resíduos plásticos
Embalagens	41 %	0 %
Construção civil	20 %	64,9 %
Grande distribuição	15 %	20,7 %
Eletrônica	9 %	5,9 %
Outras	15 %	8,5 %
Total	100 % (3.302.000 t)	100 % (2.158.000 t)

Fonte: adaptado de Zoorob e Suparma(2000)

Outro ponto importante a comentar é a emissão de gases quando os polímeros são queimados. O polímero quando queimado libera dióxido de carbono que favorece ao aumento do efeito estufa e do aquecimento global. Na pavimentação, o processo a seco utiliza o polímero amolecido para envolvimento com o agregado, ou seja, não há queima do polímero e, por conseguinte não há emissão de dióxido de carbono (CO_2). Para se ter uma ideia, a construção de 1 km de rodovia com uma mistura asfáltica com adição de polímero necessita de 1 tonelada do mesmo. Cada tonelada de polímero, quando queimada, libera 3 toneladas de dióxido de carbono (CO_2). Assim evita-se a emissão de 3 toneladas de dióxido de carbono na atmosfera a cada quilômetro de rodovia construída com polímero incorporado à mistura asfáltica, desde que o polímero não seja queimado (Vasudevan *et al.*, 2012).

Os polímeros, polietileno, polipropileno e poliestireno amolecem entre 130°C e 140°C sem emissão de gases. Por volta de 270°C estes polímeros se decompõem e liberam alguns gases como metano, etano etc. Acima de 700°C eles entram em combustão e liberam monóxido de carbono (CO) e dióxido de carbono (CO_2). Assim, por questões de segurança, deve-se trabalhar com os polímeros na faixa de temperatura de 100°C a 150°C (Vasudevan *et al.*, 2012).

Em termos quantitativos, o principal componente do revestimento de concreto asfáltico é o agregado. Quando este é substituído, mesmo em pequenas quantidades, os danos ao meio ambiente são reduzidos. Para se construir 1 km de rodovia são necessárias 12.500 toneladas de agregado que, se forem substituídos em 5% de pelete, 625 toneladas de recursos naturais seriam poupadadas e 9.450 m³ do volume de aterros não seriam ocupados por garrafas

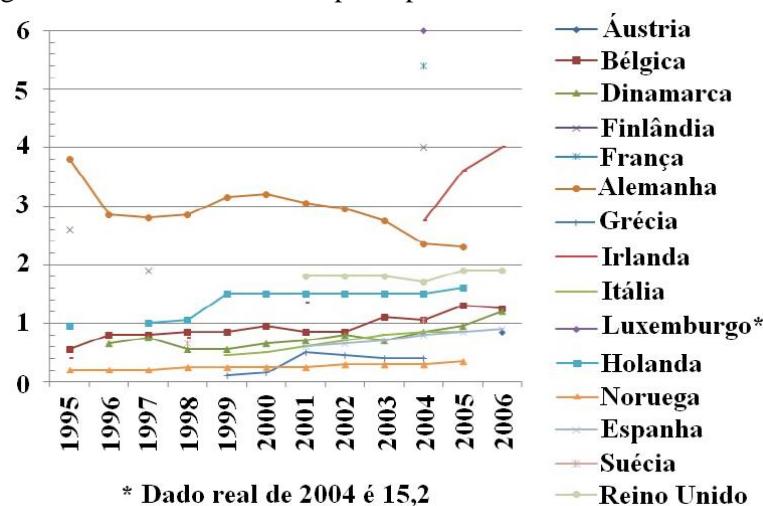
PET (Hassani *et al.*, 2005). Como os aterros sanitários têm seu tempo de vida útil limitado, busca-se tornar a longa vida dos plásticos uma característica favorável para a sociedade e para o meio ambiente.

Empresários e governos têm se preocupado com a questão e têm procurado estimular o surgimento de novas legislações que possam auxiliar a redução do impacto ambiental (Caraschi e Leão, 2002). Por exemplo, a resolução 307 do CONAMA de 2002 e a norma NBR 15116 de 2004 são documentos que estão diretamente relacionados com a questão do envolvimento entre RCD e meio ambiente.

2.2 Resíduos de Construção e Demolição

As gerações de RCD per capita anual da União Europeia (UE) entre 1995 e 2006 são bastante variadas e podem ser observadas na figura 1.

Figura 1 – Toneladas de RCD per capita anuais da UE de 1995 à 2006



Fonte: Sáez *et al.* (2011)

De acordo com a figura 1 todos os países cujos dados foram coletados por mais de um ano aumentaram sua geração per capita de RCD, exceto a Alemanha, que apesar de ter decrescido possui uma das mais altas gerações per capita de RCD.

Com relação à utilização de RCD em pavimentação, desde 1990 os trabalhos científicos mostram que sua aplicação como material granular em base e sub-base são mais frequentes do que aquelas envolvendo a camada de revestimento (Melo, 2009).

Em estudo desenvolvido por Ron *et al.* (2008), ao realizarem o ensaio de fadiga em misturas asfálticas compostas de agregados provenientes de RCD, foram utilizadas tensões correspondentes a 30%, 40% e 50% da resistência à tração, e foi observado que para

determinado estado de tensão, o número de ciclos que o corpo de prova suportou foi maior na mistura composta de agregados provenientes de RCD do que em misturas compostas de agregados naturais. O agregado reciclado proveniente de RCD se mostrou melhor que o natural em dois pontos: na resistência à abrasão e no índice de forma. A mistura com agregado reciclado apresentou menor relação módulo de resiliência/resistência à tração por compressão diametral (MR/RT) e maior vida de fadiga. Mesmo apresentando absorção elevada e consequentemente alto consumo de ligante, o agregado reciclado utilizado em pavimentação é uma maneira de reduzir o impacto ambiental que é causado às grandes cidades reduzindo gastos com o gerenciamento dos resíduos. A conclusão do trabalho é que os agregados reciclados provenientes de RCD estudados mostraram boas características e atenderam às especificações das normas com relação à abrasão, índice de forma e vida de fadiga.

Dias e Santanna-Greco (2009) avaliaram duas misturas asfálticas por meio dos ensaios Marshall e de resistência à tração por compressão diametral (RT). As misturas foram confeccionadas com RCD e dois tipos de ligantes: CAP convencional e CAP modificado com borracha moída de pneus inservíveis com teores ótimos de 10% e 9%, respectivamente. Os valores de estabilidade Marshall da mistura com CAP convencional e modificado foram aproximadamente 18.000 N e 11.000 N, nesta ordem. As resistências à tração por compressão diametral (RT) apresentaram valores de 1,08 MPa e 0,82 MPa para as misturas com CAP convencional e modificado, nesta ordem. Os resultados foram satisfatórios, uma vez que os valores mínimos estabelecidos para a estabilidade Marshall e resistência à tração por compressão diametral são de 4.900 N e 0,65 MPa, respectivamente, segundo DNIT: ES 031/2006.

Os valores de estabilidade Marshall e RT da mistura com CAP modificado com borracha foram menores comparados aos valores da mistura com CAP convencional. Segundo Dias e Santanna-Greco (2009), essas diferenças são consequências de maiores dificuldades de compactação dos corpos de prova com o asfalto-borracha, dificuldades relacionadas com a manutenção da temperatura e homogeneização das misturas.

As misturas asfálticas trabalhadas por Silva (2009) constituíram-se de duas composições granulométricas que utilizaram as faixas B e C do DNIT: ES 031/2006. Segundo o autor, a faixa B foi usada para tentar avaliar o comportamento da mistura com maior fração de agregado reciclado, e a faixa C foi usada por ser bastante utilizada na pavimentação em Belo Horizonte. Assim foram estudados quatro tipos de misturas asfálticas provenientes das

combinações entre as duas granulometrias e os dois ligantes utilizados: CAP 30/45 e CAP 50/70. A tabela 2 retrata os valores de estabilidade, volume de vazios (Vv), relação betume/vazios (RBV), fluência e RT para as misturas asfálticas; e a tabela 3 traz os valores de módulo de resiliência (MR) realizado com 15% do valor da resistência à tração (RT), valores de novo ensaio de RT e a relação MR/RT realizados por Silva (2009).

Tabela 2: Parâmetros da dosagem Marshall e RT

Misturas	Teor ótimo de ligante (%)	Estabilidade (N)	Vv (%)	RBV (%)	Fluência (mm)	RT (MPa)
CAP 30/45 FAIXA B	9,0	12.495	4,7	78,8	3,1	0,86
CAP 50/70 FAIXA B	9,0	10.987	5,9	74,7	3,6	0,73
CAP 30/45 FAIXA C	9,5	12.191	6,0	74,6	2,9	1,01
CAP 50/70 FAIXA C	9,5	10.995	5,5	76,9	4,0	0,53

Fonte: adaptado de Silva (2009)

Tabela 3: Resultados de MR, RT e a relação MR/RT

Misturas	Teor ótimo de ligante (%)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
CAP 30/45 FAIXA B	9,0	7.223	1,20	6.019
CAP 50/70 FAIXA B	9,0	3.305	0,51	6.480
CAP 30/45 FAIXA C	9,5	6.000	1,04	5.769
CAP 50/70 FAIXA C	9,5	3.864	0,63	6.133

Fonte: adaptado de Silva (2009)

Como o RCD constitui-se de materiais diversos com características diferentes, por exemplo, alguns se constituem de restos de argamassas e rochas, e pode ocorrer que alguns corpos de prova apresentem maior quantidade de argamassa (ou de rocha ou de outro material não convencional) do que outros corpos de prova, o que causa essas diferenças nos valores de RT (Silva, 2009).

O parâmetro MR/RT, segundo Bernucci *et al.* (2006), é utilizado como indicador de vida de fadiga das misturas asfálticas. Este parâmetro envolve tanto a rigidez quanto a resistência do corpo de prova. É desejável obter valores baixos de MR/RT, o que significa baixos valores para o MR (que implica baixa absorção de tensões que causam as trincas do revestimento) e altos valores para o RT (que, em geral, implica também maior resistência à fadiga).

Silva (2009) estudou também a questão da deformação permanente em pavimentos, que é definida como o acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis ocorridas na estrutura quando está submetida à aplicação de cargas por certo período de tempo. As deformações permanentes podem ocorrer pelo decréscimo do volume de vazios da camada de revestimento (ou nas outras camadas) por causa de má compactação ou por ruptura do subleito. A forma mais comum da deformação permanente em pavimentos é a trilha de roda, geralmente observada em corredores de ônibus urbanos. O autor avaliou a deformação permanente das suas misturas asfálticas com agregado proveniente de RCD em um simulador de tráfego, LCPC, do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP. O ensaio de deformação permanente possui o objetivo de avaliar o afundamento de trilha de roda em misturas betuminosas no laboratório, numa escala reduzida de uma pista real. O autor chegou aos resultados expostos na tabela 4.

Tabela 4: Afundamento máximo na trilha de roda a 60 °C

Misturas	Nº ciclos	% da deformação
FAIXA B CAP 30/45	30.000	13,6
FAIXA B CAP 50/70	4.603	21,7
FAIXA C CAP 30/45	30.000	9,9
FAIXA C CAP 50/70	20.000	16,8

Fonte: adaptado de Silva (2009)

As misturas asfálticas com CAP 30/45 mostraram-se mais resistentes à deformação permanente independentemente da faixa granulométrica (B ou C).

Após a realização dos ensaios mecânicos, Silva (2009) realizou análises complementares a fim de avaliar possível degradação do agregado proveniente de RCD utilizado, segundo a norma DNER ME 401/99. Silva (2009, p.144) afirma que “a degradação do agregado, causada pelo processo de impacto do soquete Marshall, é bastante elevada se comparada ao processo de amassamento”.

O autor também explica que na compactação por impacto a degradação na faixa B superou em 44% a da faixa C, e que no processo de amassamento para ambas as misturas, das faixas B e C, a degradação foi semelhante. No simulador, a degradação do agregado, na faixa B após os ciclos de carregamento, foi 13,5% maior que a da faixa C.

Foi observado que o impacto causou fragmentação e deslocou a composição granulométrica para fora da faixa especificada, o que sugere dosar misturas asfálticas por amassamento com o intuito de reduzir a degradação dos agregados e proporcionar, portanto, melhores resultados mecânicos (Silva, 2009).

Valença e Frota (2011) estudaram a substituição do agregado natural por agregados provenientes da britagem de RCD e da fibra do mesocarpo do açaí em misturas asfálticas. A britagem do RCD originou a areia de RCD que foi utilizada no estudo.

Os ensaios mecânicos realizados por Valença e Frota (2011) nas misturas asfálticas, foram RT e MR (com 5%, 10% e 15% da RT). Na tabela 5 são mostrados os resultados dos ensaios de RT e MR das misturas de referência e aquelas que em sua composição englobaram a areia de RCD.

Tabela 5: Ensaios mecânicos

Mistura	RT (MPa)	MR – 5% da RT (MPa)	MR – 10% da RT (MPa)	MR – 15% da RT (MPa)
AAUQ	0,687	508	494	502
AAUQ com RCD	0,935	1.538	1.424	1.289

Fonte: Valença e Frota (2011)

A utilização da areia de RCD proporcionou uma mistura asfáltica com maior módulo de resiliência e resistência à tração do que a mistura convencional (Valença e Frota, 2011).

2.2.1 Agregados de Resíduos de Concreto

Guimarães e Ribeiro (2005) realizaram trabalho sobre misturas asfálticas envolvendo três tipos de agregados: naturais, de resíduo misto e de resíduo de concreto. Os agregados naturais foram do tipo micaxisto, o agregado de resíduo misto (ARM) foi proveniente de entulho composto de resíduo de concreto, cerâmica e argila; e o agregado de resíduo de concreto (ARC) foi proveniente apenas de resíduo de concreto. Os autores concluíram que o ARM não deve ser utilizado em misturas asfálticas, mas o ARC é tecnicamente viável para aplicação em misturas asfálticas.

Rafi *et al.* (2010) produziram três tipos de misturas asfálticas: mistura de referência, mistura com substituição parcial de ARC e mistura com substituição parcial de material fresado. Os percentuais de substituição dos agregados naturais por ARC e material fresado foram 25%, 50% e 75%.

Ao comparar as misturas de referência e as misturas com ARC, a massa específica aparente foi menor na mistura modificada com agregados reciclados porque estes agregados são mais porosos e por isso requerem maior quantidade de asfalto para atingir a mesma densidade que as misturas feitas com agregados naturais. O fato de se utilizar agregado graúdo ou miúdo na mistura asfáltica também influenciou na massa específica aparente da mistura. Os agregados graúdo e miúdo reduzem a massa específica aparente das misturas produzidas com agregados reciclados, mas foi observada maior redução com o agregado graúdo (Rafi *et al.*, 2010).

Segundo Paranalavithana e Mohajerani (2006), foram medidas as densidades dos agregados graúdo e miúdo de duas misturas asfálticas: mistura de referência e mistura com ARC como agregado graúdo. Com relação ao agregado graúdo a mistura com ARC apresentou menor valor de densidade em comparação com a mistura de referência. O agregado graúdo daquela apresentou para a densidade um valor de 2,47 g/cm³ e o agregado graúdo desta, densidade de 2,84 g/cm³. As duas misturas foram constituídas de agregado miúdo natural. Após a combinação dos agregados graúdo e miúdo a densidade dos agregados combinados da mistura com ARC, tornou-se maior: 2,57 g/cm³. A absorção do agregado graúdo foi maior do que a absorção da combinação de agregados para a mistura com ARC: 5,9% contra 4,0%.

O descolamento do ligante do ARC foi de 12% excedendo o limite máximo de 10% da norma AS 2758.5. O ARC também apresentou grande variação (34%) quando submetido a

tensões sob condições seca e úmida. Apesar da grande variação (34%) a norma AS 2758.5 estabelece a variação máxima em 35%. Isto se deve à fácil separação da argamassa do ARC sobre tensões de compressão (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

Paranavithana e Mohajerani (2006) verificaram maior variação da resistência dos agregados entre os estágios úmido e seco para o ARC do que para os agregados naturais, por causa da fácil separação da argamassa de cimento ligada ao ARC sob compressão e esmagamento.

Foram observadas duas tendências nos corpos de prova moldados: o módulo de resiliência (MR) tendeu a diminuir com o aumento do teor de ligante, mas tendeu a aumentar com o maior número de giros durante a compactação. A mistura com ARC apresentou valores de MR menores que os valores apresentados pela mistura de referência devido à baixa resistência da argamassa de cimento ligada ao ARC (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

A deformação obtida no ensaio de deformação lenta cresceu com o aumento do teor de ligante e decresceu com o aumento do nível de compactação, mais giros (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

O volume de vazios diminuiu com o aumento do teor de ligante e com o aumento do número de giros na compactação. A mistura com ARC apresentou volume de vazios maior do que a mistura sem ARC por causa da alta porosidade da argamassa de cimento ligada ao agregado (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

A massa específica cresceu com o aumento do número de giros na compactação. A massa específica da mistura com ARC é menor que a da mistura de referência, porque a baixa densidade da argamassa de cimento que está ligada ao agregado contribuiu para isso (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

O ARC difere do agregado natural por causa da pasta de cimento remanescente na superfície após o processo de reciclagem. Esta pasta é bastante porosa e contribui, portanto, para uma menor densidade das partículas e para uma maior absorção de água (Paranavithana e Mohajerani, 2006).

Wong *et al.* (2007) realizaram 3 misturas híbridas com materiais convencionais e não convencionais. As misturas constituíram-se de substituição de 6% de fíler de ARC não aquecido, substituição de 45% de ARC não aquecido e substituição de 45% de ARC

aquecido. Para este estudo, os materiais empregados pelos autores foram o ligante CAP 60/70, agregado de granito (agregado natural) e o ARC.

Na tabela 6 são apresentados os valores de teor ótimo de ligante e os tamanhos das partículas dos agregados utilizados. Wong *et al.* (2007) produziram amostras com o compactador Marshall (75 golpes) e duas dosagens Marshall foram realizadas. Pelo menos 3 amostras para cada teor foram produzidas nas dosagens, e o teor ótimo foi determinado com base na norma ASTM D 1559-89.

Tabela 6: Diâmetro dos agregados e teor ótimo de ligante

Agregados (tipos)	Diâmetro (mm)	ARC (%)	Granito (agregado natural) (%)	Teor ótimo de ligante (%)
Substituição de 6% de ARC não aquecido	< 0,075	6	94	5,3
Substituição de 45% de ARC não aquecido	< 3,15	45	55	6,5
Substituição de 45% de ARC aquecido	< 3,15	45	55	7,0

Fonte: adaptado de Wong *et al.* (2007)

Com relação à densidade do ARC, os autores encontraram um valor comum na literatura. Na tabela 7 são mostrados os valores de densidade e do impacto Treton dos agregados naturais e reciclados.

Tabela 7: Densidade e valor de impacto Treton dos agregados

Propriedade	ARC	Agregados naturais	Especificação LTA
Densidade (g/cm ³)	2,44	2,63	
Impacto Treton (%)	17,89	10,25	< 30

Fonte: Wong *et al.* (2007)

A presença da argamassa de cimento nas partículas de ARC o torna mais leve, aumenta a absorção, enfraquece as ligações e diminui a resistência à abrasão e por isso a densidade do ARC torna-se menor que a dos agregados naturais. Para 6% de substituição de ARC não aquecido (como filer), a densidade foi de 2,63 g/cm³ e para 45% de substituição a densidade foi de 2,44 g/cm³. Os valores de impacto Treton do agregado mostraram que o

ARC foi mais fraco que os agregados naturais, mas ainda atende à especificação do Land Transport Authority (LTA).

Os teores ótimos obtidos para cada uma das três misturas híbridas foram de: 5,3%; 6,5% e 7% para as substituições do ARC em 6% (não aquecido), 45% (não aquecido) e 45% (aquecido), respectivamente. A tabela 8 mostra os resultados obtidos pela dosagem Marshall.

Tabela 8: Resultados da dosagem Marshall

Mistura	Teor ótimo de ligante (%)	Estabilidade (N)	Fluência (mm)	Volume de vazios (%)	RBV (%)
Com agregados naturais	5,3	12.000	4,0	4,6	75
Com substituição de 6% de ARC não aquecido	5,3	16.000	3,7	4,5	72
Com substituição de 45% de ARC não aquecido	6,5	17.000	2,6	4,9	73
Com substituição de 45% de ARC aquecido	7,0	15.500	2,5	4,5	76
Especificação do LTA		>9.000	2 - 4	3 - 5	75 – 82

Fonte: adaptado de Wong *et al.* (2007)

O maior teor ótimo obtido para a substituição de 45% de ARC é parcialmente atribuído à superfície mais porosa dos agregados de concreto. A estabilidade, fluência, índice de vazios e relação betume/vazios (RBV) atendem à especificação do LTA, exceto o RBV em duas misturas que apresenta valor inferior ao mínimo, porém não tão baixo.

Wong *et al.* (2007) realizaram MR para as misturas produzidas. O ensaio foi realizado em duas temperaturas distintas: 25 °C e 40 °C. Com a temperatura mais alta o MR foi menor, o que indica que a altas temperaturas as misturas asfálticas ficam menos rígidas. Os resultados podem ser vistos na tabela 9.

Tabela 9: Resultados do ensaio de módulo de resiliência

Mistura	MR à 25 °C (MPa)	MR à 40 °C (MPa)
Com agregados naturais	2.250	480
Com substituição de 6% de ARC não aquecido	2.470	490
Com substituição de 45% de ARC não aquecido	3.700	740
Com substituição de 45% de ARC aquecido	3.300	700

Fonte: adaptado de Wong *et al.* (2007)

Oliveira *et al.* (2009) produziram duas misturas asfálticas por meio da metodologia Superpave. As misturas foram a de referência e a de 50% de substituição dos agregados naturais por ARC e ambas utilizaram o CAP 50/70. As caracterizações dos agregados naturais e reciclados são mostradas na tabela 10.

Os autores constataram um aumento do teor de ligante quando foi utilizado ARC nas misturas asfálticas, o que está relacionado com a maior absorção dos ARC em comparação aos agregados naturais (Oliveira *et al.*, 2009). Trabalhos como os de Ron *et al.* (2008) e Dias e Santanna-Greco (2009) revelaram aumento do teor de ligante em misturas com agregados reciclados de RCD.

Com relação aos ensaios mecânicos, Oliveira *et al.* (2009) realizaram MR, RT e vida de fadiga que estão mostrados na tabela 11 com exceção da vida de fadiga.

Os valores de MR e RT obtidos foram maiores para a mistura com 50% de ARC, o que pode ter sido influência do ARC presente na mistura. Por possuir um valor menor de MR/RT a mistura de referência apresentou uma tendência de maior vida de fadiga, provavelmente pela maior flexibilidade da mistura.

Oliveira *et al.* (2009) realizaram o ensaio de fadiga com 3 tensões distintas: 30, 40 e 50% da RT à temperatura de 25 °C, e foi observado que para uma mesma tensão o número de ciclos para romper os corpos de prova da mistura com 50% de ARC foi maior que o da mistura de referência, o que mostra uma influência positiva do ARC nas misturas asfálticas. Ainda segundo estes autores os ensaios ambientais mostraram que os agregados reciclados de concreto são inertes e não são perigosos, portanto, à saúde pública, se forem aplicados em misturas asfálticas.

Tabela 10: Caracterização dos agregados

ARC	
Densidade real do agregado graúdo	2,21
Densidade aparente do agregado graúdo	2,34
Absorção do agregado graúdo (%)	3,50
Densidade real do agregado miúdo	2,58
Densidade aparente do agregado miúdo	2,53
Absorção do agregado miúdo (%)	12,50
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	32,79
BRITA 3/8"	
Densidade real	2,66
Densidade aparente	2,58
Absorção (%)	1,20
BRITA 3/4"	
Densidade real	2,66
Densidade aparente	2,62
Absorção (%)	0,62
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	42,18
PÓ DE PEDRA	
Densidade real	2,64
Massa específica real do fíler (g/cm ³)	2,68

Fonte: adaptado de Oliveira *et al.* (2009)

Tabela 11: Resultados obtidos para MR e RT

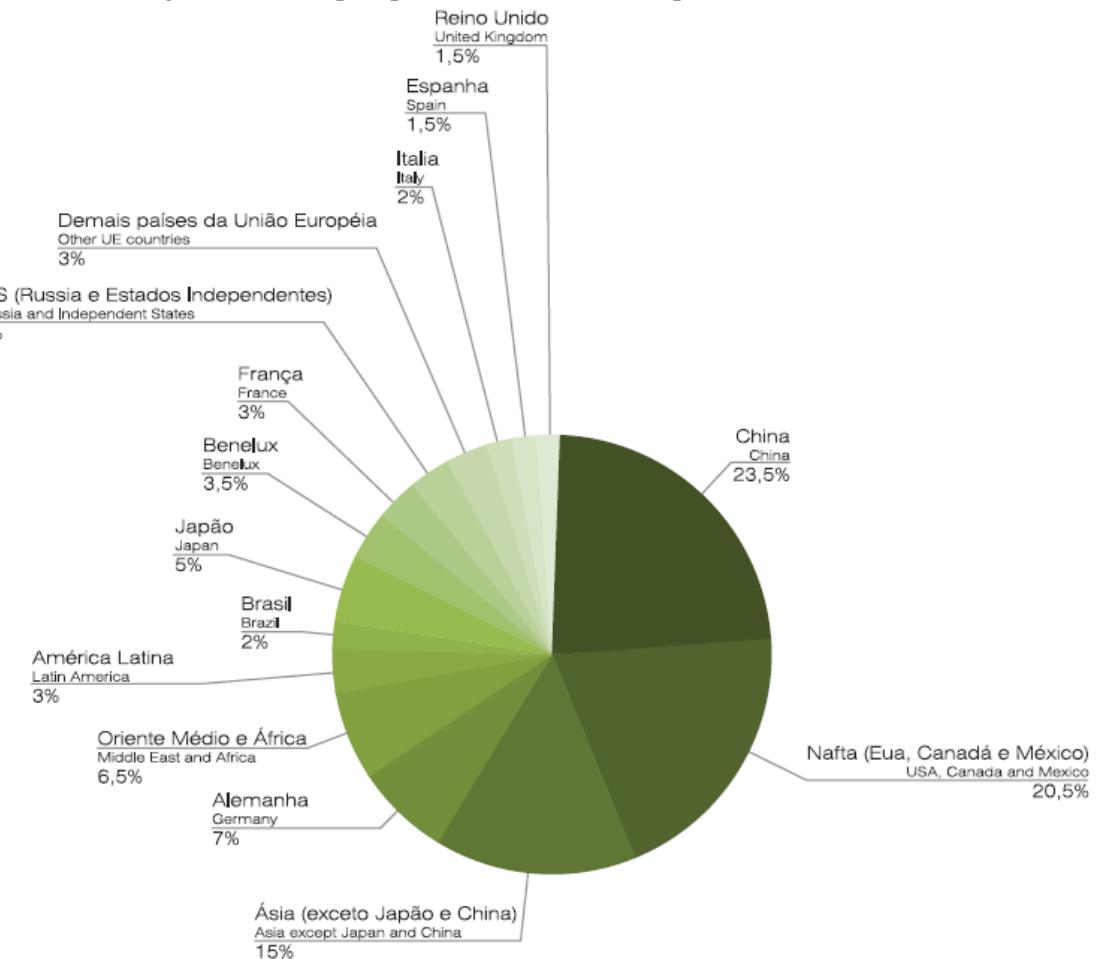
Ensaio	Mistura de referência	Mistura com 50% de ARC
MR (MPa)	2.224	2.935
RT (MPa)	0,83	0,99
MR/RT	2.680	2.965

Fonte: Oliveira *et al.* (2009)

2.3 Polímeros

Em levantamento realizado pela Plastics Europe-Plastics em 2011 pode-se ter uma ideia dos principais produtores de polímeros do mundo, conforme figura 2.

Figura 2 – Principais produtores mundiais de polímeros em 2010



Fonte: Plastics Europe-Plastics the facts (2011)

A produção mundial de polímeros em 2010 foi da ordem de 265 milhões de toneladas. A China é a maior produtora mundial de polímero, seguida do NAFTA (EUA, Canadá e

México) e Ásia (desconsiderando Japão e China). O Brasil ocupa a nona posição empatado com a Itália. A produção brasileira de polímeros em 2011 foi, portanto, da ordem de 530 mil toneladas e por isso se faz importante obter novos meios de reciclagem dos polímeros para que os mesmos não sejam mal-alocados e causem mais problemas ambientais.

Caraschi e Leão (2002) realizaram um estudo para analisar as propriedades mecânicas e termomecânicas de polímeros provenientes de RCD. Estes polímeros foram PP, PEAD, PS e os de uma mistura de polímeros composta de PEAD, PEBD, PS e PP, cujo componente majoritário foi o PEAD. Os autores utilizaram os polímeros virgens PP, PEAD e PEBD como referência para uma comparação com os reciclados provenientes de RCD que por isso foram separados por tipo, moídos e lavados com água para remoção de contaminantes. Os polímeros provenientes de RCD foram secos em estufa a 50 °C e em seguida passaram por extrusão e por fim foram injetados em diferentes temperaturas, 180, 190 e 200 °C, para moldagem de corpos de prova que foram submetidos a ensaios de tração e flexão; os polímeros virgens PP, PEAD e PEBD passaram pelo processo de injeção.

Segundo Caraschi e Leão (2002), o PP, o PEAD e a mistura de polímeros apresentaram, em geral, decréscimo das resistências à tração e à flexão quando foi aumentada a temperatura de injeção. A mistura de polímeros que foi constituída de PEAD (componente majoritário), PEBD, PS e PP apresentou propriedades semelhantes ao PEAD, mas sua resistência à flexão foi maior que a do PEAD reciclado em todas as temperaturas analisadas, provavelmente por causa da presença do PP e PS, que são polímeros mais rígidos.

A partir do estudo realizado por Caraschi e Leão (2002), conclui-se que a resistência à flexão do PEAD pode ser melhorada mediante a adição de PP e PS, portanto a construção de um pavimento com maior flexibilidade poderia minimizar problemas como trincas precoces. Neste caso o problema é entender como adicionar três tipos de polímeros (PEAD, PP e PS) à mistura asfáltica.

Em trabalho realizado por Fang *et al.* (2008), resíduos de EPS e EVA foram incorporados ao ligante asfáltico. Estes resíduos, depois de lavados e secos até o teor de água ser inferior a 1%, foram desintegrados em pequenos fragmentos para serem incorporados ao ligante de 5 maneiras diferentes quanto ao percentual e ao material adicionado ao ligante: 1 adição de apenas EPS, 1 adição de apenas EVA e 3 adições de EPS e EVA com variações percentuais. Além destas, uma mistura com ligante convencional foi realizada para servir como mistura de referência. A tabela 12 mostra os resultados dos ensaios realizados.

Tabela 12: Resultados dos ensaios de caracterização do ligante

	Ductilidade a 5°C (cm)	Ponto de amolecimento (°C)	Penetração (10 ⁻¹ mm)
Ligante convencional	6,6	41	107
Ligante + 6% de EVA	11	53	84
Ligante + 6% de EPS	47	42	99

Fonte: adaptado de Fang *et al.* (2008)

Houve aumento do ponto de amolecimento e, sobretudo da ductilidade, que chegou a dobrar com 6% de EVA e a octuplicar com 6% de EPS. A penetração do ligante diminuiu com as adições de EPS e EVA. Assim as adições de EPS e EVA melhoraram o ligante com aumento da capacidade de formação de fios, maior rigidez e consistência, devido aos aumentos de ductilidade, ponto de amolecimento e decréscimo da penetração, respectivamente (Fang *et al.*, 2008).

Fang *et al.* (2008) buscaram modificações com EPS e EVA que pudessem melhorar as características físicas do ligante. Com os resultados obtidos, foi possível aproveitar as vantagens dos dois polímeros a fim de obter melhor desempenho global do ligante asfáltico.

Zoorob e Suparma (2000) fizeram vários ensaios comparando misturas de referência e modificada com PP e PEVD. A mistura modificada foi realizada com a substituição parcial dos agregados naturais pelos polímeros PP e, principalmente PEVD, em forma de grãos e foi denominada de plastiphalt. Com o ensaio de deformação lenta a 40 °C, observaram que o plastiphalt suportou uma tensão máxima de 7,23 MPa, enquanto a mistura de referência suportou tensão máxima de 13,0 MPa. Porém, a recuperação do plastiphalt foi melhor, já que, a 40°C, apresentou retorno de 14,21%, enquanto a mistura convencional a 40 °C apresentou retorno de 2,75%; para 60 °C a mistura plastiphalt apresentou maior recuperação que a mistura de referência. O plastiphalt apresentou melhor desempenho que a mistura de referência em termos de resistência à umidade (amostras imersas em água por 24 horas a 60 °C). Após a imersão, 100% da estabilidade Marshall da mistura com resíduos plásticos foram mantidos, enquanto na mistura de referência foram mantidos 85% da estabilidade Marshall.

Zoorob e Suparma (2000) estudaram também a possibilidade de reciclar o plastiphalt, ou seja, reciclar uma mistura que utiliza parcialmente polímeros. Para isso simularam envelhecimento de 15 anos do plastiphalt e compararam vários ensaios entre o plastiphalt e o

plastiphalt envelhecido. Na tabela 13 têm-se alguns resultados referentes ao envelhecimento da mistura asfáltica plastiphalt.

Tabela 13: Propriedades das misturas de Plastiphalt (original e envelhecida)

PROPRIEDADES	MISTURAS DE PLASTIPHALT	
	Original	Envelhecida
Quociente Marshall (KN/mm)	6,7	8,7
Ensaio de deformação lenta (dinâmico) – 1 hora; 60°C (MPa)	6,55	11,36
Recuperação/Retorno – duração de 1 hora a 60 °C (%)	12	18

Fonte: adaptado de Zoorob e Suparma (2000)

Os resultados dos ensaios mostraram que a mistura envelhecida superou a mistura original, o que foi explicado pela oxidação do plastiphalt que provocou o envelhecimento do asfalto, causando endurecimento e aumento na rigidez da mistura.

Vasudevan *et al.* (2012) produziram misturas asfálticas nas quais foram utilizados três polímeros, PS, PE e PP, e o processo de incorporação dos polímeros à mistura asfáltica foi via seca. Segundo os autores, a qualidade do agregado e as propriedades de resistência da mistura asfáltica foram melhoradas no processo, pois foram verificadas melhorias nos ensaios de sanidade, resistência à abrasão e adesividade para os agregados. No caso da mistura asfáltica, o polímero, quando envolvido ao agregado, preenche os poros e forma uma película fina, o que torna a mistura mais resistente à umidade e à absorção de água.

As resistências à compressão e à flexão aumentaram com o incremento de polímero e variaram com o tipo de polímero utilizado. Na tabela 14 estão os resultados obtidos por Vasudevan *et al.* (2012).

Tabela 14: Aumento das resistências à flexão e à compressão devido ao incremento de polímero na mistura asfáltica

Polímero	Percentual do polímero	Resistência à flexão (Kg)	Resistência à compressão (toneladas)
PS	10	200	155
	20	210	165
	25	215	170
PE	10	325	250
	20	340	270
	25	350	290
PP	10	350	280
	20	370	290
	25	385	310

Fonte: adaptado de Vasudevan *et al.* (2012)

Vasudevan *et al.* (2012) verificaram por meio do ensaio de sanidade que não houve percentual de desintegração para os agregados revestidos com o polímero porque, ao preencherem os vazios e envolverem o agregado, os polímeros impedem a penetração da água e assim não há formação de sal nos poros, evitando a desintegração dos agregados. O acréscimo de polímero de 1% para 3% decresceu o valor da abrasão *Los Angeles* de 32 para 26 porque os polímeros reduziram a rugosidade dos agregados diminuindo a abrasão. No ensaio de adesividade não houve descolamento do asfalto mesmo após 96 horas.

A ligação entre agregado, polímero e asfalto é explicada por Vasudevan *et al.* (2012) como uma ligação forte que ocorre entre o asfalto e o polímero e entre este e o agregado. Os polímeros e o asfalto são longas cadeias de hidrocarbonetos e quando o asfalto é misturado aos agregados que foram previamente unidos aos polímeros, o asfalto se difunde através da camada de polímeros e se liga ao agregado. A camada de polímeros foi ligada fortemente ao agregado e com o envolvimento do ligante neste processo as ligações entre as moléculas dos polímeros e os constituintes do asfalto se fortalecem.

Sabina *et al.* (2009) explicam que o asfalto quando é adicionado ao polímero que se encontra envolvido com o agregado, observa-se melhor adesão entre asfalto, polímero e agregado devido a fortes ligações intermoleculares. Estas ligações, portanto, são responsáveis pela melhoria da resistência das misturas resultando em misturas com maior durabilidade e estabilidade.

Além do estudo laboratorial, Vasudevan *et al.* (2012) realizaram estudo de campo: 6 rodovias foram observadas, sendo 5 construídas com polímeros e 1 com asfalto convencional. Foram feitos estudos de deflexão com o uso da viga Benkelman, medição de regularidade, massa específica seca “in situ” pelo método do cone de areia, resistência à derrapagem, profundidade da textura pelo método da mancha de areia. Nestes ensaios foi verificado, nas rodovias construídas com misturas asfálticas de agregados com polímeros, que houve desempenho de acordo com as especificações.

Sabina *et al.* (2009), por meio do processo seco, produziram misturas asfálticas com 8% e 15% de PP, além de uma mistura de referência para parâmetro de comparação. Comprovaram que a deformação na trilha de roda foi maior para mistura de referência, 7 mm, comparada às misturas contendo 15% e 8% de PP que apresentaram deformações de 2,7 mm e 3,7 mm, respectivamente. O menor valor de deformação na trilha de roda da mistura com 15% de PP em relação à mistura com 8% de PP é atribuído principalmente à rigidez da mistura devido ao aumento do teor do PP. Assim, segundo Sabina *et al.* (2009), as misturas modificadas com PP são menos susceptíveis à deformação na trilha de roda em relação à mistura de referência.

Os autores Al-Hadidy e Yi-qiu (2009a, 2009b) trabalharam em dois estudos relacionando polímeros à pavimentação. O processo de incorporação do polímero foi por via úmida e foram realizadas 5 misturas em cada estudo: uma de referência e as outras quatro com CAP acrescido do polímero. No estudo realizado em 2009a utilizou-se PP com os percentuais de substituição de 1%, 3%, 5% e 7% e no estudo realizado em 2009b utilizou-se o PEBD com os percentuais de 2%, 4%, 6% e 8%. O maior valor de estabilidade Marshall encontrado pelos autores foi para as adições de 5% e 6% de PP e PEBD, respectivamente.

Al-Hadidy e Yi-qiu (2009a, 2009b) realizaram o ensaio de RT sob duas temperaturas: 25 °C e 60 °C. A adição de PP e PEBD melhorou a RT das misturas asfálticas e para os valores de substituição de 5% e 6% de PP e PEBD, respectivamente, a RT das misturas

situou-se próxima de 1,1 MPa para ambas as temperaturas. Para a temperatura mais baixa as misturas de referência apresentaram RT próxima de 0,9 MPa e para a mais alta apresentaram RT próxima de 0,5 MPa. O ponto de amolecimento apresentou tendência de aumento com as adições de PP e de PEBD, o que indicou melhoria na resistência à deformação das misturas modificadas.

Justo e Veeraragavan (2002) concluíram que o CAP modificado com PE melhora a estabilidade e a vida de fadiga da mistura asfáltica. A estabilidade foi aumentada cerca de 2,6 vezes com relação à mistura de referência para 8% de substituição de PE pelo CAP 80/100. Justo e Veeraragavan (2002) substituíram diferentes percentuais do CAP por PE até no máximo 12% e encontraram o valor de 8% como o ideal para a substituição do CAP pelo PE.

Justo e Veeraragavan (2002) observam ainda que a utilização efetiva dos polímeros provenientes de resíduos na modificação do CAP resulta no aumento do valor destes polímeros que lotam as áreas urbanas. Assim, quando os polímeros não são lançados de qualquer modo nas ruas e ao invés disso são coletados e vendidos por agências, a redução dos danos ambientais é fortalecida.

Tuncan *et al.* (2003) através do processo úmido substituíram 5%, 10% e 20% do CAP 75/100 por polímero e obtiveram como resultados de caracterização do ligante aumento do ponto de amolecimento e diminuição até próximo do valor zero da penetração e ductilidade, assim, a susceptibilidade à temperatura e à viscosidade do ligante foi maior que o do ligante convencional.

A adição de polímero ao ligante aumentou a estabilidade Marshall e a Resistência à Tração Indireta e diminuiu a fluênciadas misturas. Como o polímero foi derretido no processo úmido, o CAP 75/100 tornou-se mais rígido, porém quebradiço, após o processo (Tuncan *et al.*, 2003).

Bindu e Beena (2010) trabalharam com misturas do tipo SMA com teores de ligante entre 6% e 8% e percentual de polímero entre 6% e 12%. As propriedades físicas do polímero envolvido ao agregado mostraram-se boas, por exemplo, tanto a absorção de água de 0,4% quanto a sanidade de 5% dos agregados naturais foram reduzidas para zero nos agregados envolvidos com polímero. A abrasão e o impacto Treton também foram reduzidos de 20% para 16% e de 16% para 14%, respectivamente.

Ao adicionar 10% de polímero à mistura foi obtido o melhor valor para a estabilidade Marshall, 16.820 N, o que correspondeu a um aumento de 64% com relação à estabilidade Marshall da mistura sem adição de polímero de 10.250 N. O teor de 10% de polímero na mistura ajustou o volume de vazios entre 3 e 5% (Bindu e Beena, 2010).

Alguns corpos de prova foram reservados para a dosagem Marshall e outros para a realização da dosagem Marshall com um período de 24 horas de imersão em água a 60 °C. Para a mistura com 10% de polímero obteve-se o melhor resultado de estabilidade Marshall retida. Este resultado foi de 95% contra 79% da mistura de referência, o que mostrou que a mistura elaborada com 10% de polímero é menos afetada pela água do que a mistura de referência (Bindu e Beena, 2010).

Segundo Jimoh e Kolo (2011), os sacos plásticos de PEBD possuem estruturas químicas muito semelhantes à do ligante asfáltico e por isso este autores incorporaram o PEBD ao ligante em diferentes percentuais a fim de analisarem as propriedades mecânicas das misturas obtidas. Para efetivar a incorporação foi necessário converter os sacos de PEBD para o estado semi-sólido e o procedimento ocorreu primeiramente com o aquecimento dos sacos plásticos, depois com a mistura dos sacos aquecidos ao ligante e por fim foi adicionado um solvente (DPK) para que a solubilidade da mistura melhorasse.

O teor ótimo das misturas foi calculado em 6% e a partir dele foram feitas duas modificações: substituição parcial do ligante pelo PEBD e adição de PEBD ao ligante, conforme explicitado na tabela 15. Os melhores resultados de estabilidade Marshall obtidos por Jimoh e Kolo (2011) foram das misturas de números 2 e 8.

D'Antona e Frota (2011) estudaram misturas asfálticas com modificação do CAP 50/70 pela adição de EVA e verificaram diminuição da penetração e aumento do ponto de amolecimento e da viscosidade, comparados ao CAP convencional, o que indicou maior consistência e menor susceptibilidade à deformação permanente. Os ensaios de deformação permanente e fadiga apontaram melhorias na elasticidade e na resistência à deformação.

Tabela 15: Modificações do ligante

Número da mistura	Notas	Teor de ligante (%)	Teor de PEBD (%)	Total (%)
1	Mistura de referência	6	0	6
2		5	1	6
3		4	2	6
4	Substituição parcial de PEBD	3	3	6
5		2	4	6
6		1	5	6
7		6	1	7
8		6	2	8
9	Adição de PEBD	6	3	9
10		6	4	10
11		6	5	11

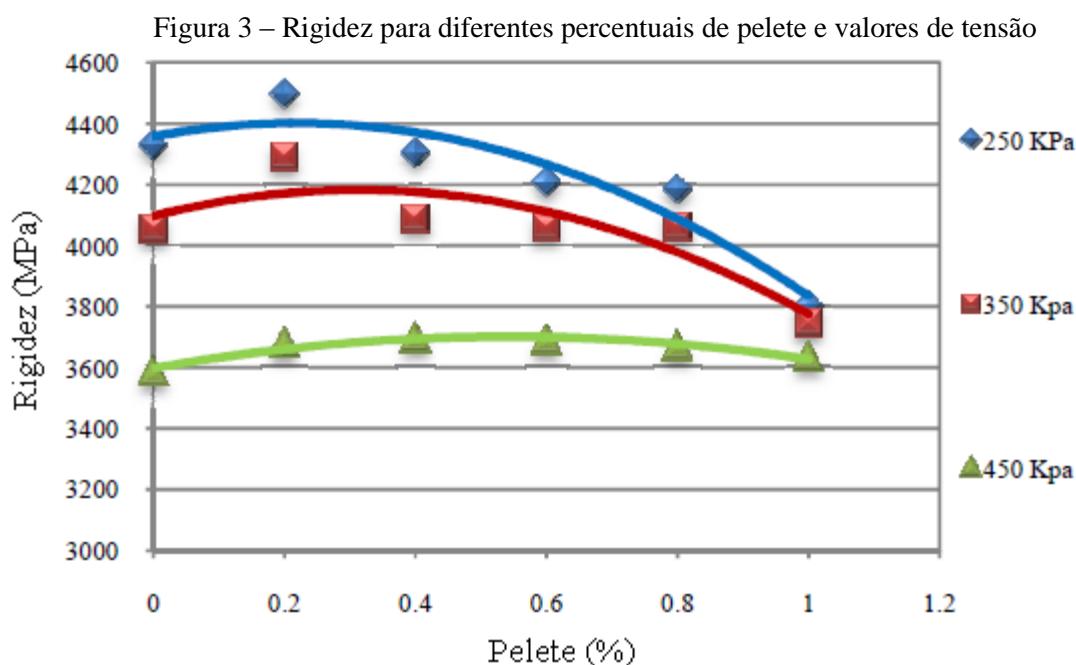
Fonte: Jimoh e Kolo (2011)

Siddharth (2012) por meio do processo seco substituiu o PEBD em 3%, 6% e 9% em suas misturas asfálticas e obteve melhorias na estabilidade Marshall em comparação às misturas de referência.

2.3.1 Polietileno Tereftalato

As garrafas plásticas de PET podem ser utilizadas em pavimentação, e Moghaddam e Karim (2012) utilizaram o processo seco para adicionar pelete às misturas asfálticas. O pelete foi obtido a partir do corte, Trituração e peneiração das garrafas plásticas de PET e utilizaram-se as partículas com diâmetro menor que 2,36 mm. Foram produzidas 6 misturas asfálticas por meio do método Marshall com 50 golpes em cada face dos corpos de prova: uma mistura de referência e as outras cinco com pelete com as substituições de 0,2%; 0,4%; 0,6%; 0,8% e 1,0% em relação à massa de agregados. As misturas foram feitas com o CAP 80/100 e foram realizados os ensaios de rigidez, fadiga, estabilidade e fluênciadas mesmas.

A rigidez da mistura foi obtida como uma relação entre tensão aplicada e deformação sofrida pela amostra. Na figura 3 encontra-se a rigidez para cada tipo de mistura, que foi obtida a partir dos diferentes níveis de tensão aplicados de 250 kPa, 350 kPa e 450 kPa em função dos diferentes percentuais de pelete empregados: 0,2%; 0,4%; 0,6%; 0,8% e 1%.



Fonte: Moghaddam e Karim (2012)

Para os diferentes níveis de tensão considerados (250 kPa, 350 kPa e 450 kPa) as misturas com 1% de pelete apresentaram quase o mesmo valor de rigidez e com o aumento do nível de tensão e da adição de pelete a rigidez diminuiu.

Moghaddam e Karim (2012) utilizaram as mesmas tensões de 250 kPa, 350 kPa, 450 kPa no ensaio de fadiga por tração indireta e verificaram que as misturas com adição de pelete possuem vida de fadiga superior à das misturas de referência. Para uma tensão de 250 kPa, foram necessários quase 30.000 ciclos para rompimento dos corpos de prova da mistura de referência, enquanto para a mistura com 1% de pelete foi necessário um pouco mais de 60.000 ciclos para o rompimento. Assim foi necessário mais que o dobro de ciclos para romper os corpos de prova com 1% de pelete em relação aos corpos de prova da mistura de referência. O pelete proporciona melhoria nas propriedades elásticas da mistura e por isso a vida de fadiga é ampliada. Além disso, o pelete ajuda na absorção da energia que é produzida pelas cargas repetitivas, adiando o aparecimento das fissuras e a propagação destas nas misturas asfálticas.

O valor máximo da estabilidade Marshall foi atingido com a substituição de 0,4% de pelete, e para percentuais maiores de pelete a estabilidade decresceu. A fluência aumentou com o acréscimo do teor de ligante asfáltico e com o acréscimo de pelete (Moghaddam e Karim, 2012).

Hassani *et al.* (2005) compararam misturas asfálticas cujos agregados graúdos foram substituídos parcialmente por pelete com misturas asfálticas de referência. Estes autores afirmaram que as misturas asfálticas oferecem boa oportunidade para utilizar grandes volumes de PET no campo da engenharia civil e produziram misturas substituindo parcialmente o agregado graúdo por pelete em 5%; 7,5%; 10%; 12,5% e 15% com relação à massa total da mistura. O pelete utilizado tinha diâmetro de $3\text{mm} \pm 0,3\text{mm}$. Durante a dosagem Marshall, os agregados foram aquecidos a $140\text{ }^{\circ}\text{C}$ e o ligante (CAP 60/70) a $180\text{ }^{\circ}\text{C}$ e foram dados 50 golpes em cada face do corpo de prova.

As principais conclusões do trabalho de Hassani *et al.* (2005) foram: a substituição de 5% de agregado graúdo por pelete resultou numa redução de 2,8% da densidade, apresentou elevado quociente Marshall com menor fluência e menor redução da estabilidade em comparação com as outras misturas com maiores substituições de pelete: 7,5%; 10%; 12,5% e 15%. Hassani *et al.* (2005) verificaram que para 5% de substituição do PET pelo agregado graúdo a mistura apresentou praticamente a mesma estabilidade, fluência e quociente Marshall comparada à mistura de referência.

Ahmadinia *et al.* (2011) por meio do processo seco produziram misturas asfálticas com CAP 80/100, agregados naturais, cimento Portland como fíler e percentuais de PET da ordem de 2%, 4%, 6%, 8% e 10%, porém, a novidade empregada pelos autores foi adicionar o PET após agregados e CAP terem sido misturados. Todo o processo de mistura ocorreu aproximadamente em 5 minutos e foram dados 50 golpes em cada face dos corpos de prova com o compactador Marshall. Os autores utilizaram o processo seco com a adição de PET após a mistura entre agregados e CAP com o intuito de tentar manter a forma e as propriedades do PET ao máximo nas misturas.

As misturas com PET apresentaram estabilidade Marshall superior à estabilidade da mistura de referência, exceto a mistura com 10% de PET. Até 6% de PET houve tendência de aumento da estabilidade e de 6 a 10% a estabilidade diminuiu; com 6% de PET a mistura apresentou valor máximo de estabilidade Marshall (Ahmadinia *et al.*, 2011).

Com relação à fluência houve comportamento decrescente até 4% de PET, aumentando de 4% a 10% de PET. Assim, o alto percentual de PET contribuiu para elevada fluência e baixo valor de estabilidade, o que resulta em misturas menos rígidas (Ahmadinia *et al.*, 2011).

O quociente Marshall relaciona a estabilidade com a fluência, de modo que quanto maior o seu valor, as misturas se apresentam mais rígidas e mais resistentes contra deformações graves resultantes de carregamento pesado. As misturas com 2%, 4% e 6% de PET apresentaram os maiores valores de quociente Marshall (QM) e as misturas com 8% e 10% de PET apresentaram QM inferior ao da mistura de referência (Ahmadinia *et al.*, 2011).

Com respeito à massa específica do PET e ao volume de vazios das misturas, Ahmadinia *et al.* (2011) destacaram que o PET possuiu menor massa específica comparada à dos agregados naturais, e por isso as misturas asfálticas contendo PET apresentaram massas específicas menores que a massa específica da mistura de referência. A mistura com volume de vazios elevado é mais propícia ao trincamento porque alguns agregados não são recobertos completamente pelo CAP gerando maior atrito entre eles. As misturas com menor volume de vazios são mais susceptíveis à fluência plástica e à exsudação. Com a adição de PET triturado às misturas dá-se um aumento da área superficial dos agregados, o que dificulta o recobrimento dos mesmos pelo ligante e, portanto, um maior volume de vazios é obtido.

Capítulo 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

Os materiais empregados nesta pesquisa para a produção das misturas asfálticas foram os agregados naturais – brita 19, brita 12 e pó de pedra – os agregados de resíduos de concreto, o pelete e o cimento asfáltico de petróleo (CAP). Os agregados naturais e o CAP foram doados pela usina NOVATEC, os agregados de resíduos de concreto foram obtidos da USIBEN e o pelete foi cedido pela REPET. A coleta dos agregados naturais e dos agregados de resíduos de concreto foi realizada segundo a DNER-PRO 120/97. De posse de todos estes materiais e após a caracterização dos agregados e do ligante asfáltico, a parte experimental da pesquisa referente aos ensaios mecânicos foi iniciada no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

3.1.1 Agregados Naturais

Os agregados naturais inicialmente adquiridos para a realização deste trabalho foram brita 19, brita 12, pó de pedra, areia fina e fíler (cal). Antes da realização de quaisquer ensaios, foi feito o quarteamento destes materiais com base na norma DNER-PRO 199/96, exceto para o fíler. Dois dos cinco tipos dos agregados naturais não foram utilizados na pesquisa devido às composições granulométricas das misturas que serão explicadas mais adiante. A figura 4 apresenta os agregados naturais utilizados.

Figura 4 – Agregados naturais utilizados

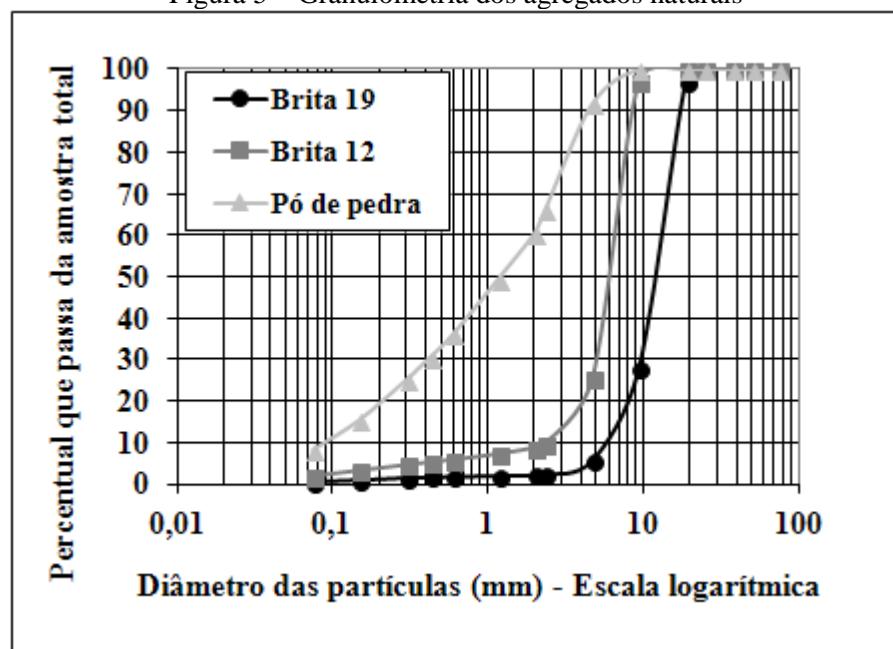


Fonte: Elaboração do autor (2012)

Para a caracterização dos agregados naturais foram realizados os ensaios de granulometria, abrasão *Los Angeles*, absorção e densidade.

A granulometria da brita 19, brita 12 e do pó de pedra pode ser observada na figura 5.

Figura 5 – Granulometria dos agregados naturais



De acordo com a figura 5, os agregados naturais demonstram ser de graduação aberta, isto é, apresentam distribuição dos grãos contínua, mas com pouco material fino. Com os resultados da granulometria, determinou-se a proporção dos agregados de modo que a mistura asfáltica se enquadrasse nos limites da faixa granulométrica adotada (faixa C). Posteriormente, a proporção dos agregados para cada mistura asfáltica é mostrada.

A tabela 16 mostra os resultados obtidos para os ensaios de abrasão *Los Angeles*, absorção e densidade dos agregados naturais.

Tabela 16 – Resultados de abrasão *Los Angeles*, absorção e densidade

Ensaio	Norma	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	DNER-ME 035/98	42,10	34,70	-
Absorção (%)	DNER-ME 081/98	0,68	0,68	-
Densidade aparente (g/cm ³)	DNER-ME 081/98	2,61	2,63	-
Densidade real (g/cm ³)	DNER-ME 084/95	-	-	2,66

De acordo com especificações brasileiras, a abrasão *Los Angeles* de agregados utilizados em camadas de base e revestimento de pavimentos deve ficar compreendida entre 40% e 55%. A brita 19 atendeu esta exigência, a brita 12 ficou abaixo dos 40%, porém isso não representa problema, porque um baixo valor de abrasão *Los Angeles* significa que o agregado resistiu melhor ao desgaste. Alguns trabalhos como Ron *et al.* (2008), Melo (2009), Rafi *et al.* (2010) e Vasudevan *et al.* (2012) obtiveram resultados para a abrasão *Los Angeles* entre 27% e 46% para os agregados naturais ensaiados e nesta dissertação os valores obtidos estão entre os mesmos valores, o que indica uma convergência dos resultados de abrasão *Los Angeles* para os agregados naturais. Rafi *et al.* (2010) e Melo (2009) usaram a norma ASTM C 131 enquanto Ron *et al.* (2008) usaram a mesma norma desta dissertação, enquanto Vasudevan *et al.* (2012) não mencionaram a norma utilizada.

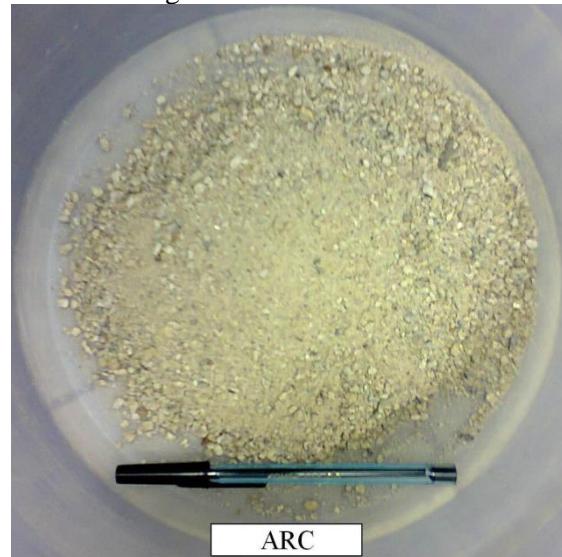
As absorções das britas 12 e 19 foram menores que 1%, o que resulta em pouca absorção do ligante e consequentemente em baixo consumo do mesmo na realização da mistura asfáltica. Os autores supracitados realizaram o ensaio de absorção dos agregados naturais, com exceção de Vasudevan *et al.* (2012), e obtiveram valores entre 0,1% e 1,1%, o que indica que os agregados naturais em geral possuem absorção menor ou igual a 1%. As normas utilizadas por Rafi *et al.* (2010) e Melo (2009) foram, respectivamente, ASTM C127 e AASHTO T85, Ron *et al.* (2008) não mencionaram a norma utilizada.

Com relação aos resultados obtidos da densidade dos agregados naturais, os mesmos estão de acordo com as normas utilizadas e aproximam-se significativamente dos valores encontrados nos estudos de Rafi *et al.* (2010), Melo (2009), Ron *et al.* (2008), Wong *et al.* (2007) e Bindu e Beena(2010), que se situaram entre 2,60 g/cm³ e 2,67 g/cm³.

3.1.2 Agregados de Resíduos de Concreto

O material reciclado utilizado foi o ARC e seguiu-se o mesmo procedimento utilizado para os agregados naturais: inicialmente foi realizado o quarteamento, segundo a mesma norma, a fim de homogeneizar o material. A figura 6 mostra o ARC utilizado.

Figura 6 – ARC utilizado



Fonte: Elaboração do autor (2012)

Os ensaios de granulometria e massa específica do ARC foram realizados por Lacerda e Melo (2012). A granulometria do ARC será mostrada juntamente com a do pelete. O valor obtido para a massa específica do ARC foi de 2,44 g/cm³.

3.1.3 Polímero

O polímero utilizado foi o pelete e como o mesmo apresentou alguns resíduos que foram visualmente identificados, realizou-se um peneiramento com a peneira #4,8mm a fim de se eliminar tais resíduos e de obter assim um material mais homogêneo para ser utilizado. A figura 7 mostra o pelete antes e depois de passar pela peneira #4,8mm. O diâmetro do pelete foi de aproximadamente 3 mm.

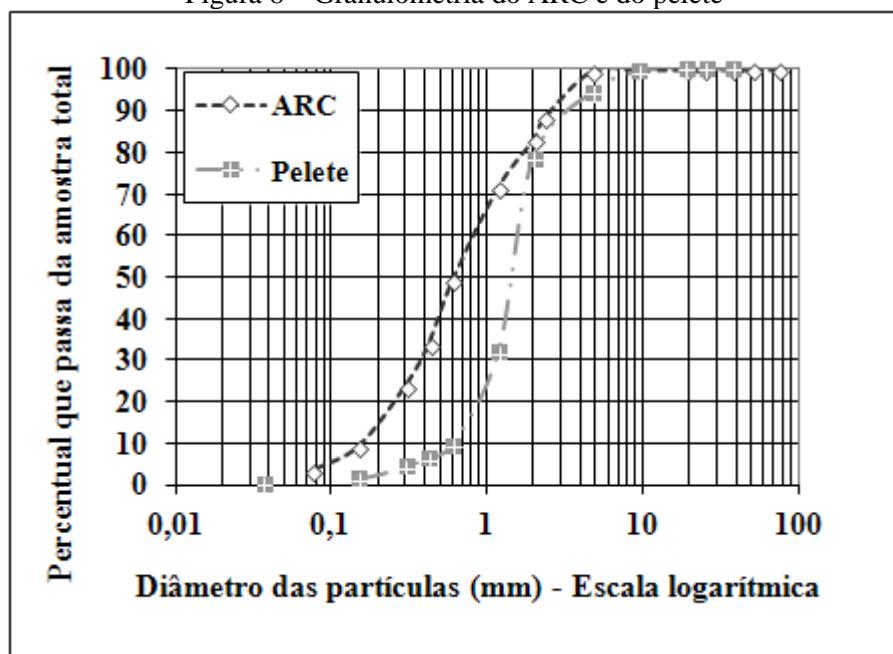
Figura 7 – Pelete



Fonte: Elaboração do autor (2012)

A granulometria do pelete foi realizada por Pinto *et al.* (2010). As granulometrias do ARC e do pelete são mostradas na figura 8.

Figura 8 – Granulometria do ARC e do pelete



Fonte: adaptado de Lacerda e Melo (2012) e Pinto *et al.* (2010)

O ARC e o pelete demonstram ter uma graduação densa, ou seja, aquela que apresenta uma distribuição granulométrica equilibrada entre partículas maiores e partículas mais finas de maneira contínua.

3.1.4 Cimento Asfáltico de Petróleo

A figura 9 mostra o CAP 50/70 utilizado durante a produção dos corpos de prova.

Figura 9 – CAP 50/70



Fonte: Elaboração do autor (2012)

Os ensaios de caracterização realizados para o CAP 50/70 foram realizados na AB-UN/LUBNOR em 24/05/2012. Os resultados mostrados na tabela 18 foram obtidos do certificado emitido pela LUBNOR, e que foi cedido por uma empresa de pavimentação da região.

De acordo com a Tabela 17, os resultados estão em conformidade com as normas. A denominação de CAP 50/70 é justificada pela penetração que se situou entre 50 e 70 décimos de milímetro. As viscosidades obtidas para as temperaturas de 135 °C, 150 °C e 177 °C indicaram que o CAP 50/70 se apresentou como ótimo ligante sendo menos viscoso com o aumento da temperatura, o que facilitou o processo de mistura com os agregados. Houve pouca perda da massa do asfalto após o envelhecimento, menos de 0,5%, e o CAP se apresentou puro, pois não foi detectado nenhum percentual de impureza no ensaio de solubilidade no tricloroetileno. O ligante foi utilizado com segurança durante a produção das misturas asfálticas, pois seu ponto de fulgor foi superior a 300 °C e não houve aparição de espuma no ensaio de aquecimento a 177 °C. Deste modo, pôde-se concluir que o CAP 50/70 ensaiado apresentou boas características para a produção das misturas asfálticas.

Tabela 17: Resultados dos ensaios de caracterização do CAP 50/70

Ensaio	Limites especificados	Resultado
Penetração	50 a 70	59 (0,1)mm
Ponto de amolecimento	Mínimo de 46	48,2 °C
Viscosidade Brookfield 135 °C-SP21 20RPM	Mínimo de 274	468 cP
Viscosidade Brookfield 150 °C-SP21	Mínimo de 112	229 cP
Viscosidade Brookfield a 177 °C-SP21	57 a 285	83 cP
RTFOT Penetração retida	Mínimo de 55	68%
RTFOT Aumento do ponto de amolecimento	Máximo de 8	5,2 °C
RTFOT Ductilidade a 25 °C	Mínimo de 20	> 150 cm
RTFOT Variação em massa	-0,50 a 0,50	0,045%
Ductilidade a 25 °C	Mínimo de 60	> 150 cm
Solubilidade no tricloroetileno	Mínimo de 99,5	100% massa
Ponto de Fulgor	Mínimo de 235	> 300 °C
Índice de Susceptibilidade térmica	-1,5 a 1,7	-1,3
Aquecimento a 177 °C	Não espumar	Não espumou

Fonte: adaptado de LUBNOR (2012)

Estes resultados foram próximos dos obtidos por Silva (2009) para o CAP 50/70. Em geral, o ponto de amolecimento obtido por outros autores como Silva (2009), Melo (2009), Al-Hadidy e Yi-Qiu (2009), Bindu e Beena (2010) e Hassani *et al.* (2005) gira em torno de 50 °C, exceto para Fang *et al.* (2008) que obtiveram ponto de amolecimento de 41 °C. A ductilidade superou 150 cm, e comparada a outros valores de ductilidade obtidos por Hassani *et al.* (2005), Bindu e Beena (2010), Fang *et al.* (2008), Melo (2009), Rafi *et al.* (2010) e Al-Hadidy e Yi-Qiu (2009), que apresentaram variação de 50 cm a 150 cm concluiu-se que o ligante utilizado nesta dissertação tem alta capacidade de ser reduzido a fios sem romper-se. Com relação ao ponto de fulgor foi obtido valor superior a 300 °C, e alguns autores como Silva (2009) e Melo (2009) obtiveram valores acima de 300 °C, e outros como Al-Hadidy e Yi-Qiu (2009) e Bindu e Beena (2010) apresentaram valores inferiores a 300 °C para o mesmo parâmetro. Esta variação não é significativa e resulta dos diferentes tipos de ligantes utilizados pelos diversos autores.

3.2 Métodos

Os métodos da pesquisa se dividem em métodos de ensaio e de trabalho. Os métodos de ensaio diferiram de ensaio para ensaio, pois foi utilizado o procedimento específico descrito nas normas técnicas para cada ensaio. Para esta dissertação, os procedimentos foram todos embasados em métodos de ensaio brasileiros e norte-americanos. As tabelas 18, 19 e 20 mostram todos os ensaios realizados e as respectivas normas utilizadas na pesquisa. As normas DNER-PRO 120/97 e DNER-PRO 199/96 foram utilizadas para a coleta dos materiais e quarteamento dos mesmos e a especificação de serviço DNIT 031/2006 foi utilizada para a escolha da faixa granulométrica das misturas asfálticas.

O método de trabalho consistiu numa pesquisa bibliográfica relacionada à pavimentação (capítulo 2) e na obtenção e análise dos dados das misturas asfálticas produzidas (capítulo 4). O método de trabalho foi planejado com base nos objetos de estudo, que foram misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico (CA): mistura de referência, mistura com ARC, mistura com pelete e mistura com pelete e ARC. Para coletar os dados foram utilizados os instrumentos de coleta de dados que foram quadros referentes aos ensaios realizados. Estes quadros continham a identificação dos ensaios, as datas de realização dos mesmos e o devido espaço para o preenchimento dos dados e podem ser consultados no apêndice 1.

Tabela 18: Agregados – ensaios de caracterização e respectivas normas

Ensaio	Norma
Agregados – análise granulométrica	DNER-ME 083/98
Agregados – abrasão “Los Angeles”	DNER-ME 035/98
Agregados – absorção e densidade de agregado graúdo	DNER-ME 081/98
Agregado miúdo – densidade real	DNER-ME 084/95

Tabela 19: CAP 50/70 – ensaios de caracterização e respectivas normas

Ensaio	Norma
Penetração	ASTM D5
Ponto de amolecimento	ASTM D36
Viscosidade Brookfield 135 GC-SP21 20 RPM	ASTM D4402
Viscosidade Brookfield 150 GC-SP21	ASTM D4402
Viscosidade Brookfield 177 GC SP21	ASTM D4402
RTFOT – penetração retida	ASTM D5
RTFOT –Aumento de ponto de amolecimento	ASTM D36
RTFOT – Ductilidade a 25 GC	ASTM D113
RTFOT – Variação em massa	ASTM D2872
Ductilidade a 25 GC	ASTM D113
Solubilidade no tricloroetileno	ASTM D2042
Ponto de fulgor	ASTM D92
Índice de susceptibilidade térmica	ASTM X018
Aquecimento a 177 GC	ASTM X215

Tabela 20: Misturas asfálticas – ensaios mecânicos e respectivas normas

Ensaio	Norma
Ensaio Marshall	DNER-ME 043/95
Resistência à tração por compressão diametral	DNIT 136/2010 – ME
Módulo de resiliência	ASTM D4123-82
Lottman	AASHTO T283

Os dados obtidos referentes às misturas asfálticas foram analisados por meio de comparações entre os parâmetros estabilidade Marshall, volume de vazios e relação betume/vazios sempre com o auxílio da norma DNIT 031/2006 que especifica os limites destes parâmetros. Foram comparados ainda a resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), relação MR/RT e umidade induzida por meio do ensaio Lottman das misturas de referência, das misturas modificadas e das misturas produzidas por outros autores.

3.2.1 Ensaios de Caracterização

Foi realizada a caracterização física para os agregados naturais, ARC, pelete e CAP de acordo com o que foi exposto nas tabelas 18 e 19. O CAP 50/70 foi obtido com certificado de ensaio e os ensaios foram realizados no laboratório AB-UN/LUBNOR. Os demais materiais foram ensaiados no Laboratório de Geotecnica e Pavimentação (LAPAV) da UFPB.

3.2.1.1 Análise Granulométrica

Os agregados naturais e os ARC foram secos em estufa a 110 °C por 24 horas e resfriados a temperatura ambiente antes de se iniciar o ensaio. A granulometria destes agregados foi realizada de forma manual e seguiu-se a norma DNER-ME 083/98. Para a realização da granulometria do pelete não houve aquecimento como nos demais materiais e o peneiramento foi manual. A análise granulométrica do ARC foi realizada por Lacerda e Melo (2012) e a do pelete por Pinto *et al.* (2010).

3.2.1.2 Abrasão *Los Angeles*

Este ensaio foi realizado apenas para os agregados naturais brita 19 e brita 12 que foram secos em estufa a 110 °C até a constância de peso. Foi realizado um peneiramento conforme a DNER-ME 35/098 de modo a se obter as amostras a serem ensaiadas e foram escolhidas as graduações B e C, respectivamente, para as brita 19 e brita 12. As massas das amostras secas antes de serem ensaiadas foram de 5000 g conforme a mesma norma.

3.2.1.3 Absorção e Densidade do Agregado Graúdo

A absorção e densidade das britas 19 e 12 foram determinadas conforme a DNER-ME 081/98. Segundo a norma, foram utilizadas amostras das britas 19 e 12 com massas iniciais de 3000 g e 2000 g, respectivamente.

3.2.1.4 Densidade do Agregado Miúdo

Neste ensaio utilizou-se a norma DNER-ME 084/95, foi realizado com o pó de pedra (agregado natural) e o ARC, e para ambos foram preparadas duas amostras cada uma de 500 g formadas de material retido entre as peneiras #4,8 mm e #0,075 mm, conforme a mesma norma. Das duas amostras ensaiadas obtiveram-se resultados, e foi considerado o valor médio entre eles. A densidade do ARC foi realizada por Lacerda e Melo (2012).

3.2.1.5 Ensaios de Caracterização do Cimento Asfáltico de Petróleo

O ensaio de penetração foi realizado à temperatura de 25 °C, com uma agulha de massa padronizada de 100 g e com duração de 5 s.

O ponto de amolecimento indica a temperatura a partir da qual o CAP aumenta sua trabalhabilidade tornando-se menos viscoso. Este ensaio consistiu em colocar uma bola de aço padronizada numa amostra de CAP que esteve confinada dentro de um anel metálico padronizado. A bola juntamente com o CAP e o anel foram colocados dentro de um béquer com água que foi aquecida a uma taxa de 5 °C/minuto. O ponto de amolecimento é a temperatura na qual a amostra de CAP amolece o suficiente para que a bola toque o fundo do béquer. Duas bolas de aço, duas amostras de CAP e dois anéis metálicos são utilizados no ensaio simultaneamente dentro do béquer. As duas bolas devem tocar o fundo do béquer com uma diferença mínima de 2 °C de temperatura, caso contrário o ensaio é refeito.

Para o CAP utilizado nesta pesquisa foi realizada a viscosidade Brookfield a 135 °C, 150 °C e 177 °C que representam as temperaturas de, respectivamente, compactação da mistura em campo, lançamento da mistura em campo e preparação da mistura na usina. A viscosidade Brookfield é obtida por meio de rotações de uma haste metálica mergulhada numa amostra de CAP.

Os quatro ensaios realizados com o CAP após processo de envelhecimento em laboratório foram: RTFOT – Penetração retida, que fornece o percentual da penetração remanescente após envelhecimento da amostra de CAP em laboratório; RTFOT – Aumento do ponto de amolecimento, que fornece o aumento do valor de ponto de amolecimento após o envelhecimento da amostra que, segundo a norma utilizada, deve ser de no máximo 8 °C; RTFOT – Ductilidade a 25 GC que fornece o resultado da nova ductilidade a 25 °C após o envelhecimento da amostra de CAP e RTFOT – Variação em massa que fornece a variação da massa da amostra de CAP após o envelhecimento que deve situar-se entre -0,5% e 0,5% da massa inicial.

O ensaio de ductilidade forneceu a medida em centímetros do alongamento de uma amostra de CAP, antes de seu rompimento, que foi esticada à taxa de 5 cm/minuto em ambas as extremidades e ficou mergulhada em água a 25 °C durante todo o ensaio segundo a ASTM D113.

O ensaio de solubilidade no tricloroetileno consistiu em dissolver o CAP no tricloroetileno (solvente) e filtrá-lo. O material retido no filtro é a quantidade de impurezas do CAP. A norma ASTM D2042 estabelece o mínimo de pureza de 99,5% da massa do CAP ensaiado.

O ponto de fulgor é a menor temperatura na qual os vapores de CAP se inflamam e a norma ASTM D92 estabelece um mínimo de 235 °C para o ponto de fulgor. Este ensaio está ligado à segurança durante o manuseio e transporte do CAP.

O Índice de susceptibilidade térmica varia entre -1,5 e 0,7 segundo a norma ASTM X018 e indica se o CAP é muito sensível ou não a mudanças de temperatura. Quanto mais próximo de zero este índice indica que o CAP é pouco suscetível a mudanças de temperatura.

O ensaio de aquecimento a 177 °C possui a finalidade de observar se o CAP espuma ou não à temperatura de 177 °C. Caso espume o CAP provavelmente está contaminado e/ou contém água e por isso não é recomendado utilizá-lo.

3.2.2 Dosagem Marshall

Para a realização das dosagens Marshall foram utilizados cinco teores de CAP: o teor provável e mais quatro teores. O teor provável de CAP (T) foi calculado em função da superfície específica do agregado e os demais teores utilizados foram $T \pm 0,5\%$ e $T \pm 1,0\%$. Para cada um dos cinco teores foram moldados três corpos de prova e o cálculo de T foi realizado com as granulometrias dos agregados e com as expressões 1 e 2. A primeira expressão corresponde à fórmula de Duriez.

$$100A = 0,17G + 0,33g + 2,30S + 12,0s + 135f \quad (1)$$

Em que:

A : Superfície específica em m^2/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.

$$T = K \sqrt[5]{A} \quad (2)$$

Em que:

T : teor provável de CAP;

K : coeficiente de riqueza (Para concreto asfáltico – CBUQ – tem-se $K = 3,75$);

A : Superfície específica.

O percentual em massa de cada agregado foi ajustado em função dos teores de CAP através da fórmula 3.

$$\%n = \%n * (100\% - T') \quad (3)$$

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.

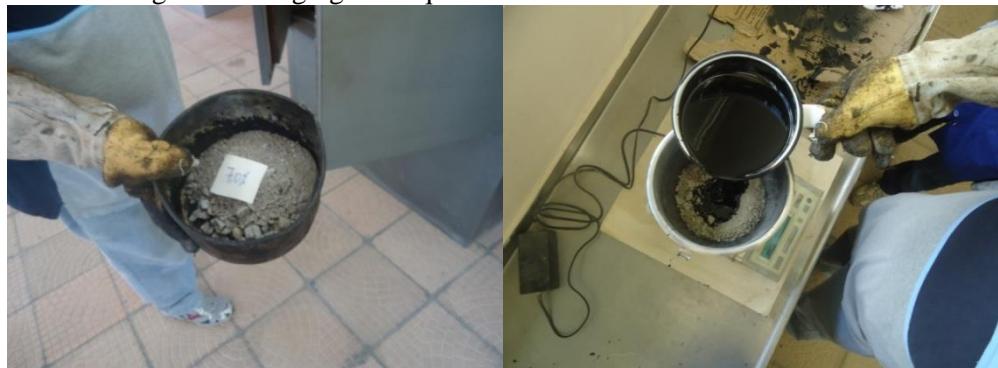
Após o ajuste do percentual em massa dos agregados em função dos teores de CAP houve a preparação das amostras: os agregados inicialmente foram secos a 100 °C pelo menos por 24 horas, depois foram pesados de acordo com as proporções obtidas no ajuste e ensacados de maneira que cada saco continha o material suficiente para moldar um corpo de prova. Durante as dosagens foi seguido todo o procedimento descrito na norma DNER-ME 043/95. As figuras 10, 11 e 12 ilustram algumas etapas das dosagens Marshall realizadas.

Figura 10 – Agregados ensacados



Fonte: Elaboração do autor (2012)

Figura 11 – Agregados aquecidos em estufa misturados ao CAP 50/70



Fonte: Elaboração do autor (2012)

Figura 12 – Compactação Marshall e desmoldagem de corpo de prova



Fonte: Elaboração do autor (2012)

As temperaturas de aquecimento dos agregados e do ligante foram, respectivamente, 170 °C e 160 °C e as temperaturas de mistura e de compactação estiveram por volta dos 150 °C. Foram dados 75 golpes em cada face dos corpos de prova e os moldes cilíndricos estiveram aquecidos a 150 °C para garantir a temperatura de compactação. A desmoldagem foi feita após 24 horas desde a moldagem. Foram obtidas as alturas, massa seca (M_s) e massa submersa (M_{sub}) e com os valores de M_s e M_{sub} foi obtida a massa específica aparente (Gmb).

O volume V e a Gmb foram calculados pelas expressões 4 e 5, respectivamente.

$$V = M_s - M_{sub} \quad (4)$$

$$Gmb = \frac{M_s}{V} \quad (5)$$

O cálculo da densidade máxima teórica (DMT) em função do teor de CAP foi dado pela fórmula 6.

$$DMT = \frac{100}{\left(\frac{\%a}{G_a}\right) + \left(\frac{\%Ag}{G_{Ag}}\right) + \left(\frac{\%Am}{G_{Am}}\right) + \left(\frac{\%f}{G_f}\right)} \quad (6)$$

Em que:

$\%a$: percentual de CAP expresso em relação à massa total da mistura asfáltica;

$\%Ag$, $\%Am$, $\%f$: percentuais dos agregados graúdo, miúdo e fíler, respectivamente, expressos em relação à massa total da mistura asfáltica;

G_a , G_{Ag} , G_{Am} , G_f : massas específicas reais do asfalto, agregado graúdo, agregado miúdo e fíler, respectivamente.

Os demais parâmetros calculados nas dosagens realizadas foram o volume de vazios (V_v), vazios com betume (VCB), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume/vazios (RBV) que foram obtidos pelas fórmulas 7, 8, 9 e 10, respectivamente.

$$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} \quad (7)$$

$$VCB = \frac{Gmb \cdot \%a}{G_a} \quad (8)$$

$$VAM = V_v + VCB \quad (9)$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} \quad (10)$$

Foram realizadas 8 misturas asfálticas: 1 mistura de referência, 2 misturas com substituição parcial do pó de pedra pelo ARC, 2 misturas com substituição parcial do pó de pedra pelo pelete e 3 misturas com substituição parcial do pó de pedra pelo ARC e pelete. Destas misturas, 2 não atenderam alguns parâmetros que serão comentados mais adiante e assim as 6 misturas asfálticas remanescentes são apresentadas na tabela 21.

Tabela 21: Misturas asfálticas realizadas durante a pesquisa

Mistura	Código	AN (%)	ARC (%)	Pelete (%)
De Referência	AN100	100	0	0
De AN e ARC	AN75-ARC25	75	25	0
De AN, ARC e pelete	AN75-ARC23-P2	75	23	2
De AN, ARC e pelete	AN75-ARC21-P4	75	21	4
De AN e pelete	AN98-P2	98	0	2
De AN e pelete	AN96-P4	96	0	4

Legenda: AN: agregados naturais

As substituições foram sempre realizadas com relação à mistura de referência e sempre em substituição ao pó de pedra por outro material: ARC e/ou pelete. As duas misturas que não atenderam à estabilidade mínima e ao percentual de volume de vazios exigidos pela norma DNIT 031/2006 – ES foram descartadas das análises. Elas continham 50% de ARC e, 17% de ARC e 8% de pelete em substituição ao pó de pedra. A mistura asfáltica com 50% de ARC e a mistura com 17% de ARC e 8% de pelete apresentaram volume de vazios com variação de 6,6% a 9,8% e 7,7% a 12,6%, respectivamente. Além disso, a mistura com 8% de pelete apresentou 4 de 15 corpos de prova com estabilidade Marshall entre 400 e 500 Kgf, mas a norma estipula o valor mínimo de 500 Kgf (4.900 N) para a estabilidade e volume de vazios entre 3% e 5%.

Das 8 misturas produzidas, a primeira foi a mistura asfáltica de referência AN100, e as demais foram modificações desta, por meio de diferentes composições granulométricas que

visaram à substituição parcial dos agregados naturais por ARC e/ou pelete. Estas substituições objetivaram o desenvolvimento de novas misturas asfálticas compatíveis com as normas brasileiras atuais e ressalta-se que em todas as misturas utilizou-se o CAP 50/70. Destas 8 misturas, 2 não satisfizeram os valores preestabelecidos na especificação de serviço DNIT 031/2006 – ES com relação ao volume de vazios e estabilidade mínima, por este motivo apresentaremos no corpo da dissertação os resultados referentes às 6 misturas; no apêndice 3 encontram-se os resultados daquelas que não atingiram os valores preconizados em norma.

Com os resultados das granulometrias dos agregados, foram obtidas as composições granulométricas de cada mistura que se enquadram na faixa C da especificação de serviços DNIT 031/2006, através do método das tentativas que deslocou as curvas granulométricas para a região situada entre os limites inferior e superior desta faixa. No apêndice 4, encontram-se os dados necessários para a obtenção das composições granulométricas, e a tabela 22 mostra a proporção dos agregados nas misturas, além de esclarecer que as substituições do ARC e do pelete foram sempre feitas com relação ao pó de pedra (agregado miúdo).

Os valores de 25% e 50% de ARC foram inicialmente estabelecidos com base na revisão de literatura, porém com a substituição de 50% dos agregados naturais pelo ARC na mistura asfáltica, a estabilidade Marshall e o volume de vazios se apresentaram com valores diferentes dos preconizados na especificação de serviço DNIT 031/2006. Assim, o percentual de 25% se manteve para as demais misturas envolvendo ARC e pelete e o valor de 50% não foi mais utilizado.

Tabela 22 – Proporções dos agregados das misturas asfálticas

Mistura	Agregados Naturais (%)			ARC (%)	pelete (%)
	Brita 19	Brita 12	Pó de Pedra		
AN100	28	16	56	0	0
AN75-ARC25	28	16	31	25	0
AN75-ARC23-P2	28	16	31	23	2
AN75-ARC21-P4	28	16	31	21	4
AN98-P2	28	16	54	0	2
AN96-P4	28	16	52	0	4

Inicialmente, foram estabelecidos os percentuais de pelete em 4%, 8% e 12%, porém ao serem realizadas as dosagens com 4% e 8% foi verificado que os corpos de prova apresentaram altura elevada, sobretudo aqueles com 8% de pelete. Portanto, a ideia de realizar uma dosagem com 12% de pelete foi abandonada e foram adotados os percentuais de 2%, 4% e 8% para a substituição. A figura 13 mostra a diferença entre as alturas dos corpos de prova com 2%, 4% e 8% de pelete.

Figura 13 – Altura dos corpos de prova com 2%, 4% e 8% de pelete



Fonte: Elaboração do autor em 2012

Para 2%, 4% e 8% de pelete, as espessuras médias foram de 66 mm, 68 mm e 72 mm, respectivamente. A norma DNER-ME 043/95 que descreve o procedimento da dosagem Marshall possui um anexo no qual constam fatores de correlação da estabilidade em função da espessura do corpo de prova. Para cada espessura há um fator de correlação e a maior espessura é de 76,2 mm; como os corpos de prova de 8% de pelete atingiram espessura média de 72 mm, decidiu-se não moldar corpos de prova de 12% de pelete com receio de se obter espessura superior a 76,2 mm como preestabelecido em norma. O ARC, diferentemente do

pelete, não influenciou significativamente na espessura dos corpos de prova. Não apenas a espessura, mas também a quantidade de CAP aumentou com o incremento de pelete e ARC.

Os percentuais de ARC e de pelete foram estimados com base na revisão de literatura, na qual a utilização de percentuais abaixo de 75% de ARC e abaixo de 15% de plástico são comumente usados (Rafi *et al.*, 2010; Wong *et al.*, 2007; Moghaddam e Karim, 2012; Ahmadinia *et al.*, 2011; Hassani *et al.*, 2005; Bindu e Beena, 2010; Fang *et al.*, 2008). Apenas Hassani *et al.* (2005) realizaram a substituição em relação à mistura; os demais autores realizaram-na em relação aos agregados ou ao ligante, sendo que os três primeiros estabeleceram a substituição em relação aos agregados. Rafi *et al.* (2010) utilizaram o ARC em substituição ao agregado natural em 25%, 50% e 75%; Wong *et al.* (2007) utilizaram no máximo 45% de ARC; Moghaddam e Karim (2012), Ahmadinia *et al.* (2011) e Hassani *et al.* (2005) utilizaram no máximo 1%, 10% e 15% de PET, respectivamente; Bindu e Beena (2010) utilizaram no máximo 12% de plástico e Fang *et al.* (2008) utilizaram no máximo 6% de poliestireno expandido.

Com relação às dosagens foram moldados três corpos de prova para cada um dos cinco teores de asfalto de cada mistura asfáltica. Os cálculos para determinação dos parâmetros obtidos na dosagem Marshall estão apresentados no apêndice 5. Os parâmetros obtidos com a dosagem Marshall estão mostrados nos gráficos das figuras 14 a 19.

Nas figuras 14 a 19, os valores obtidos estão representados pelos pontos, e uma linha de tendência foi traçada para o melhor entendimento do comportamento dos parâmetros. Não se optou por ligar diretamente os pontos através de uma curva porque o gráfico da estabilidade Marshall geralmente se apresenta como uma parábola e algumas vezes a estabilidade não se aproximou da parábola. Por este motivo a curva de tendência escolhida foi um polinômio de grau 2, além de que os modelos descritos com parábolas conseguem explicar a maioria dos fenômenos.

Figura 14 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN100

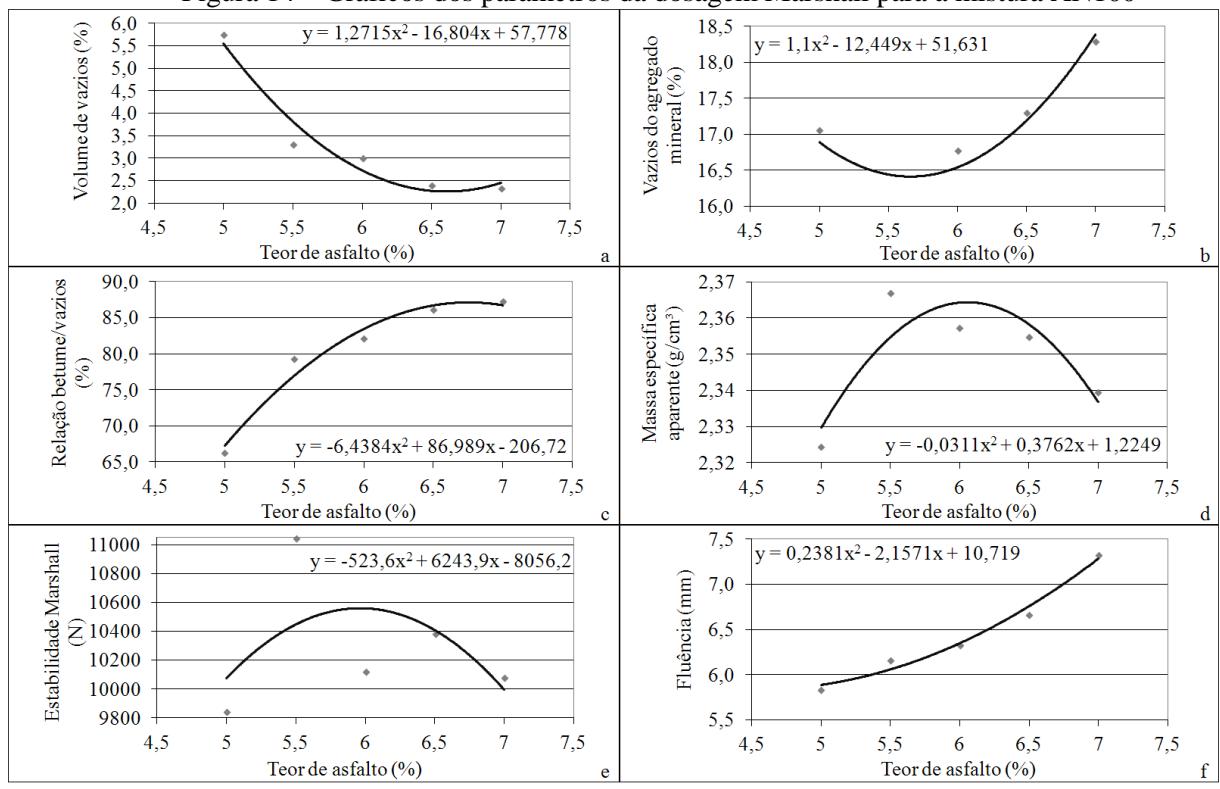


Figura 15 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC25

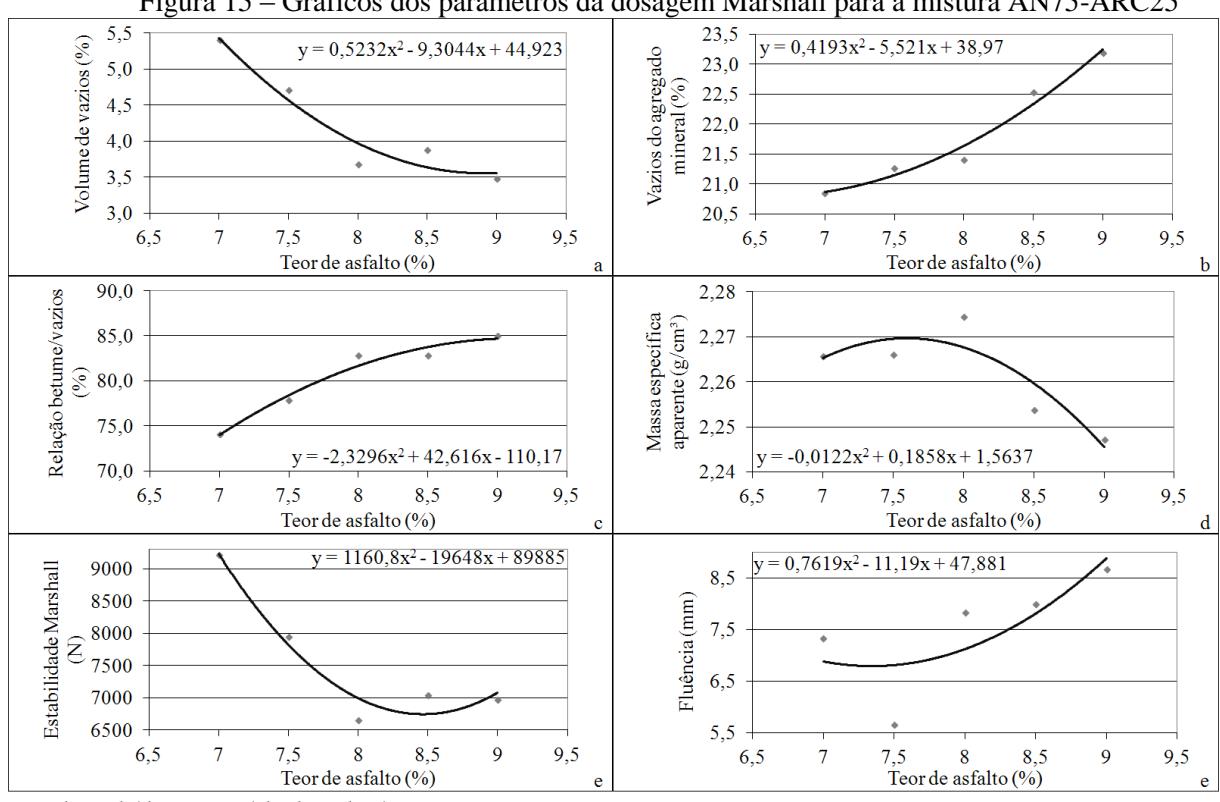


Figura 16 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC23-P2

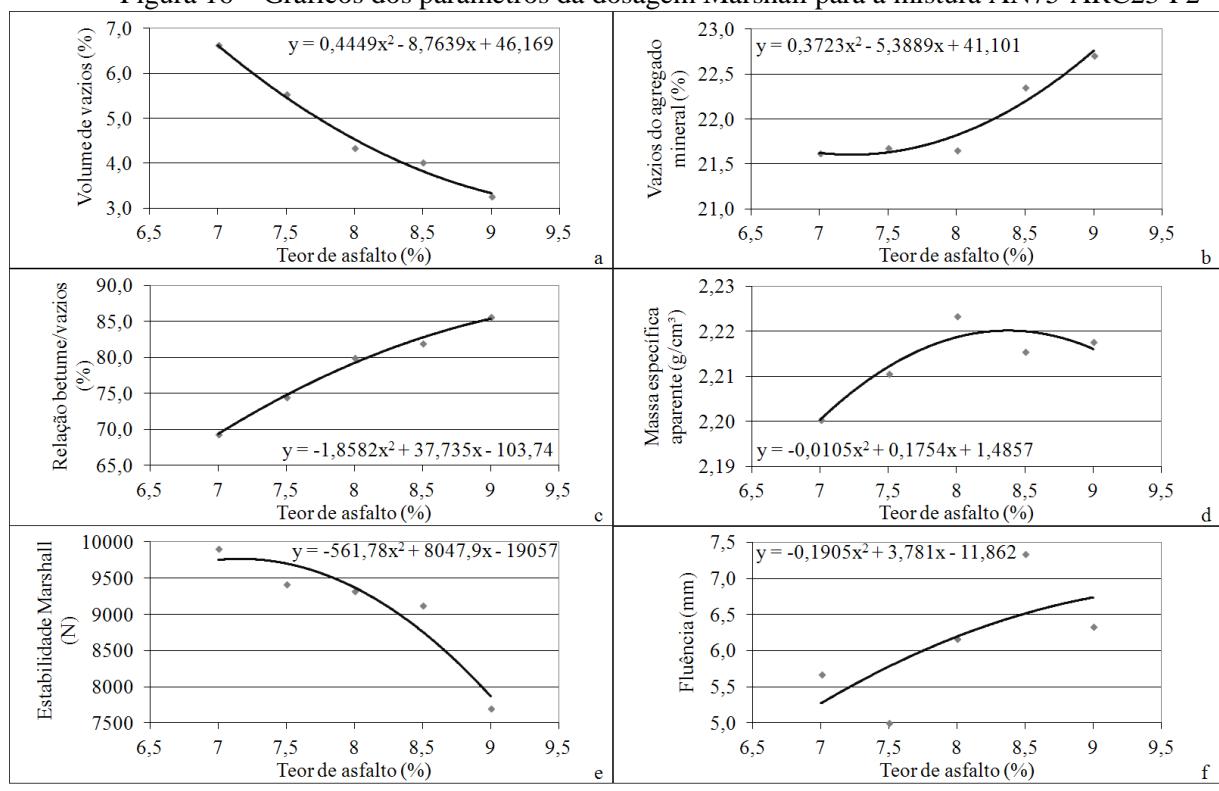


Figura 17 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN75-ARC21-P4

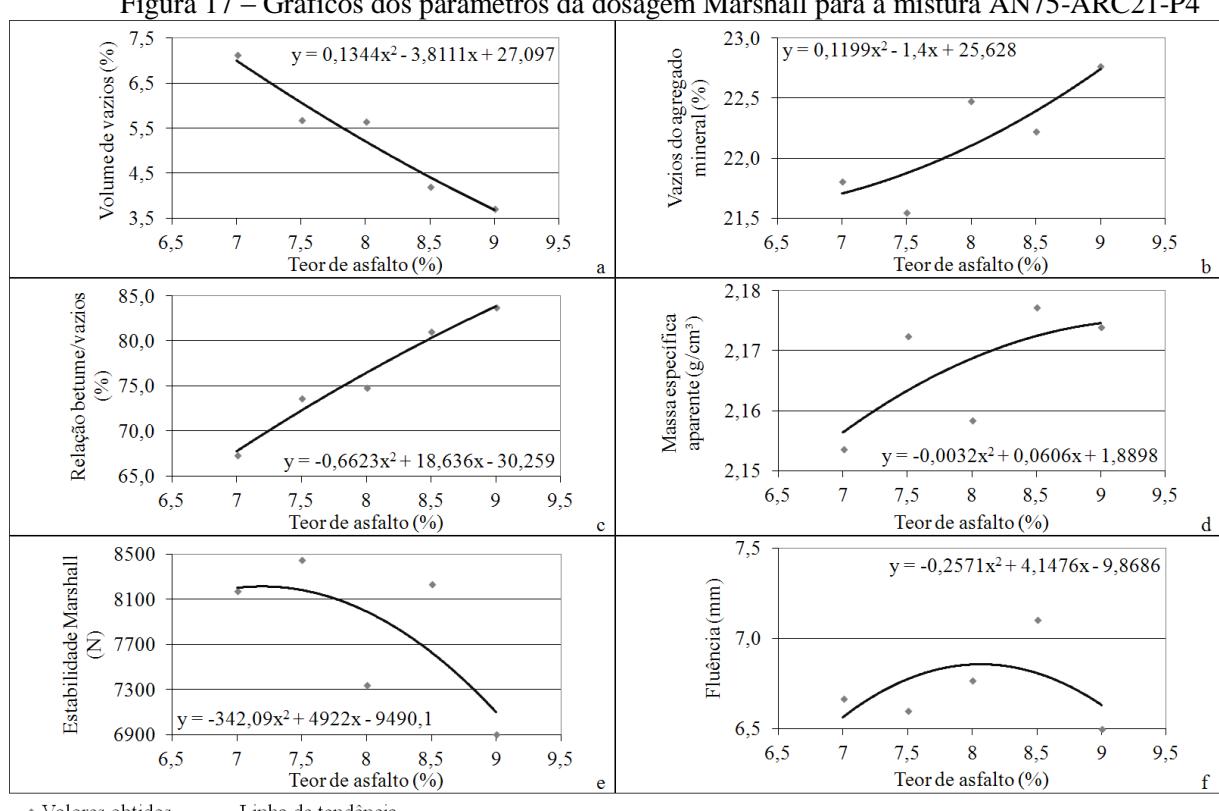


Figura 18 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN98-P2

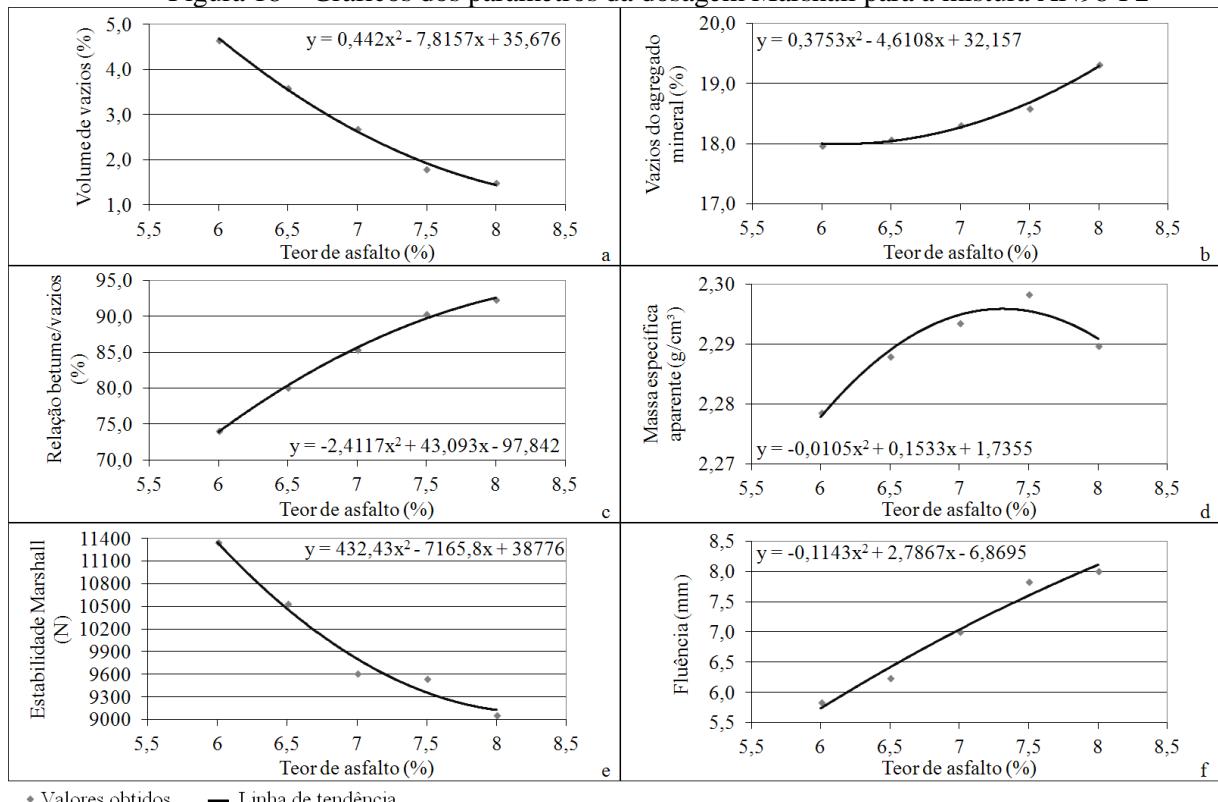
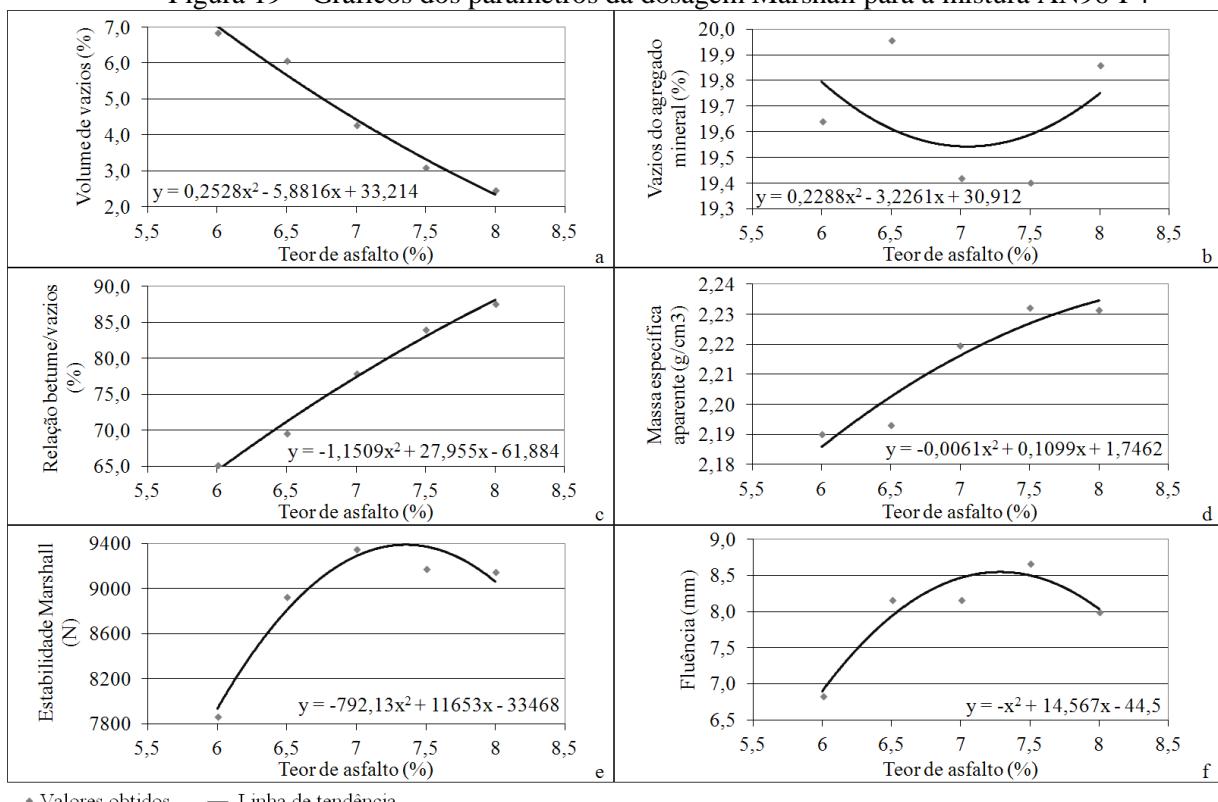


Figura 19 – Gráficos dos parâmetros da dosagem Marshall para a mistura AN96-P4



3.3 Ensaios mecânicos

Os ensaios mecânicos realizados foram a resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e ensaio Lottman. Estes ensaios foram realizados apenas com as misturas cujo teor ótimo foi obtido na dosagem Marshall.

3.3.1 Resistência à tração por compressão diametral

Para a realização deste ensaio foi seguida a norma DNIT 136/2010 – ME, e as misturas asfálticas que se submeteram ao ensaio foram as seis misturas mostradas na tabela 22. O ensaio consiste em submeter os corpos de prova a uma compressão diametral que gera tensões de tração, e a resistência à tração (RT) é obtida indiretamente por meio da compressão diametral dos corpos de prova.

A partir dos teores ótimos obtidos para cada mistura nas dosagens Marshall, foram moldados novos corpos de prova para a realização do ensaio de RT. Para cada teor ótimo e, portanto, para cada mistura asfáltica foram moldados três corpos de prova.

A preparação das amostras foi realizada do mesmo modo que na dosagem Marshall. O compactador Marshall foi utilizado para a moldagem e após a desmoldagem foram medidas as alturas e diâmetros dos corpos de prova conforme o estabelecido em norma.

O cálculo da RT, segundo a mesma norma, foi realizado pela fórmula 11.

$$RT = \frac{2F}{\pi DH} \quad (11)$$

Em que:

RT: Resistência à tração (Kgf/cm^2);

F: carga de ruptura (Kgf);

D: diâmetro do corpo de prova (cm);

H: altura (espessura) do corpo de prova (cm).

A figura 20 mostra um corpo de prova prestes a ser rompido no ensaio de RT.

Figura 20 – Rompimento de corpo de prova no ensaio de RT



Fonte: Elaboração do autor (2012)

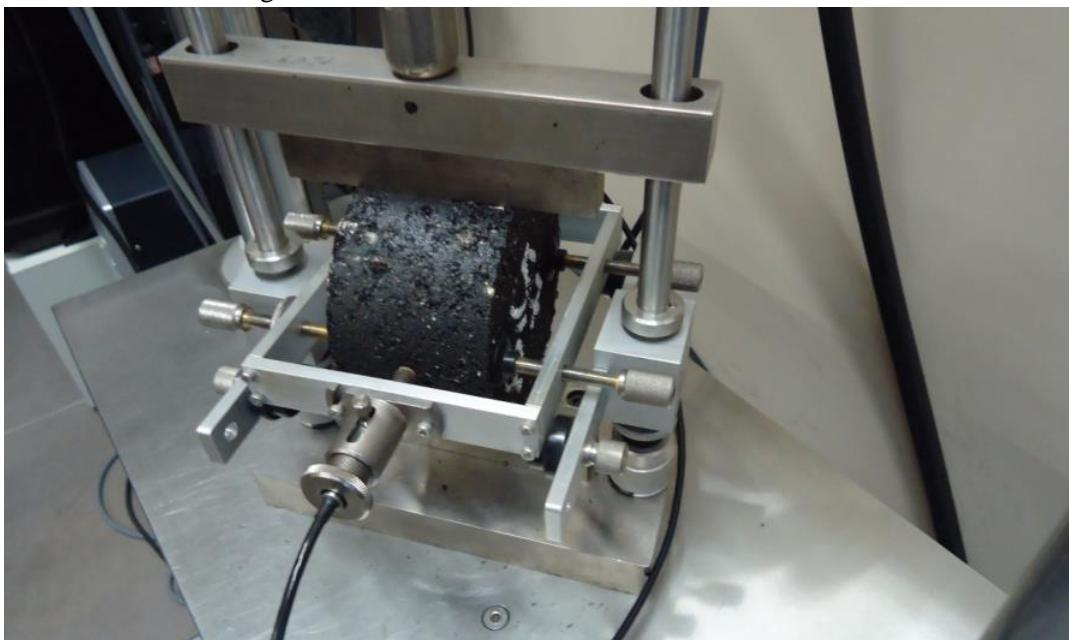
3.3.2 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (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. A relação entre as tensões e a deformação recuperável equivalente a estas tensões representa o MR. As cargas aplicadas nos corpos de prova foram estimadas de modo que as tensões resultassem em 10% do valor de RT previamente calculado para todas as misturas analisadas.

Foram moldados três corpos de prova para cada teor ótimo, isto é, para cada mistura asfáltica e o processo de preparação das amostras para o MR foi igual ao do RT: foi utilizada a compactação Marshall para a preparação dos corpos de prova e após a desmoldagem dos mesmos foram medidas suas alturas e diâmetros.

Depois disso os corpos de prova foram deixados 2 horas numa sala com temperatura de 25 °C antes de se submeterem ao ensaio, e a força F_0 utilizada durante o ensaio de MR foi calculada com o auxílio da tabela mostrada no apêndice 2. É válido lembrar que F_0 gera tensões correspondentes a 10% da tensão de RT, o que não é suficiente para romper o corpo de prova durante o ensaio de MR. Os valores de MR foram obtidos com o tempo de aplicação de carga de 0,1 s e com 0,9 s de descarregamento, conforme a norma ASTM D4123-82. A figura 21 mostra um corpo de prova no momento de realização do ensaio.

Figura 21 – Ensaio de módulo de resiliência em andamento



Fonte: Elaboração do autor (2012)

3.3.3 Ensaio Lottman

Para realização deste ensaio foram moldados, conforme a metodologia Marshall, seis corpos de prova referentes a cada uma das misturas asfálticas. Três corpos de prova passaram por um ciclo de condicionamento cujo procedimento é descrito a seguir, e os outros três não passaram pelo ciclo. O procedimento do ciclo de condicionamento do ensaio Lottman consistiu inicialmente em colocar os corpos de prova num recipiente fechado com água destilada recobrindo-os completamente. Uma bomba a vácuo foi utilizada por 6 minutos a fim de obter grau de saturação dos vazios entre 70 e 80% de água. Depois os corpos de prova foram deixados no mesmo recipiente com água destilada, desta vez destampado, por 6 minutos e logo em seguida colocaram-se 10 ml de água destilada em sacos plásticos nos quais os corpos de prova foram ensacados. Os corpos de prova foram postos numa geladeira à temperatura de -10°C durante 16 horas e depois foram colocados num recipiente com água a 60°C , que foi colocado na estufa por 24 horas. Após este período os corpos de prova foram retirados da estufa e, ainda ensacados, foram colocados em outro recipiente com água à temperatura de 25°C por 2 horas. Por fim foi realizado o ensaio de RT em todos os corpos de prova submetidos, ou não, às condições descritas.

A resistência à tração após o ciclo de condicionamento, sob a qual os corpos de prova foram submetidos, foi denominada de RT_u e para calculá-la procedeu-se da mesma maneira como descrito no ensaio de RT. A resistência à tração retida por umidade induzida (RRT),

segundo a norma utilizada, AASHTO T283, é a razão entre RT_u e RT e deve ser superior a 70%.

Capítulo 4 – ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados obtidos são mostrados e discutidos neste capítulo, além disso, são comparados com os resultados de outros estudos, nos quais foram realizados ensaios mecânicos de misturas asfálticas.

4.1 Dosagem Marshall

A partir das equações das curvas de tendência dos parâmetros estabilidade, Gmb, Vv e RBV e, de acordo com o procedimento sugerido por Senço (2001) de obter a média aritmética dos teores de asfalto correspondentes à estabilidade máxima, Gmb máxima, Vv médio e RBV médio calculou-se o teor ótimo de ligante para cada mistura. Após a obtenção do teor ótimo foram calculados todos os parâmetros em função do teor ótimo e estes resultados estão expostos na tabela 23.

Tabela 23: Resultados da dosagem Marshall

Misturas	Teor ótimo (%)	Estabilidade (N)	Gmb (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	Fluência (mm)
AN100	5,7	10.522	2,36	3,3	79,9	6,2
AN75-ARC25	7,9	7.111	2,27	4,1	81,1	7,0
AN75-ARC23-P2	8,0	9.372	2,22	4,5	79,2	6,2
AN75-ARC21-P4	8,3	7.795	2,17	4,7	78,8	6,8
AN98-P2	6,5	10.468	2,29	3,5	80,4	6,4
AN96-P4	7,3	9.386	2,22	3,7	80,8	8,5
DNIT 031/2006	-	4.900 mín.	-	3 a 5	75 a 82	-

De acordo com o exposto na tabela 23, as misturas asfálticas com ARC, ARC e pelete e somente pelete atenderam às especificações de serviço DNIT 031/2006 quanto à estabilidade mínima de 4900 N, volume de vazios entre 3% e 5% e RBV entre 75% e 82%. A fluência apresentou uma tendência de aumento com a substituição do pó de pedra por ARC e pelete, o que indicou maiores deformações nas misturas, sobretudo aquelas com adição de pelete. As misturas com ARC e pelete apresentaram maior volume de vazios quando comparadas com os valores da mistura de referência AN100, e isto reforça a tese da maior

incidência de deformação verificada nas misturas modificadas. Os valores obtidos, entretanto, não inviabilizam a utilização das misturas com ARC e pelete na pavimentação. Com relação à massa específica aparente (Gmb), quando comparada com os valores da mistura de referência AN100, verificou-se que os valores foram menores, o que pode ser explicado pela adição de ARC e pelete na composição das misturas, materiais com menores densidades.

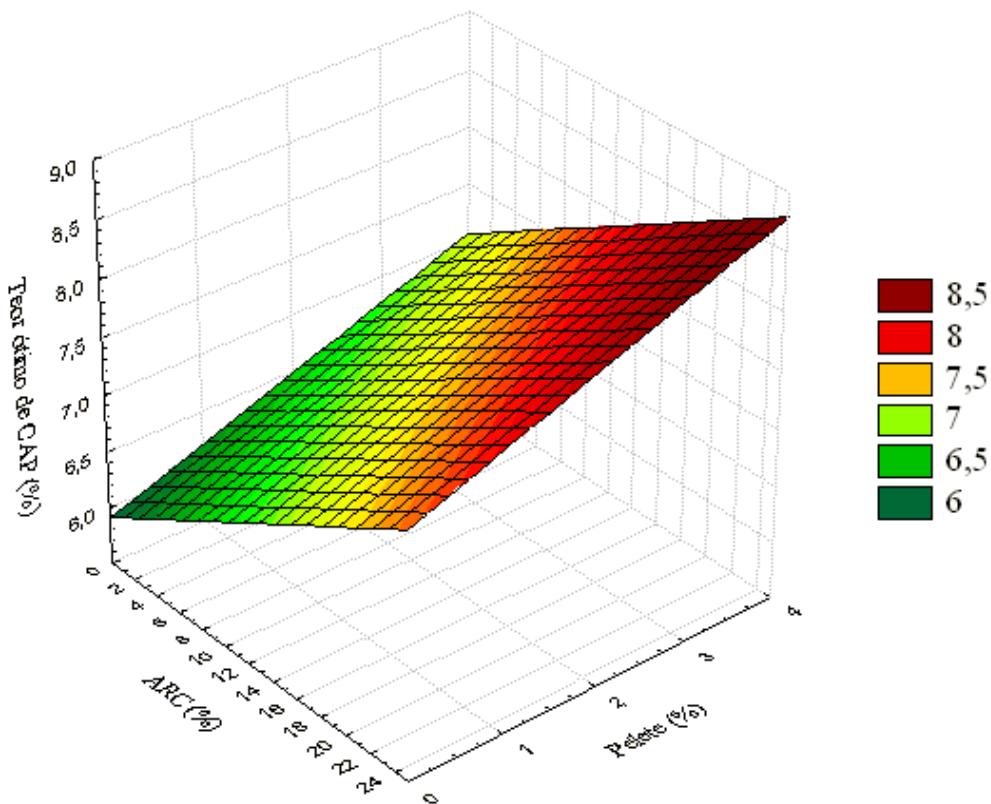
Os valores de estabilidade Marshall obtidos, quando comparados com o valor da mistura de referência AN100, foram menores, mas próximos entre si e com a mesma ordem de grandeza. Estes valores apresentaram-se acima do nível especificado no DNIT 031/2006. Os resultados obtidos para a estabilidade Marshall comparados aos da revisão de literatura se mostraram próximos dos resultados obtidos por Al-Hadidy e Yi-Qiu (2009), Moghaddam e Karim (2012), Silva (2009), Hassani *et al.* (2005) e Ahmadinia *et al.* (2011), que obtiveram valores situados entre 7.000 N e 13.000 N. Entretanto, autores como Zoorob e Suparma (2000), Sabina *et al.* (2009), Dias e Santanna-Greco (2009), Wong *et al.* (2007), Bindu e Beena (2010), Aljassar *et al.* (2005) obtiveram valores muito elevados, acima de 10.000 N, sendo Zoorob e Suparma (2000) os que obtiveram os maiores valores, entre 16.900 N e 41.300 N. As razões para estas diferenças foram os procedimentos e materiais diferentes empregados pelos autores. Zoorob e Suparma (2000) utilizaram principalmente PEBD em suas misturas, Sabina *et al.* (2009) usaram PP, Dias e Santanna-Greco (2009) produziram misturas asfálticas com ARC em 100% de substituição dos agregados naturais, e borracha moída de pneus alterando o ligante, o que compensou a baixa estabilidade devido ao uso do ARC. Wong *et al.* (2007) e Aljassar *et al.* (2005) usaram apenas ARC em suas misturas asfálticas e Bindu e Beena (2010) utilizaram plásticos provenientes principalmente de garrafas e sacolas plásticas.

Das figuras 22 a 27 têm-se os gráficos em 3 dimensões dos parâmetros da tabela 23 em função dos percentuais de ARC e pelete. Estes gráficos mostram as tendências do comportamento de cada parâmetro em relação aos materiais reciclados utilizados na pesquisa.

Para a elaboração dos gráficos foi escolhida uma superfície plana de modo a indicar a tendência crescente ou decrescente dos parâmetros em função dos dois agregados reciclados: pelete e ARC.

A figura 22 inicia a apresentação dos gráficos com o parâmetro Teor ótimo de CAP em função dos dois agregados reciclados usados.

Figura 22 – Teor ótimo de CAP 50/70 em função do ARC e do pelete



O teor ótimo de CAP das misturas asfálticas aumentou com o acréscimo de ARC e pelete porque os materiais reciclados aumentam a superfície de contato com o CAP, o que resulta em maior quantidade de ligante necessária para cobrir os agregados. Com o aumento de ligante a mistura asfáltica torna-se mais cara, o que não é interessante do ponto de vista econômico.

Os materiais reciclados utilizados na pesquisa reduziram a estabilidade Marshall como indicado na figura 23. De acordo com o gráfico, o decréscimo da estabilidade Marshall é mais acentuado quando os dois agregados reciclados estão inseridos na mistura, porém o ARC contribuiu mais significativamente para a redução do que o pelete. O PET é difícil de quebrar-se e como o ARC é menos rígido houve esta redução maior da estabilidade principalmente por causa do ARC. A maior redução foi de 32% e correspondeu à mistura com 25% de ARC; a menor redução foi de 0,5% e correspondeu à mistura com 2% de pelete.

Figura 23 – Estabilidade Marshall em função do ARC e do pelete

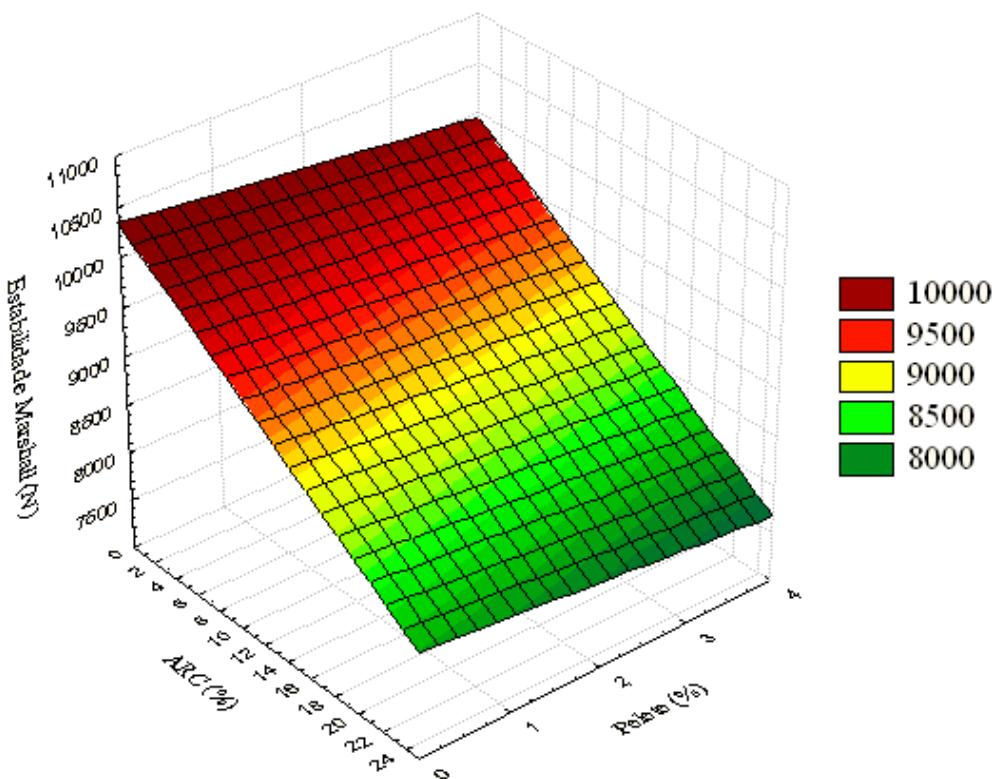
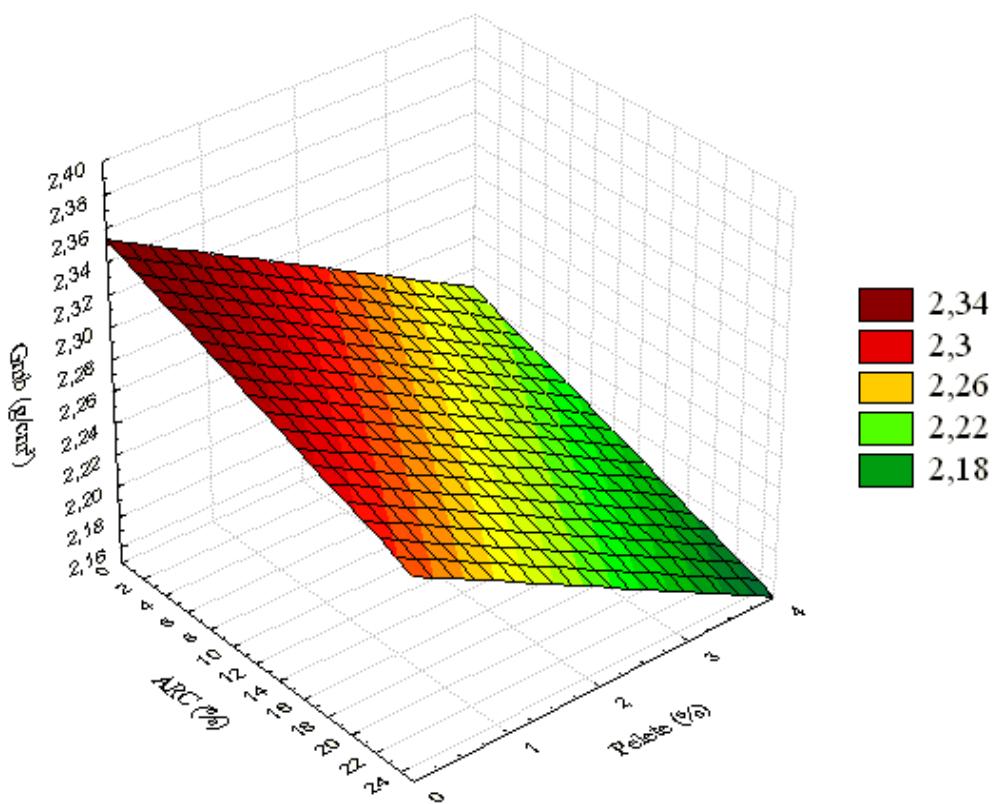
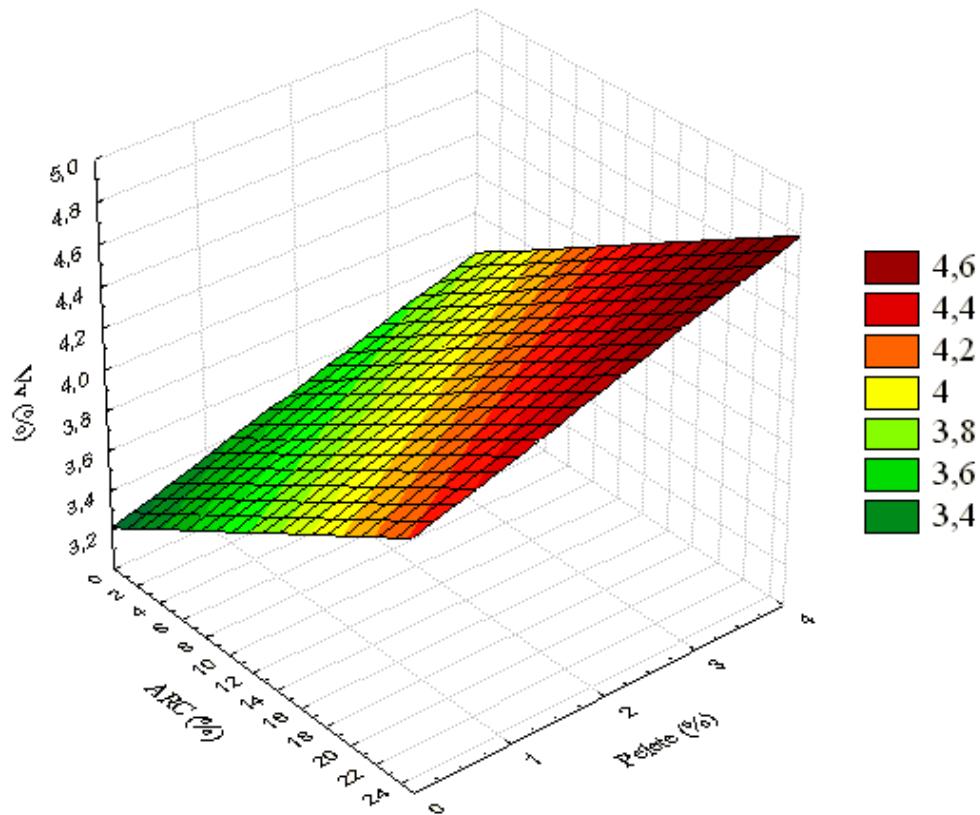


Figura 24 – Gmb em função do ARC e do pelete



A Gmb é a massa específica das misturas asfálticas, como o ARC e o pelete possuem massas específicas menores que os agregados naturais então nas misturas asfálticas nas quais foi substituída parte do agregado miúdo por ARC e/ou pelete deu-se a redução da Gmb. Na figura 24 constatou-se a tendência de decréscimo da Gmb quando utilizado ARC ou pelete nas misturas, sobretudo, quando foram utilizados os dois agregados reciclados simultaneamente.

Figura 25 – Volume de vazios em função do ARC e do pelete

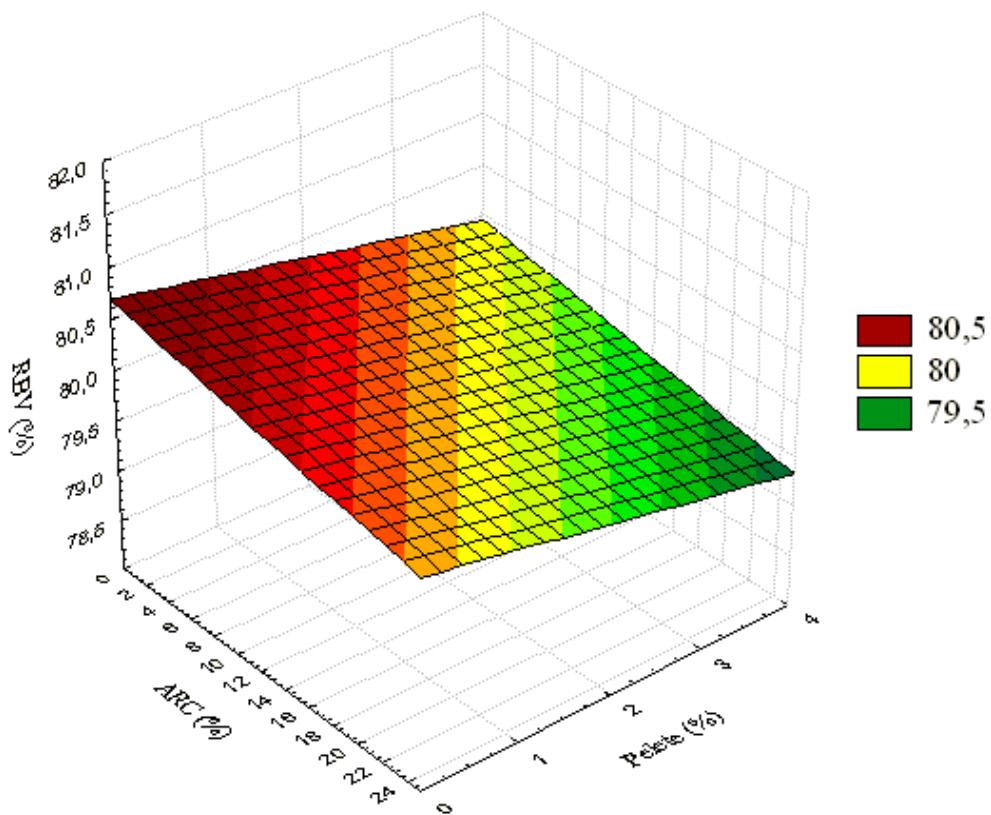


Conforme a figura 25, o volume de vazios das misturas asfálticas produzidas foi crescente com o aumento dos percentuais de ARC e de pelete utilizados. Ocorre que o ARC possui maior porosidade do que os agregados naturais, assim o volume de vazios cresce com o aumento de ARC na mistura. Segundo Vasudevan *et al.* (2012), os polímeros PS, PE e PP utilizados por meio do processo seco formam uma película que envolve os agregados naturais, o que torna a mistura mais resistente à umidade e com menor absorção. Provavelmente o PET deve se manifestar analogamente e além de melhorar a resistência à umidade pode gerar mais vazios na mistura asfáltica. Segundo Ahmadinia *et al.* (2011) o PET triturado é responsável por aumento da área superficial dos agregados, o que dificulta o recobrimento pelo ligante gerando mais vazios na mistura. O volume de vazios, apesar do aumento, permaneceu entre os

limites inferior e superior da especificação de serviço DNIT 031/2006 que estabelece valores entre 3% e 5% para este parâmetro para a camada de rolamento.

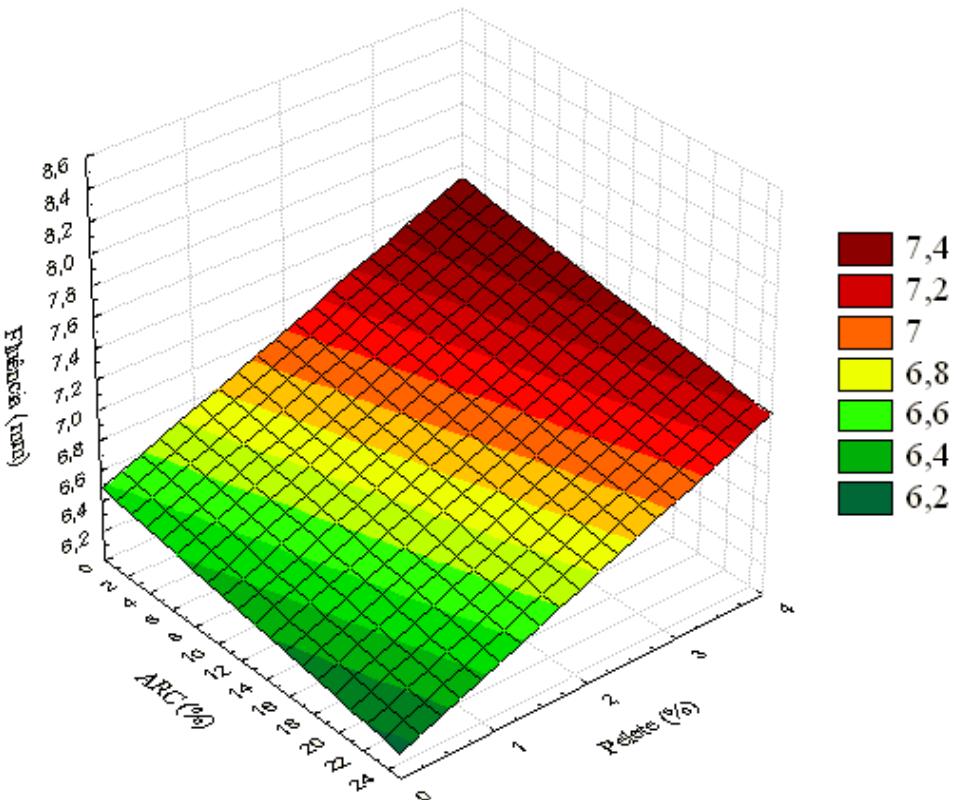
Segundo a figura 26, a RBV apresentou tendência de decréscimo para a substituição do pó de pedra pelo ARC e pelete e se estabeleceu entre os valores de 75% e 82% que são preestabelecidos para a camada de rolamento conforme DNIT 031/2006 – ES.

Figura 26 – RBV em função do ARC e do pelete



De acordo com a figura 27, a fluênciça apresentou um aumento com a substituição do pó de pedra pelo ARC e pelete. O aumento da fluênciça indica que as misturas produzidas com os agregados reciclados são mais propícias às deformações do que a mistura de referência. Com relação às misturas que contém PET, estas podem sofrer deformações recuperáveis mais intensas do que as misturas com ARC, o que é benéfico para o pavimento. Sobre as deformações recuperáveis serão tecidos comentários posteriormente quando for abordado o módulo de resiliência.

Figura 27 – Fluênciça em função do ARC e do pelete



Segundo Hassani *et al.* (2005), Ahmadinia *et al.* (2011) e Moghaddam e Karim (2012), o aumento da quantidade de pelete nas misturas asfálticas resulta em maiores valores de fluênciça, o que foi verificado na figura 27. O pelete por possuir propriedades plásticas contribui para o aumento da fluênciça, por isso o percentual de pelete empregado não pode ser muito elevado. Moghaddam e Karim (2012) concluíram que a substituição de 0,4% de pelete em relação ao peso total dos agregados correspondeu à melhor estabilidade Marshall; Hassani *et al.* (2005) atingiram o valor de substituição de 5% de pelete em relação ao peso total da mistura como o percentual ideal e Ahmadinia *et al.* (2011) concluíram que a substituição de 6% de pelete com relação ao peso do asfalto atingiu a maior estabilidade Marshall; estes três autores realizaram o processo seco de incorporação do pelete às misturas asfálticas.

4.2 Ensaios Mecânicos

Os ensaios mecânicos realizados nesta pesquisa foram a resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR) e o Lottman. Estes ensaios foram realizados com as misturas asfálticas apresentadas na tabela 21 do capítulo 3, pois estas foram as misturas que obtiveram os resultados compatíveis com o estabelecido na norma DNIT 031/2006 – ES com relação à estabilidade Marshall, volume de vazios e RBV.

4.2.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral

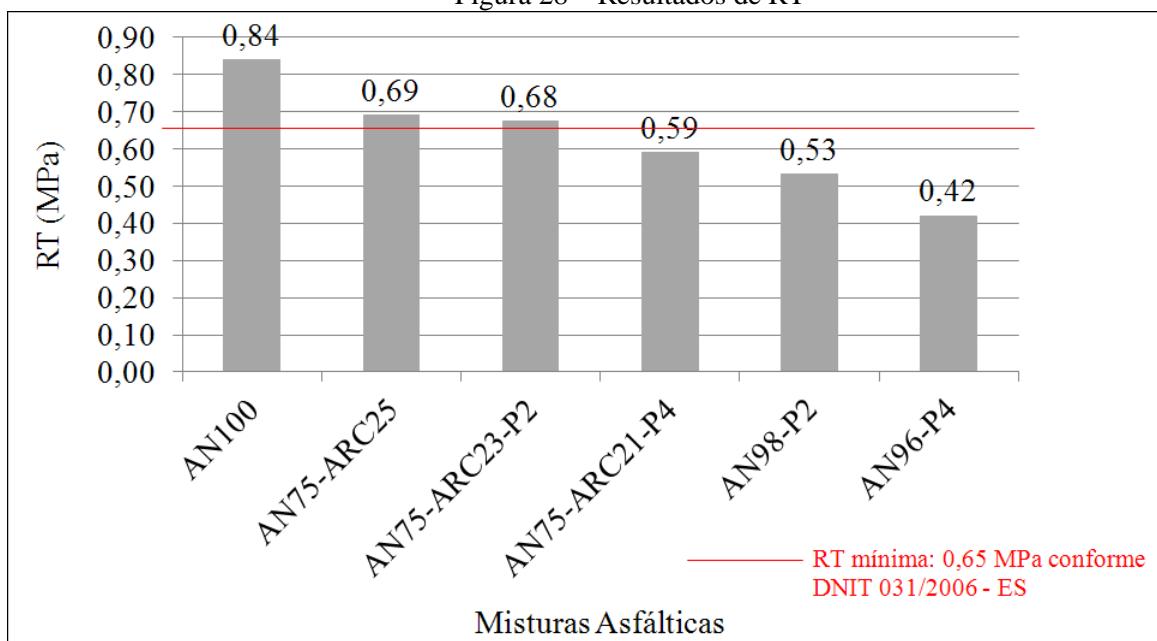
Após a realização de todo procedimento descrito no capítulo 3 referente à execução do ensaio de RT, foram obtidos os resultados expostos na tabela 24.

Tabela 24: Resultados do ensaio de RT

Mistura	Teor ótimo de asfalto (%)	RT (MPa)
AN100	5,7	0,84
AN75-ARC25	7,9	0,69
AN75-ARC23-P2	8,0	0,68
AN75-ARC21-P4	8,3	0,59
AN98-P2	6,5	0,53
AN96-P4	7,3	0,42

O valor mínimo preestabelecido na norma DNIT 031/2006 – ES para RT é de 0,65 MPa. Diante desta exigência, a conclusão que se obtém da tabela 24 é a de que as misturas de referência (AN100), AN75-ARC25 e AN75-ARC23-P2 atendem à norma, porém as misturas AN75-ARC21-P4, AN98-P2 e AN96-P4 não atingiram um valor mínimo para a RT de acordo com a especificação de serviço do DNIT. A figura 28 apresenta os resultados de RT.

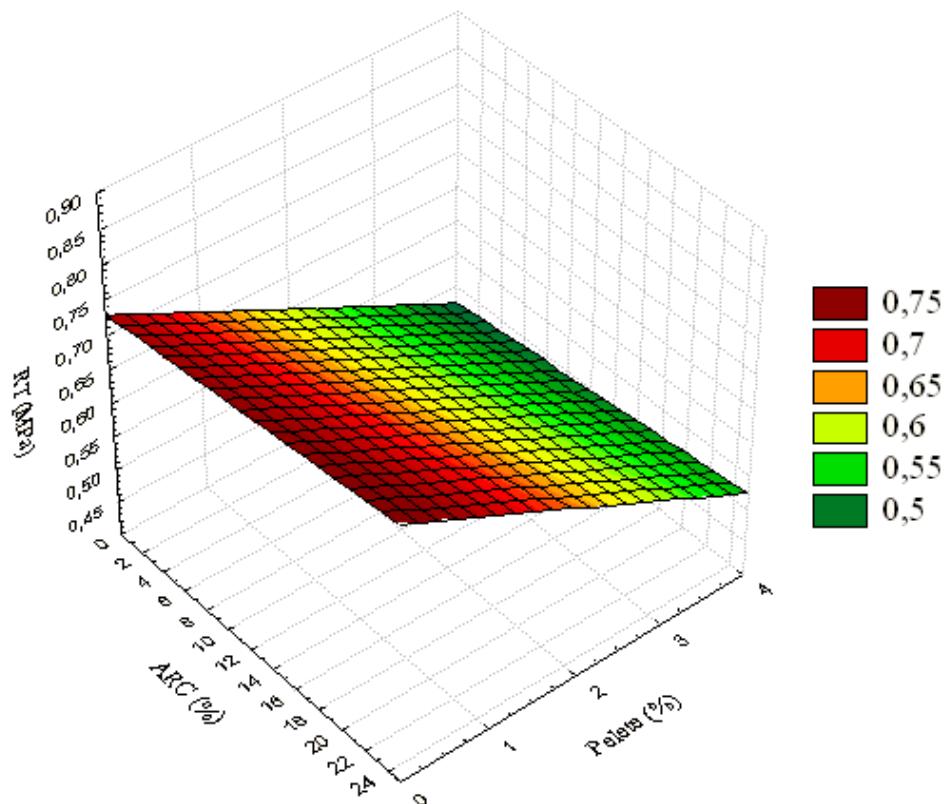
Figura 28 – Resultados de RT



Na figura 28 torna-se mais perceptível que as substituições realizadas nas misturas asfálticas, sejam de ARC ou de pelete, resultam em diminuição da RT. Das misturas modificadas, as únicas que se mantiveram acima do valor mínimo da RT foram a AN75-ARC25 e a AN75-ARC23-P2 e a mistura com 25% de ARC apresentou o maior valor de RT.

Portanto, ao comparar a utilização de ARC e pelete como substitutos parciais do pó de pedra nas misturas asfálticas desenvolvidas, observa-se que o ARC decresce menos a RT que o pelete. Os valores menores obtidos de RT em comparação ao valor apresentado pela mistura de referência contrariaram os valores encontrados em alguns trabalhos da literatura consultada que utilizaram ARC ou polímeros nas misturas asfálticas, pois o emprego de agregados reciclados por outros autores como Ron *et al.* (2008), Melo (2009), Oliveira *et al.* (2009), Sabina *et al.* (2009), Valença e Frota (2011) resultou em aumento da RT das misturas asfálticas. A figura 29 mostra o gráfico em 3 dimensões da RT em função dos percentuais de ARC e pelete.

Figura 29 – RT em função do ARC e do pelete



A figura 29 ratifica o decréscimo da RT com o aumento do percentual de ambos os agregados reciclados, sobretudo com o incremento de pelete.

Na literatura consultada, os autores que utilizaram em suas misturas asfálticas agregados reciclados provenientes de RCD ou de polímeros obtiveram valores de RT entre 0,63 MPa e 1,08 MPa, tais como Ron *et al.* (2008), Melo (2009), Silva (2009), Oliveira *et al.* (2009), Sabina *et al.* (2009), Dias e Santanna-Greco (2009) e Valença e Frota (2011). Estes autores trabalharam com misturas asfálticas do tipo concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), exceto Valença e Frota (2011) que produziram uma mistura do tipo areia asfalto usinado a quente (AAUQ). Assim, os valores da literatura se aproximaram dos encontrados nesta dissertação, e as diferenças foram devidas aos percentuais de agregados reciclados provenientes de RCD ou polímeros, que não foram os mesmos empregados, metodologias diferentes de dosagem, como a SUPERPAVE, que foi utilizada por Oliveira *et al.* (2009) e utilização de fíler nas misturas asfálticas.

4.2.2 Módulo de Resiliência

Após a realização do ensaio de MR, conforme procedimento descrito no capítulo 3, foram obtidos os resultados que estão apresentados na tabela 25.

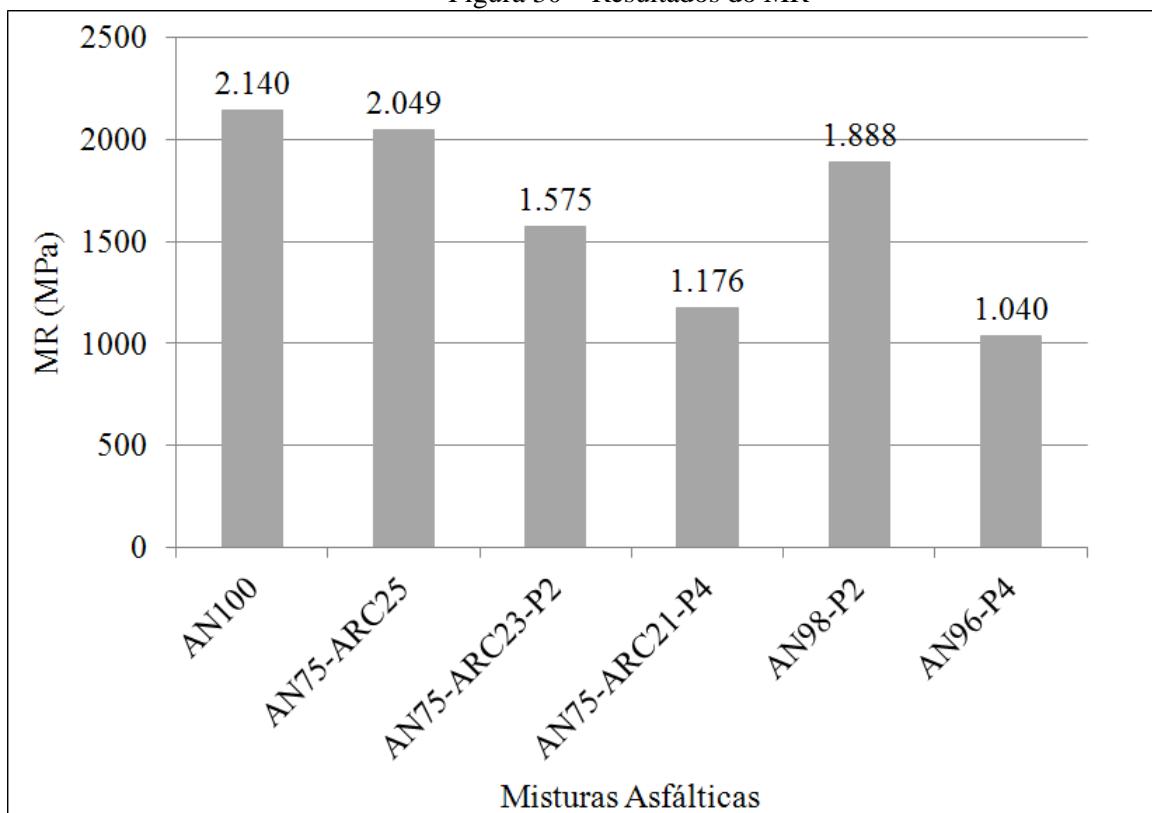
Tabela 25: Resultados do ensaio de MR

Mistura	Teor ótimo de asfalto (%)	MR (MPa)	Carga repetida (N)	Deformação horizontal recuperável total (μm)
AN100	5,7	2.140	850	4,09
AN75-ARC25	7,9	2.049	710	3,60
AN75-ARC23-P2	8,0	1.575	710	4,53
AN75-ARC21-P4	8,3	1.176	640	5,27
AN98-P2	6,5	1.888	550	3,07
AN96-P4	7,3	1.040	450	4,38

Ao observar a tabela 25, pode-se constatar que o uso do pelete como agregado miúdo nas misturas asfálticas torna-as mais flexíveis, isto é, as misturas contendo pelete apresentam maiores deformações recuperáveis que as misturas sem pelete. Um fato importante é que a

substituição parcial do pó de pedra por somente um dos agregados reciclados não aumentou tanto o valor da deformação recuperável quanto as misturas que contiveram simultaneamente o ARC e o pelete. As cargas aplicadas foram calculadas com base nos valores obtidos no ensaio de RT e corresponderam a 10% do valor de RT. A figura 30 mostra os resultados do MR graficamente.

Figura 30 – Resultados do MR

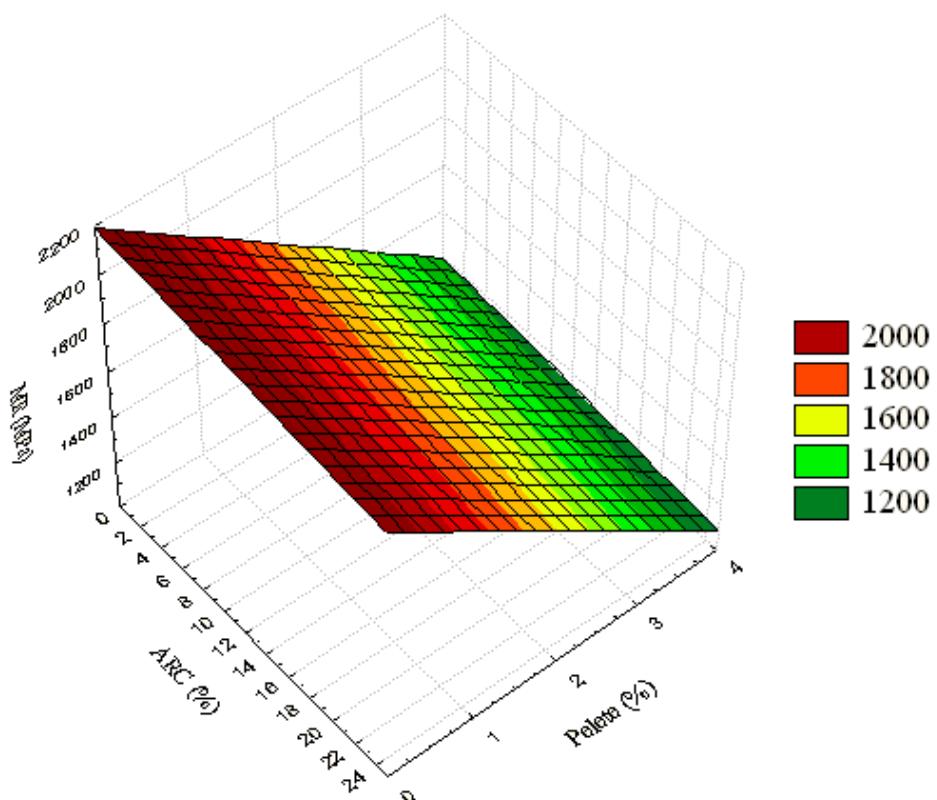


Como o MR representa a relação entre as tensões sofridas pelos corpos de prova e as deformações recuperáveis que estes apresentam, valores baixos de MR indicam que a mistura asfáltica absorve menos tensões, ou seja, a mistura é mais flexível e por isso possui maior capacidade de apresentar deformações recuperáveis. Assim, as misturas asfálticas com 2% e 4% de pelete, AN75-ARC23-P2, AN75-ARC21-P4 e AN96-P4, apresentaram os menores valores de MR, e, portanto, são as misturas mais flexíveis e que apresentam as maiores deformações recuperáveis, o que constitui uma viabilidade técnica, pois a camada de revestimento não deve absorver grande quantidade de tensões sob o risco de apresentar trincas prematuras. As misturas AN75-ARC25 e AN98-P2 apesar de terem atingido valores mais elevados de MR, ainda assim apresentaram valores inferiores em relação à mistura de referência AN100. Portanto, todas as misturas modificadas com ARC e/ou pelete

apresentaram indícios de maior flexibilidade em relação à mistura de referência, o que indica uma vantagem com respeito ao ensaio de MR, evidenciando a viabilidade técnica das misturas asfálticas modificadas, sobretudo das misturas AN75-ARC23-P2, AN75-ARC21-P4 e AN96-P4.

A figura 31 mostra o gráfico em 3 dimensões do MR em função dos percentuais de ARC e pelete.

Figura 31 – MR em função do ARC e do pelete



A tendência do MR mostrada no gráfico da figura 31 é decrescente quando se aumentam os percentuais de ARC e de pelete, sobretudo o de pelete. O fato é que o PET, por ser um polímero, se apresenta com maior plasticidade do que os agregados naturais e o ARC, e esta plasticidade auxilia na flexibilidade das misturas asfálticas.

Ron *et al.* (2008), Melo (2009), Silva (2009) e Oliveira *et al.* (2009) apresentaram resultados de MR entre 2.800 MPa e 3.900 MPa para misturas asfálticas do tipo CBUQ modificadas com agregados provenientes de RCD. Valença e Frota (2011) obtiveram 1.424 MPa de MR para mistura asfáltica do tipo AAUQ com agregados reciclados provenientes de RCD. Como estes autores não utilizaram nenhum tipo de polímero em suas misturas, o módulo de resiliência tornou-se elevado. Em algumas substituições de agregados naturais por

ARC houve redução e em outras substituições houve aumento do MR, porém os valores foram sempre elevados. Para as misturas asfálticas modificadas com polímero na literatura consultada não se verificou a realização do ensaio de MR. A tabela 26 mostra os valores de MR, RT e a relação MR/RT.

Tabela 26: Resultados dos ensaios de MR, RT e relação MR/RT

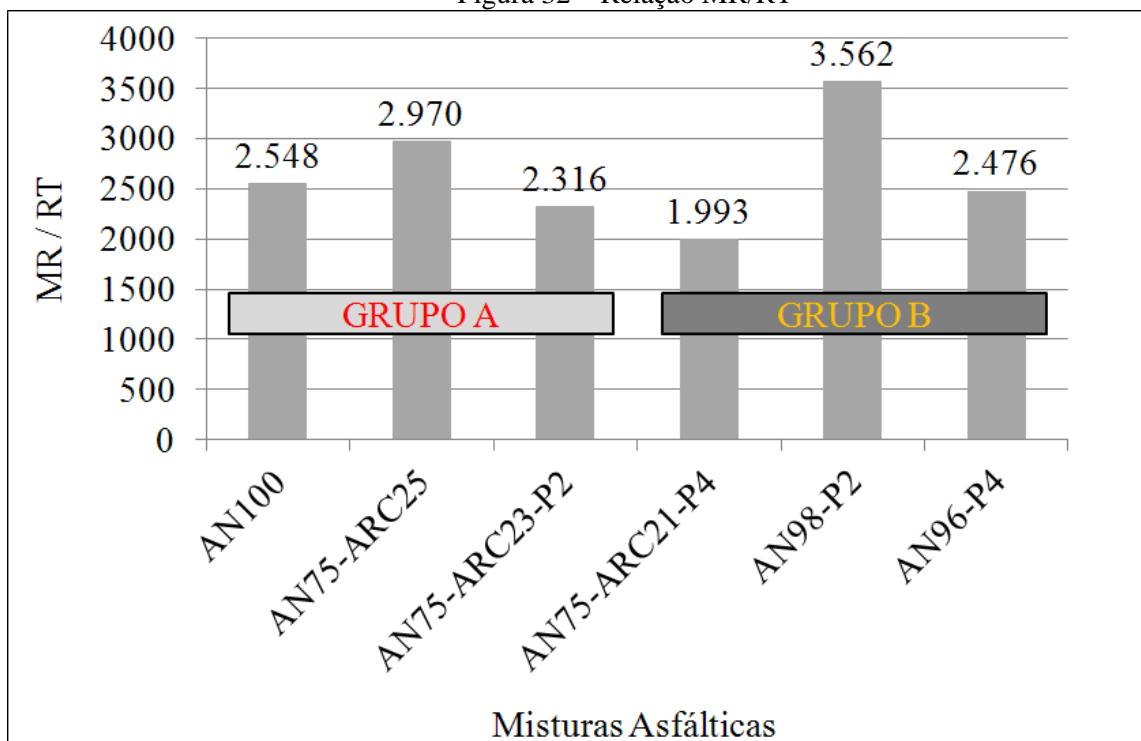
Mistura	Teor ótimo de asfalto (%)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR/RT
AN100	5,7	2.140	0,84	2.548
AN75-ARC25	7,9	2.049	0,69	2.970
AN75-ARC23-P2	8,0	1.575	0,68	2.316
AN75-ARC21-P4	8,3	1.176	0,59	1.993
AN98-P2	6,5	1.888	0,53	3.562
AN96-P4	7,3	1.040	0,42	2.476

Para facilitar as análises, as misturas asfálticas serão separadas em dois grupos: A e B. No grupo A foram incluídas as misturas cuja RT é maior ou igual a 0,65 MPa, e no grupo B foram incluídas as misturas cuja RT é menor do que 0,65 MPa. Na tabela 26, as três primeiras misturas pertencem ao grupo A e as três últimas misturas ao grupo B. No grupo A, a mistura AN75-ARC23-P2 apresentou o menor valor de MR/RT e no grupo B o menor valor da relação MR/RT foi da mistura AN75-ARC21-P4. Na figura 32 a relação MR/RT é mostrada graficamente.

A relação MR/RT serve como indicador da rigidez e da resistência das misturas asfálticas, e como é preferível que as misturas asfálticas apresentem baixos valores de MR e altos valores de RT, como consequência é preferível que as misturas apresentem as menores relações MR/RT possíveis. A figura 32 permite visualizar mais facilmente que os dois menores valores da relação MR/RT estão localizados um em cada grupo. A mistura AN75-ARC23-P2 do grupo A se apresenta como mais satisfatória do que a mistura AN75-ARC21-P4 do grupo B, porém não significa que a mistura AN75-ARC21-P4 do grupo B se apresente como insatisfatória. Dependendo de fatores como o tipo de tráfego, a mistura AN75-ARC21-

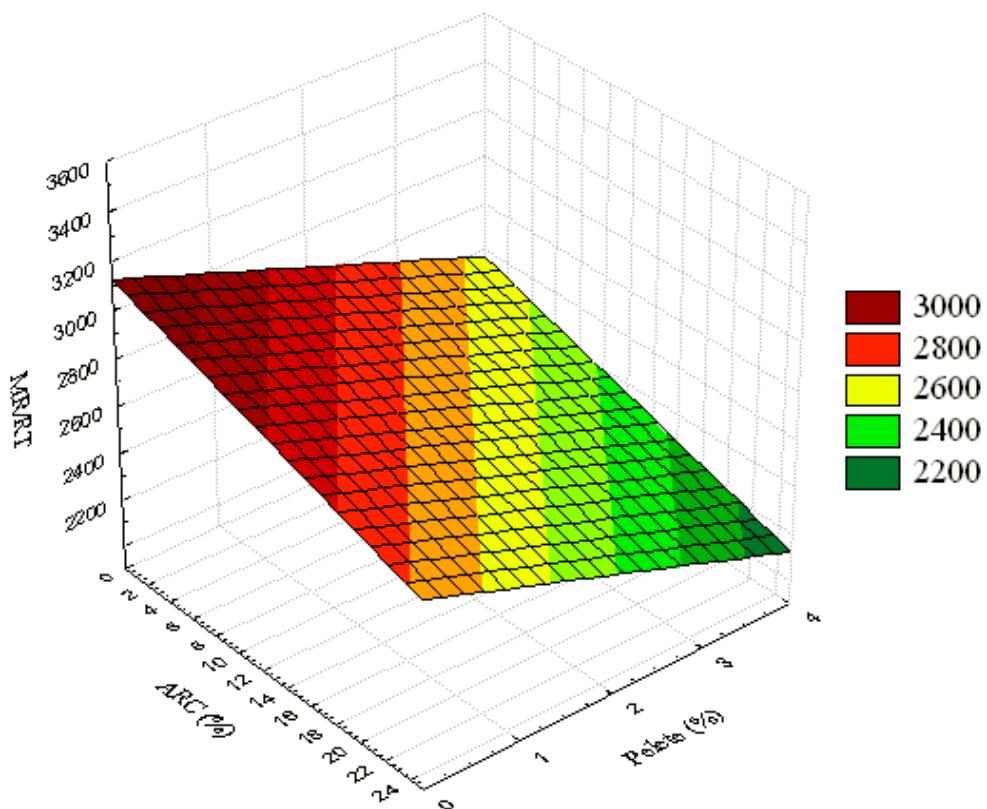
P4 pode ser viável, além disso, pode ser pensado um uso diferenciado para esta mistura asfáltica do grupo B.

Figura 32 – Relação MR/RT



Na revisão de literatura, os autores Melo (2009), Ron *et al.* (2008) e Oliveira *et al.* (2009) obtiveram valores entre 2.900 e 3.500 para a relação MR/RT e todos utilizaram agregados provenientes de RCD nas misturas asfálticas. Silva (2009) obteve valor de 6.133 para a MR/RT, um valor bastante elevado comparado aos demais autores e aos valores obtidos na presente dissertação. Valença e Frota (2011) obtiveram valor de 1.523 para a MR/RT, mas para um AAUQ com RCD. A figura 33 traz o gráfico em 3 dimensões da relação MR/RT em função dos percentuais de ARC e pelete.

Figura 33 – Relação MR/RT em função do ARC e do pelete



Pelo gráfico da figura 33 verifica-se a tendência de decréscimo da relação MR/RT quando os percentuais de ARC e pelete aumentam.

4.2.3 Lottman

Para este ensaio foram moldados novos corpos de prova que passaram pelo ciclo de condicionamento descrito no capítulo 3, e após este ciclo os corpos de prova foram rompidos obtendo-se os valores de RT_u . Os valores de RT utilizados foram os obtidos no próprio ensaio de RT. A tabela 27 mostra os resultados do ensaio Lottman através dos valores de RRT.

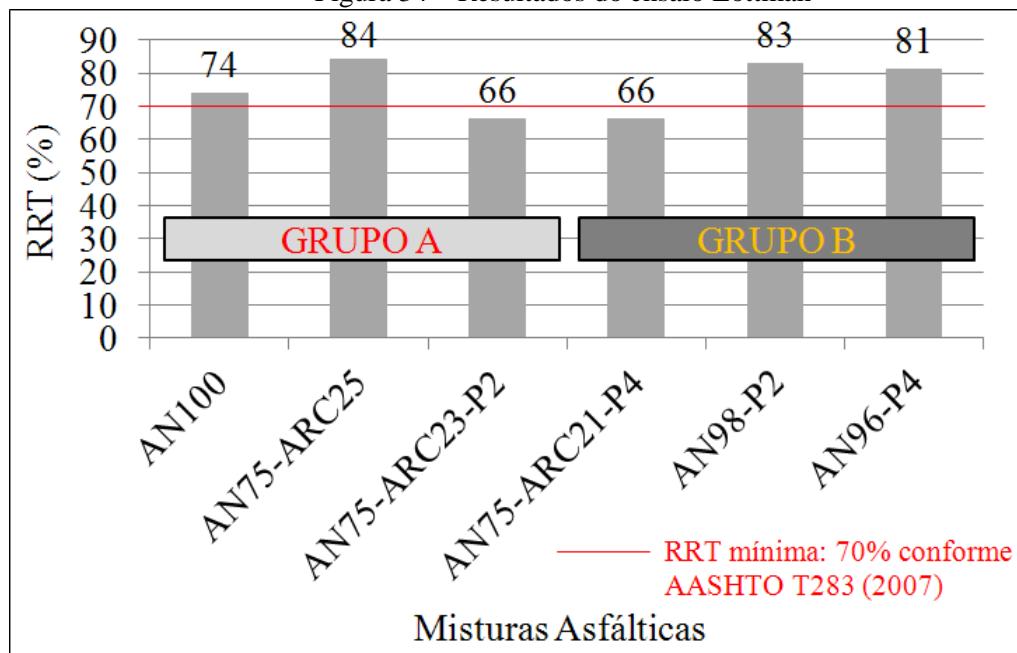
Tabela 27: Resultados do ensaio Lottman

Mistura	Teor ótimo de asfalto (%)	RT_u (MPa)	RT (MPa)	RRT (%)
AN100	5,7	0,62	0,84	74
AN75-ARC25	7,9	0,58	0,69	84
AN75-ARC23-P2	8,0	0,45	0,68	66
AN75-ARC21-P4	8,3	0,39	0,59	66
AN98-P2	6,5	0,44	0,53	83
AN96-P4	7,3	0,34	0,42	81

Na tabela 27 as três primeiras misturas pertencem ao grupo A e as três últimas misturas pertencem ao grupo B. De acordo com a tabela, apenas duas misturas não atingiram o mínimo de 70% de RRT preestabelecido em norma. A figura 34 mostra os resultados do ensaio Lottman graficamente, e nela pode ser observado mais claramente que as misturas com RRT mais baixas pertencem uma a cada grupo. Para o grupo A, a mistura AN75-ARC23-P2 apresentou 66% de RRT, mas este resultado não desqualifica sua utilização, pois no Brasil não há muitos problemas relacionados à umidade como em outros países onde as temperaturas são muito baixas e podem chegar a valores negativos na escala Celsius. Para o grupo B a situação é análoga, pois o valor obtido para a RRT também foi de 66%.

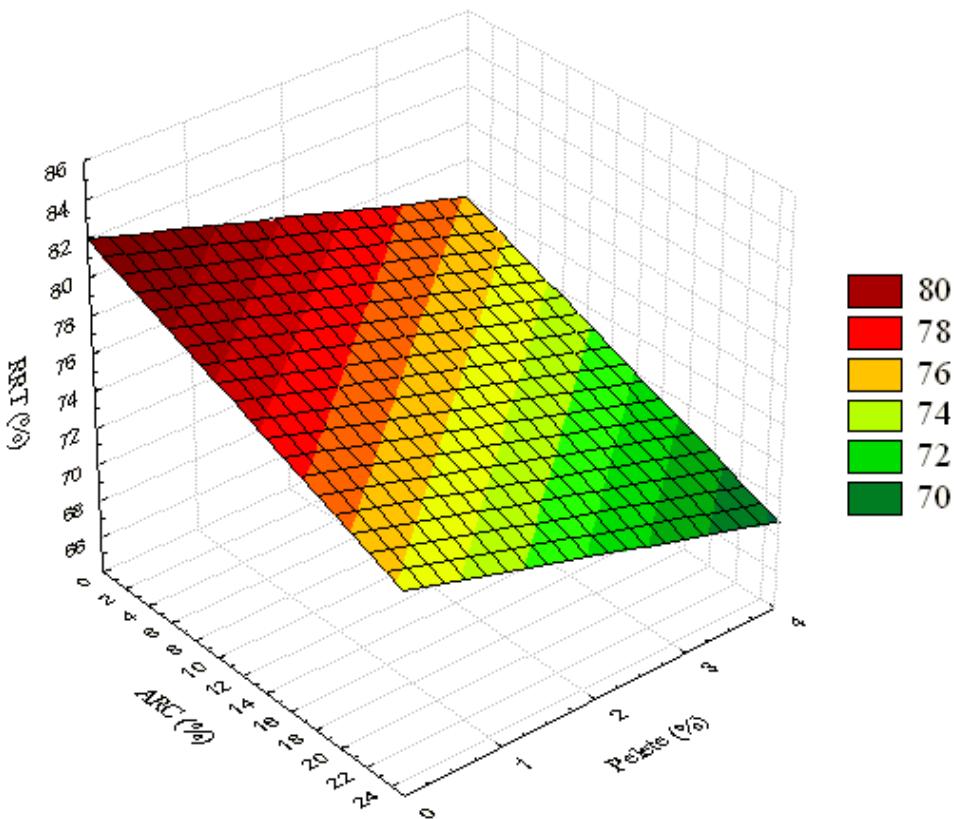
Observa-se ainda, na figura 34, que as demais misturas de ambos os grupos atingiram valores superiores aos 70% de RRT sugeridos pela norma AASHTO T283 como valor mínimo.

Figura 34 – Resultados do ensaio Lottman



No grupo A, a mistura AN75-ARC25 aumentou a RRT em 13,5% e no grupo B, as misturas AN98-P2 e AN96-P4 aumentaram a RRT em 12,2% e 9,5%, sempre com relação à mistura de referência. A figura 35 mostra o gráfico em 3 dimensões do Lottman em função dos percentuais de ARC e pelete.

Figura 35 – Lottman em função do ARC e do pelete



Conforme a figura 35 há uma tendência de decréscimo do Lottman com o aumento dos percentuais de ARC e pelete. O fato é que os agregados reciclados utilizados (ARC e pelete) quando inseridos isoladamente em substituição ao pó de pedra das misturas asfálticas, melhoram a RRT. O decréscimo da RRT, com o uso simultâneo de ARC e pelete, pode estar relacionado com a natureza química dos materiais envolvidos que ao serem misturados geram novo material com propriedades diferenciadas do ARC e pelete, porém se faz necessária uma análise mais aprofundada para a verificação desta suposição.

Capítulo 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES

As misturas asfálticas produzidas com adição de ARC e/ou pelete apresentaram viabilidade técnica e podem ser utilizadas em revestimento de pavimento, além de constituir alternativa para destinação ambientalmente correta dos resíduos sólidos.

Todas as misturas asfálticas produzidas apresentaram valores de estabilidade Marshall superior a 500 Kgf, valor mínimo preconizado na norma DNIT 031/2006 – ES. A RT das misturas apresentou valores acima e abaixo do valor mínimo de 0,65 MPa preconizado na mesma norma, mas como não há normas para realização deste ensaio envolvendo ARC e pelete é possível que os resultados não desqualifiquem as misturas. Os valores de MR das misturas modificadas foram menores que o da mistura de referência, o que representa menor absorção de tensões pelas misturas modificadas em relação à mistura de referência. Com a realização do ensaio Lottman foi verificado que as misturas asfálticas são resistentes à umidade, sendo algumas misturas modificadas superiores à mistura de referência.

A mistura de referência apresentou melhores resultados, mas as misturas modificadas podem ser empregadas na camada de revestimento. Dentre as misturas asfálticas modificadas, a mistura asfáltica AN75-ARC23-P2 (75% de agregados naturais, 23% de ARC e 2% de pelete), se apresentou com maior número de parâmetros em conformidade com as normas técnicas, o que evidencia maior viabilidade técnica em relação às demais misturas asfálticas modificadas. Portanto, os valores ideais de ARC e pelete encontrados nesta pesquisa para substituição do pó de pedra foram 23% e 2%, respectivamente.

Houve dificuldade de verificar se os resultados foram satisfatórios devido à inexistência de normas específicas para materiais alternativos. Apesar da dificuldade, a análise dos resultados mostrou que as misturas asfálticas modificadas apresentaram vantagens e limitações conforme os parâmetros analisados, contudo os resultados desta pesquisa evidenciam a possibilidade de utilização em camada de revestimento, nos serviços de pavimentação.

Como sugestões para trabalhos futuros seguem as seguintes:

- 1) Analisar misturas asfálticas modificadas com ARC e/ou pelete com adição de filer, a fim de verificar possíveis melhorias no desempenho mecânico;

- 2) Analisar misturas asfálticas modificadas com ARC e/ou pelete em fração graúda, a fim de verificar as melhorias no desempenho mecânico;
- 3) Realizar ensaios químicos e/ou microestruturais com as misturas de agregados naturais, ARC e pelete, para melhor compreensão do desempenho dessas misturas asfálticas modificadas.
- 4) Realizar ensaios de fadiga e de deformação permanente no simulador de tráfego e como complemento, construir um trecho experimental.
- 5) Produzir misturas asfálticas utilizando a faixa B da especificação de serviços DNIT 031/2006 para aplicação em tráfego mais leve.

REFERÊNCIAS

AASHTO T283: Standard Method of Test for Resistance of Hot Mix Asphalt (HMA) to moisture-induced damage. American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, 2007.

ABIPLAST – Associação Brasileira da Indústria do Plástico. Perfil 2011.

ABNT – NBR 15116: Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil – Utilização em Pavimentação e Preparo de Concreto sem Função Estrutural – Requisitos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Norma Brasileira. 2004.

AHMADINIA, E.; ZARGAR, M.; KARIM, M. R.; ABDELAZIZ M. e SHAFIGH, P. **Using waste plastic bottles as additive for stone mastic asphalt.** Materials and Design 32, 2011. pp. 4844-4849.

Al-Hadidy, A. I. e Yi-qiu T. **Effect of polyethylene on life of flexible pavements.** Construction and Building Materials 23, 2009. p. 1456-1464.

Al-Hadidy, A. I. e Yi-qiu T. **Mechanistic approach for polypropylene-modified flexible pavements.** Materials and Design 30, 2009. p. 1133-1140.

ALJASSAR, A. H.; AL-FADALA, K. B. e ALI, M. A. **Recycling building demolition waste in hot-mix asphalt concrete: a case study in Kuwait.** J Mater Cycles Waste Manag 7, 2005. pp. 112-115.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; SOARES, J. B. e CERATTI, J. A. P. **Pavimentação asfáltica:** formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS e ABEDA, 2006.

BINDU, C. S. e BEENA, K. S. **Waste plastic as a stabilizing additive in Stone Mastic Asphalt.** International Journal of Engineering and Technology Vol.2 (6), 2010. pp. 379-387.

CARASCHI, J. C. e LEÃO, A. L. **Avaliação das propriedades mecânicas dos plásticos reciclados provenientes de resíduos sólidos urbanos.** Maringá, v. 24, n. 6, 2002. p. 1599-1602.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE (CONAMA). Resolução nº 307. Brasília, 2002.

D'ANTONA, D. M. G. e FROTA, C. A. **Estudo de Misturas Asfálticas com Ligante Modificado pelo Polímero EVA para Pavimentos Urbanos de Manaus – AM.** Polímeros, vol.21, nº1. 2011. pp. 13-18.

DIAS, E. R. e SANTANNA-GRECO, J. A. **Investigação sobre a aplicação de resíduos sólidos reciclados na construção civil em revestimentos de pavimentos econômicos.** 16^a Reunião de Pavimentação Urbana (RPV), Belo Horizonte, Brasil. 2009.

DNER-ME 035/98: Agregados – Determinação da abrasão “*Los Angeles*”. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-ME 043/95: Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-ME 081/98: Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-ME 083/98: Agregados – Análise granulométrica. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-ME 084/95: Agregado miúdo – Determinação da densidade real. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-PRO 120/97: Coleta de amostra de agregados. Procedimento. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNER-PRO 199/96: Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório. Procedimento. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNIT 031/2006 – ES: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico. Especificação de Serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro.

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

FANG, C.; ZHANG, M. e LI, T. **Combined Modification of Asphalt by Waste Polystyrene and Ethylene – vinyl acetate Packaging Materials.** IEEE, 978-1-4244-1748-3/08. 2008.

GUIA AMBIENTAL DA INDÚSTRIA DE TRANSFORMAÇÃO E RECICLAGEM DE MATERIAIS PLÁSTICOS. 1ª ed. São Paulo. 2011

GUIMARÃES, R. C. e RIBEIRO, H. C. **Utilização de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos de Construção Civil em Revestimentos Asfálticos.** Unidade Universitária de Ciências Exatas e Tecnológica Engenharia Civil, Anápolis, 2005.

HASSANI A.; GANJIDOUST H. e MAGHANAKI, A. A. **Use of plastic waste (polyethylene terephthalate) in asphalt concrete mixture as aggregate replacement.** Waste Management & Research. 2005

JIMOH, Y. A. e KOLO, S. S. **Dissolved Pure Water Sachet as a Modifier of Optimum Binder Content in Asphalt Mixes.** Epistemics in Science, Engineering and Technology, Vol.1, nº 4, 2011. pp. 176-184.

JUSTO, C. E. G. e VEERARAGAVAN, A. **Utilisation of Waste Plastic Bags in Bituminous Mix for Improved Performance of Roads.** India: Centre for Transportation Engineering, Bangalore University; 2002.

LACERDA, D. M. e MELO, R. A. **Estudo da Viabilidade Técnica do Uso de Agregados Reciclados de Concreto em Revestimentos Asfálticos.** In: 18^a Reunião de Pavimentação Urbana (RPU), São Luís – MA, Brasil. 2012.

MELO, D. M. **Estudo do Resíduo de Construção e Demolição oriundo do município de Manaus-AM em misturas asfálticas.** 2009. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas, Amazonas, 2009.

MODRO, N. L. R.; MODRO, N. R. e OLIVEIRA, A. P. N. **Avaliação de concreto de cimento Portland contendo resíduos de PET.** Revista Matéria, v. 14, n. 1, 2009. p. 725 – 736.

MOGHADDAM, T. B. e KARIM, M. R. **Properties of SMA Mixtures Containing Waste Polyethylene Terephthalate.** International Journal of Chemical and Environmental Engineering 6, 2012.

OLIVEIRA, J. A.; CABRAL, A. E. B.; CASTELO BRANCO, V. T. F. e BARROSO, S. H. **Estudo da reutilização de resíduos de construção e demolição como agregado em misturas asfálticas.** In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Fortaleza – CE, Brasil. 2009.

OSMANI, M.; GLASS, J. e PRICE, A. D. F. **Architects' perspectives on construction waste reduction by design.** Waste Management 28, 2008. p. 1147-1158.

PARANAVITHANA, S. e MOHAJERANI, A. **Effects of recycled concrete aggregates on properties of asphalt concrete.** Resources, Conservation & Recycling 48, 2006. p. 1-12.

PINTO, L. E. M.; MELO, R. A. e ASSIS, S. R. H. **Estudo de Viabilidade do Uso de resíduo PET em Obra Rodoviária.** In: Congresso Brasileiro de Gestão Ambiental. Bauru – SP, Brasil. 2010.

Plastic Europe-Plastics the facts (2011)

POON, C. e CHAN, D. **The use of recycled aggregate in concrete in Hong Kong.** Resources, Conservation and recycling 50, 2007. p. 293-305.

RAFI, M. M.; QADIR, A. e SIDDIQUI, S. H. **Experimental testing of hot mix asphalt mixture made of recycled aggregates.** Waste Management & Research. 2010.

RON, M. B.; CASAGRANDE, M. D. T.; VALE, A. C.; LOPES, M. M. e SOARES, J. B. **Aplicabilidade de resíduos reciclados da construção civil e demolição como agregados em misturas asfálticas.** In: 15^a Reunião de Pavimentação Urbana (RPU), Salvador – BA, Brasil. 2008.

SABINA, T. A. K.; SANGITA, D. K. S. e SHARMA, B. M. **Performance evaluation of waste plastic/polymer modified bituminous concrete mixes.** Journal of Scientific & Industrial Research Vol. 68, 2009. pp. 975-979.

SÁEZ, P. V.; MERINO, M. R. e PORRAS-AMORES, C. **Managing construction and demolition (C&D) waste – a European perspective.** In: International Conference on Petroleum and Sustainable Development, IPCBEE vol.26, Singapore. 2011.

SENÇO, W. Manual de Técnicas de Pavimentação. Vol.2. Pini, São Paulo, 2001.

SIDDHARTH, R. **Use of Waste Plastic and Waste Rubber Tyres in Flexible Highway Pavements.** In: International Conference on Future Environment and Energy, IPCBEE vol.28, Singapore. 2012.

SILVA, C. A. R. **Estudo do agregado reciclado de construção civil em misturas betuminosas para vias urbanas.** 2009. 194f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

TUNCAN, M.; TUNCAN, A. e CETIN, A. **The use of waste materials in asphalt concrete mixtures.** Waste Management & Research. 2003. pp. 83-92.

VALENÇA, P. M. A. e FROTA, C. A. **Misturas Areia-Asfalto com fibra do açaí e resíduo da construção civil para a cidade de Manaus.** Revista T&C Amazônia, ano IX, nº 21, 2º semestre de 2011. pp. 50-54.

VASUDEVAN, R.; SEKAR, A. R. C.; SUNDARAKANNAN, B. e VELKENNEDY, R. **A technique to dispose waste plastics in an ecofriendly way – Application in construction of flexible pavements.** Construction and Building Materials 28, 2012. p. 311-320.

WONG, Y. D.; SUN, D. D. e LAI D. **Value-added utilization of recycled concrete in hot-mix asphalt.** Waste Management 27, 2007. p. 294-301.

ZOOROB, S. E. e SUPARMA, L. B. **Laboratory design and investigation of the properties of continuously graded Asphaltic concrete containing recycled plastics aggregate replacement (Plastiphalt).** Cement & Concrete Composites 22, 2000. p. 233-242.

APÊNDICE 1 – Instrumentos de Coleta de Dados



**Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV)**



Ensaio: Agregados – Análise granulométrica

Data: _____ / _____ / _____

Material: _____

Massa total: _____

Massa seca: _____

Amostra: _____

Peneiras		Material	
Abertura (mm)	Nº	Retido (g)	Passante (g)
75			
50			
37,5			
25			
19			
9,5			
4,75	4		
2,36	8		
2	10		
1,18	16		
0,6	30		
0,425	40		
0,3	50		
0,150	100		
0,075	200		



Ensaio: Abrasão *Los Angeles* – Especificação DNER-ME 035/98

Data	
Material	
Amostra	
Graduação escolhida para o ensaio – n	
Abrasão <i>Los Angeles</i> da graduação n – A_n	
Massa total da amostra seca colocada na máquina – m_n	
Massa da amostra lavada e seca após o ensaio – m'_n	

Ensaio: Absorção e Densidade – Especificação DNER-ME 081/98

Data	
Material	
Amostra	
Temperatura (°C)	
Massa de ensaio (g)	
Massa saturada (g) – M_h	
Leitura (g) – L	
Massa seca (g) – M_s	
Densidade Aparente – D_{ap}	
Absorção (%) – a	

Ensaio: Densidade – Especificação DNER-ME 084/95

Data	
Material	
Amostra	
Temperatura (°C)	
Massa do picnômetro vazio e seco (g) – a	
Massa do picnômetro mais amostra (g) – b	
Massa do picnômetro mais amostra mais água (g) – c	
Massa do picnômetro cheio d'água (g) – d	
Densidade real do agregado miúdo – D	



Misturas betuminosas – ensaio Marshall

Dados			
Data	/ /	Temperatura de mistura	
Operador		Temperatura de compactação	
Especificação		Faixa granulométrica	

Massa de agregado e asfalto em cada corpo de prova					
Massa total do corpo de prova em gramas					
Teor de asfalto, %					
Brita 19, g					
Brita 12, g					
Pó de Pedra, g					
ARC, g					
Pelete, g					
Asfalto, g					

Medida da altura H dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3

Cálculo das massas específicas das misturas compactadas, da estabilidade e fluência											
Teor de asfalto, %	Massa seca do corpo de prova compactado, g						Estabilidade, N		Fluência, mm		
	M_s			$M_{s_{sub}}$							
	1	2	3	1	2	3	1	2	3	1	2



Misturas betuminosas – Resistência à Tração por Compressão Diametral

Dados			
Data	/ /	Temperatura de mistura	
Operador		Temperatura de compactação	
Especificação		Faixa granulométrica	

Massa de agregado e asfalto em cada corpo de prova					
Massa total do corpo de prova em gramas					
Teor de asfalto, %					
Brita 19, g					
Brita 12, g					
Pó de Pedra, g					
ARC, g					
Pelete, g					
Asfalto, g					

Medida da altura H dos corpos de prova (mm)													
Teor de asfalto, %	1				2				3				
	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	

Medida do diâmetro D dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3

Carga de Ruptura F (kgf)			
Teor de asfalto (%)	CP1	CP2	CP3



Universidade Federal da Paraíba
Centro de Tecnologia
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental
Laboratório de Geotecnia e Pavimentação (LAPAV)



Misturas betuminosas – Módulo de Resiliência

Dados			
Data	/ /	Temperatura de mistura	
Operador		Temperatura de compactação	
Especificação		Faixa granulométrica	

Massa de agregado e asfalto em cada corpo de prova					
Massa total do corpo de prova em gramas					
Teor de asfalto, %					
Brita 19, g					
Brita 12, g					
Pó de Pedra, g					
ARC, g					
Pelete, g					
Asfalto, g					

Medida da altura H dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3

Medida do diâmetro D dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3



Misturas betuminosas – Lottman

Dados			
Data	/ /	Temperatura de mistura	
Operador		Temperatura de compactação	
Especificação		Faixa granulométrica	

Massa de agregado e asfalto em cada corpo de prova					
Massa total do corpo de prova em gramas					
Teor de asfalto, %					
Brita 19, g					
Brita 12, g					
Pó de Pedra, g					
ARC, g					
Pelete, g					
Asfalto, g					

Medida da altura H dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3

Medida do diâmetro D dos corpos de prova (mm)									
Teor de asfalto, %	1			2			3		
	1	2	3	1	2	3	1	2	3

Carga de Ruptura F (kgf)			
Teor de asfalto (%)	CP1	CP2	CP3

APÊNDICE 2 – Cálculo da força F_o utilizada no ensaio de MR

Tabela com valores auxiliares para o cálculo da força F_o .								
Mistura e teor ótimo (%)	CP	H (cm)	D (cm)	F (Kgf)	RT (Kgf/cm ²)	F_o (Kgf)	F_o (N)	Média da F_o (N)
AN100 (5,7)	1	6,59	10,12	840,50	8,03	84	824	
	2	6,54	10,16	923,36	8,84	92	905	854
	3	6,46	10,17	850,36	8,24	85	834	
AN75-ARC25 (7,9)	1	6,60	10,17	702,39	6,66	70	689	
	2	6,62	10,17	710,28	6,72	71	696	716
	3	6,61	10,17	779,33	7,39	78	764	
AN75-ARC23-P2 (8,0)	1	6,79	10,17	745,79	6,88	75	731	
	2	6,81	10,17	749,74	6,90	75	735	714
	3	6,71	10,19	690,55	6,43	69	677	
AN75-ARC21-P4 (8,3)	1	6,97	10,20	662,93	5,93	66	650	
	2	7,08	10,20	670,82	5,91	67	658	642
	3	6,93	10,16	629,39	5,69	63	617	
AN98-P2 (6,5)	1	6,56	10,19	591,90	5,64	59	580	
	2	6,61	10,17	552,44	5,23	55	541	557
	3	6,45	10,19	562,30	5,45	56	551	
AN96-P4 (7,3)	1	6,72	10,18	453,79	4,22	45	444	
	2	6,89	10,15	463,65	4,22	46	454	455
	3	6,75	10,20	477,47	4,42	47	467	

As alturas (H) e diâmetros (D) foram dos corpos de prova usados no ensaio de MR, e a força F foi obtida do ensaio de RT. Com 10% do valor de RT calculou-se a força F_o que foi aplicada no ensaio de MR.

APÊNDICE 3 – Misturas asfálticas insatisfatórias

As misturas com 50% de agregados naturais e 50% de ARC; e 75% de agregados naturais, 17% de ARC e 8% de pelete, respectivamente representadas por AN50-ARC50 e AN75-ARC17-P8, apresentaram-se insatisfatórias com relação ao Vv e à altura dos corpos de prova, além de alguns corpos de prova apresentarem baixa estabilidade Marshall e em alguns casos atingirem valores inferiores ao mínimo preestabelecido na especificação de serviço DNIT 031/2006 – ES.

A mistura AN50-ARC50 apresentou Vv muito elevado e assim não foi calculado o teor ótimo para esta mistura, pois uma das exigências previstas em norma é que a mistura asfáltica apresente um volume de vazios entre 3% e 5%. Para esta mistura o menor valor obtido para Vv foi de 6,6% e o máximo de 9,8%, o que resulta numa insatisfação para a realização das análises.

Os corpos de prova referentes à mistura asfáltica AN75-ARC17-P8 apresentaram valores altos para Vv sendo o menor 7,7% e o maior 12,65%, e a estabilidade Marshall obtida não atingiu valores satisfatórios para alguns corpos de prova ensaiados, dos 15 corpos de prova, 4 apresentaram valores entre 400 e 500 Kgf, mas a norma estipula o valor mínimo de 500 Kgf para a estabilidade. Por fim, os corpos de prova desta mistura apresentaram as maiores alturas em relação aos das demais misturas asfálticas.

APÊNDICE 4 – Composições granulométricas das misturas

As tabelas 1, 2, 3, 4, 5 e 6 deste apêndice mostram os limites inferior e superior da faixa C, as granulometrias dos materiais utilizados e as composições granulométricas obtidas para as misturas asfálticas produzidas que estão na coluna “Resultados”. As figuras 1, 2, 3, 4, 5 e 6 mostram as curvas granulométricas obtidas para cada mistura asfáltica e todas se situaram entre os limites da faixa C.

Tabela 1 – Composição granulométrica da mistura AN100

	Aplicação: revestimento				Faixa: C					Resultados					
Peneiras (mm)	Porcentagem passante									Resultados					
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais											
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete							
50,8	100	100	100	7	100	100	100	0	0	100					
38,1	100	100	100	7	100	100	100	0	0	100					
25,4	100	100	100	7	100	100	100	0	0	100					
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	0	0	99,20					
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	0	0	79,44					
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	0	0	56,98					
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	0	0	35,78					
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	0	0	18,35					
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	0	0	15,18					
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	0	0	4,98					
Proporções adotadas para cada material (%)				28	16	56	0	0							

Figura 1 – Curva granulométrica da mistura AN100

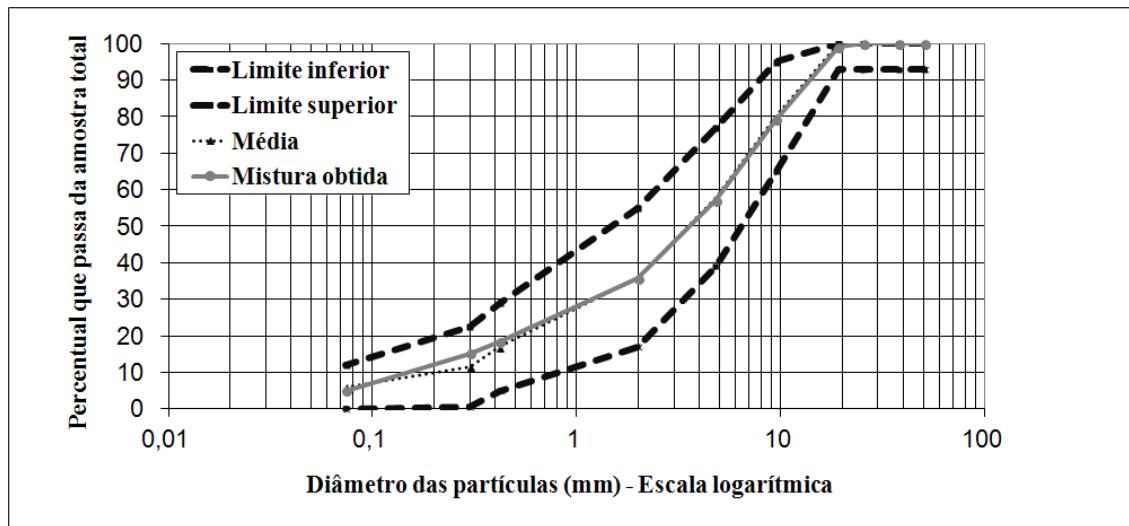


Tabela 2 – Composição granulométrica da mistura AN75-ARC25

Aplicação: revestimento					Faixa: C					Resultados							
Peneiras (mm)	Porcentagem passante										Resultados						
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais													
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete									
50,8	100	100	100	7	100	100	100	100	0	100							
38,1	100	100	100	7	100	100	100	100	0	100							
25,4	100	100	100	7	100	100	100	100	0	100							
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	100	0	99,20							
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	100	0	79,44							
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	99,69	0	59,00							
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	83,17	0	41,50							
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	34,03	0	19,26							
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	23,82	0	14,88							
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	3,31	0	3,80							
Proporções adotadas para cada material (%)					28	16	31	25	0								

Figura 2 – Curva granulométrica da mistura AN75-ARC25

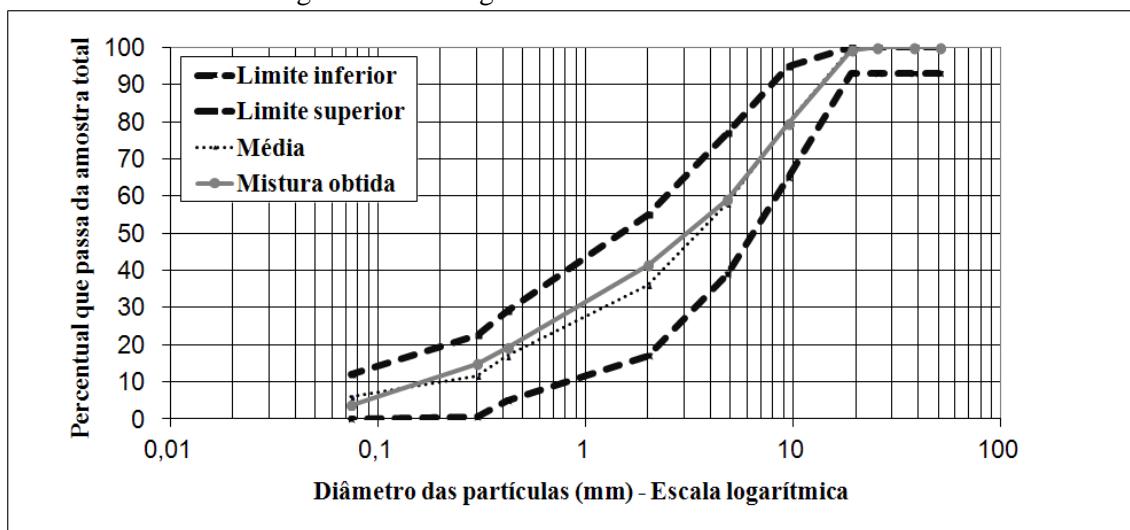


Tabela 3 – Composição granulométrica da mistura AN75-ARC23-P2

Aplicação: revestimento		Faixa: C					Resultados			
Peneiras (mm)	Porcentagem passante									
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais						
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete		
50,8	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100
38,1	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100
25,4	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	100	100	99,20
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	100	99,33	79,43
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	99,69	94,42	58,90
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	83,17	78,27	41,41
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	34,03	6,16	18,70
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	23,82	4,19	14,49
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	3,31	0,2	3,74
Proporções adotadas para cada material (%)				28	16	31	23	2		

Figura 3 – Curva granulométrica da mistura AN75-ARC23-P2

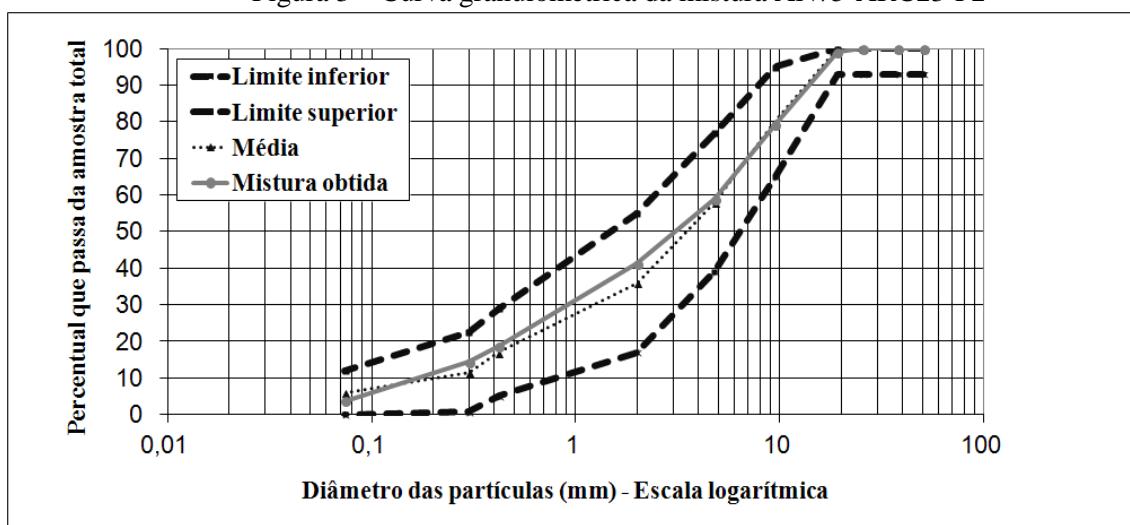


Tabela 4 – Composição granulométrica da mistura AN75-ARC21-P4

Aplicação: revestimento					Faixa: C					Resultados							
Peneiras (mm)	Porcentagem passante										Resultados						
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais													
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete									
50,8	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
38,1	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
25,4	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	100	100	99,20							
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	100	99,33	79,42							
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	99,69	94,42	58,79							
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	83,17	78,27	41,31							
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	34,03	6,16	18,14							
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	23,82	4,19	14,10							
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	3,31	0,2	3,67							
Proporções adotadas para cada material (%)					28	16	31	21	4								

Figura 4 – Curva granulométrica da mistura AN75-ARC21-P4

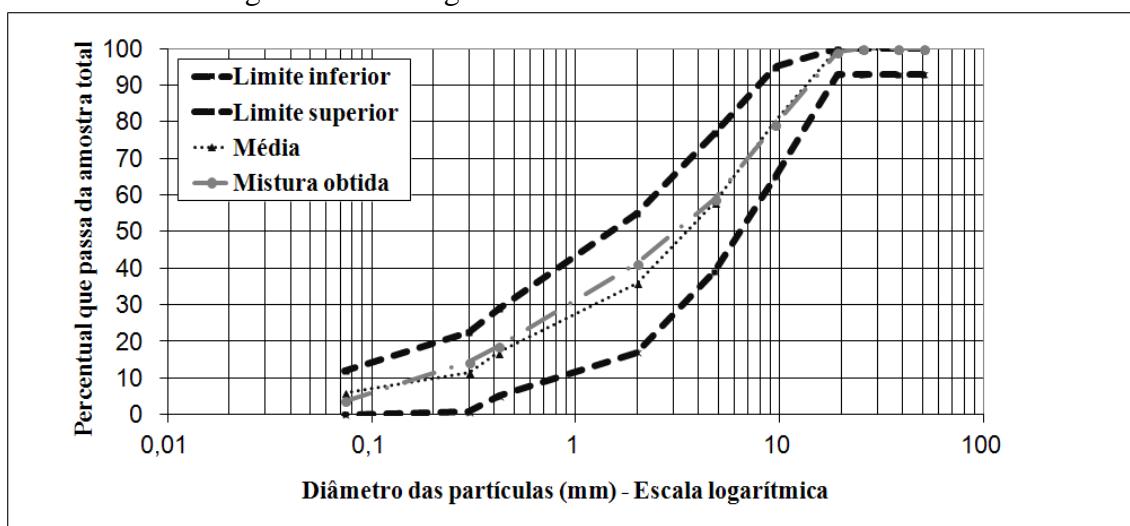


Tabela 5 – Composição granulométrica da mistura AN98-P2

Aplicação: revestimento					Faixa: C					Resultados							
Peneiras (mm)	Porcentagem passante																
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais													
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete									
50,8	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
38,1	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
25,4	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100							
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	100	100	99,20							
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	100	99,33	79,43							
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	99,69	94,42	57,04							
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	83,17	78,27	36,14							
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	34,03	6,16	17,86							
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	23,82	4,19	14,76							
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	3,31	0,2	4,83							
Proporções adotadas para cada material (%)					28	16	54	0	2								

Figura 5 – Curva granulométrica da mistura AN98-P2

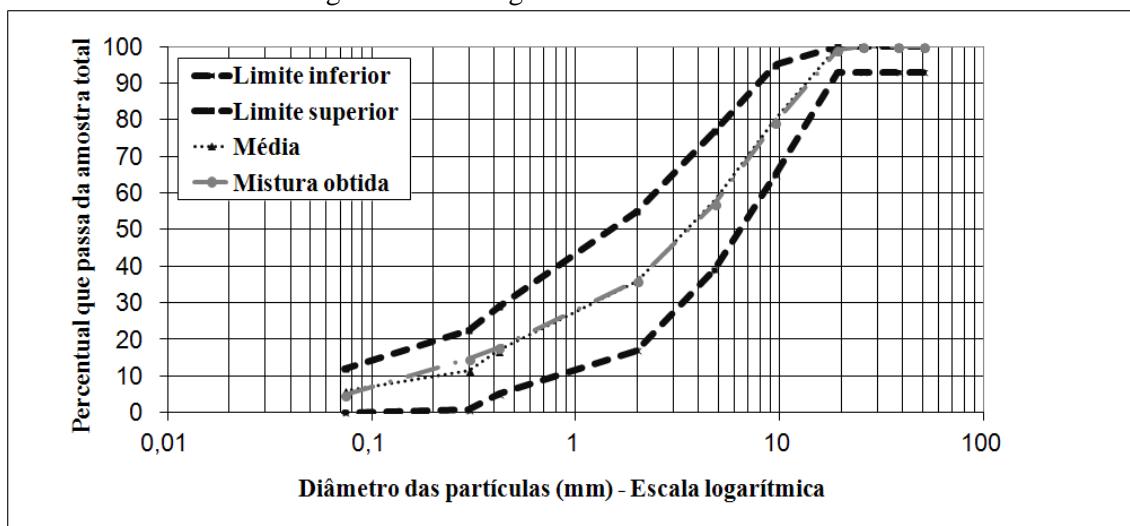
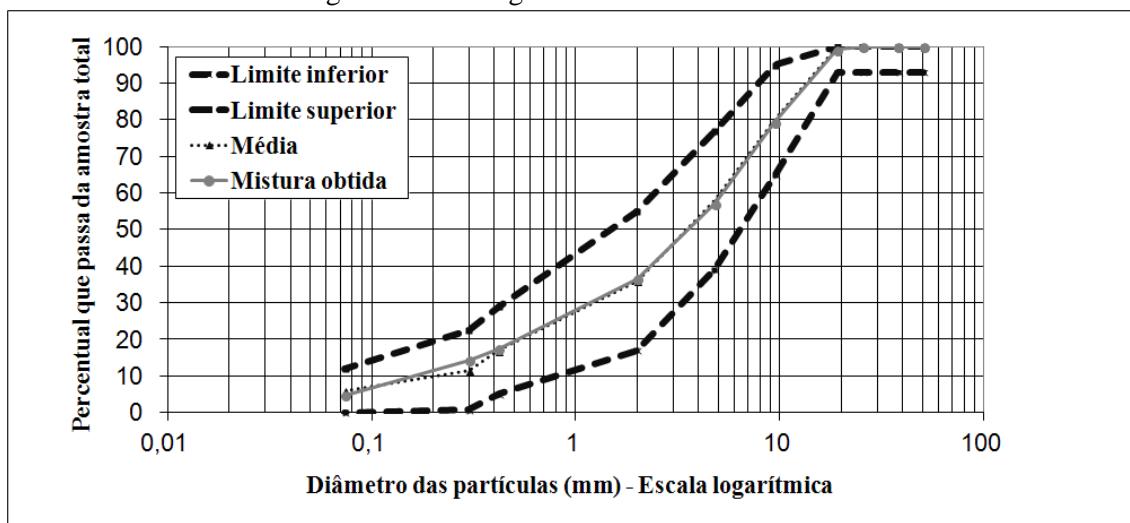


Tabela 6 – Composição granulométrica da mistura AN96-P4

Aplicação: revestimento				Faixa: C					Resultados		
Peneiras (mm)	Porcentagem passante										
	DNIT 031/2006 – ES			Materiais							
	Limites	Média	Tolerância	Brita 19	Brita 12	Pó de pedra	ARC	pelete			
50,8	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100	
38,1	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100	
25,4	100	100	100	7	100	100	100	100	100	100	
19,1	100	100	100	7	97,14	100	100	100	100	99,20	
9,5	70	90	80	5	28,13	97,30	100	100	99,33	79,42	
4,8	44	72	58	5	5,72	25,50	91,61	99,69	94,42	57,09	
2	22	50	36	5	2,20	8,81	60,28	83,17	78,27	36,50	
0,42	8	26	17	3	1,71	5,32	30,39	34,03	6,16	17,38	
0,3	3	20	12	2	1,53	4,65	25,01	23,82	4,19	14,35	
0,074	2	10	6	2	0,58	1,94	8,06	3,31	0,2	4,67	
Proporções adotadas para cada material (%)				28	16	52	0	4			

Figura 6 – Curva granulométrica da mistura AN96-P4



APÊNDICE 5 – Cálculo do teor provável, volume dos corpos de prova, massa específica aparente (Gmb), densidade máxima teórica (DMT), volume de vazios (Vv), vazios com betume (VCB), vazios do agregado mineral (VAM), relação betume vazios (RBV) e teor ótimo.

Todos os cálculos mostrados neste apêndice são referentes à mistura de referência AN100 visto que para as demais misturas os cálculos são idênticos.

Conforme a fórmula (1) apresentada no capítulo 3 e utilizando as granulometrias G, g, S, s, f que foram obtidas da tabela 1 do apêndice 4, encontra-se o valor da superfície específica A:

$$G = 20,556 \quad g = 22,461 \quad S = 38,637 \quad s = 13,360 \quad f = 4,986$$

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

$$100A = 0,17(20,556) + 0,33(22,461) + 2,30(38,637) + 12,0(13,360) \\ + 135(4,986)$$

$$A = 9,3320158 \text{ m}^2/\text{kg}$$

Da fórmula (2) do capítulo 3 tem-se:

$$T = K\sqrt[5]{A}$$

$$T = 3,75\sqrt[5]{9,3320158}$$

$$T = 5,862 \approx 6$$

O ajuste da massa dos agregados em função dos teores de asfalto foi feito conforme a fórmula (3) do capítulo 3. A mistura AN100 é constituída por 3 agregados (agregados 1, 2 e 3) e os percentuais conforme tabela 22 do capítulo 3 são:

Agregado 1 ($n = 1$): Brita 19 \rightarrow 28%, portanto, $\%1^* = 28$;

Agregado 2 ($n = 2$): Brita 12 \rightarrow 16%, portanto, $\%2^* = 16$;

Agregado 3 ($n = 3$): Pó de pedra \rightarrow 56%, portanto, $\%3^* = 56$

Como o teor provável (T) foi de 6%, os demais teores são 5,0%; 5,5%; 6,0%, 6,5% e 7,0% e utilizando a fórmula (3) do capítulo 3 $\%n = \%n^*(100\% - T')$, tem-se:

Para $T' = 5,0\%$:

$$\%I = \%I * (100\% - 5\%)$$

$$\%I = 28(95\%)$$

$$\%I = 26,6 \rightarrow 26,6\% \text{ de brita 19}$$

$$\%2 = \%2 * (100 - 5\%)$$

$$\%2 = 16(95\%)$$

$$\%2 = 15,2 \rightarrow 15,2\% \text{ de brita 12}$$

$$\%3 = \%3 * (100\% - 5\%)$$

$$\%3 = 56(95\%)$$

$$\%3 = 53,2 \rightarrow 53,2\% \text{ de pó de pedra}$$

Para $T' = 5,5\%$; $T' = 6,0\%$; $T' = 6,5\%$ e $T' = 7,0\%$ os cálculos são análogos. A tabela 1 deste apêndice mostra a proporção dos agregados com os teores de asfalto considerados.

Tabela 1: Proporção dos agregados com teores de asfalto considerados da mistura AN100

Teor de asfalto (%)	0	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Brita 19 (%)	28	26,60	26,46	26,32	26,18	26,04
Brita 12 (%)	16	15,20	15,12	15,04	14,96	14,88
Pó de pedra (%)	56	53,20	52,92	52,64	52,36	52,08

A partir do teor provável $T = 6$ foram moldados os corpos de prova para os seguintes teores 5,0%; 5,5%; 6,0%; 6,5%; 7,0%, 3 corpos de prova para cada teor. Com a obtenção da massa seca (M_s) e massa submersa (M_{sub}) foram calculados o volume dos corpos de prova (V) e a massa específica aparente das misturas (G_{mb}) conforme as fórmulas, respectivamente, (4) e (5) do capítulo 3. Os valores são mostrados na tabela 2 deste apêndice.

Tabela 2: Ms, Msub, V e Gmb dos corpos de prova da mistura AN100

Teor de asfalto (%)		Ms (g)	Msub (g)	V (cm ³)	Gmb (g/cm ³)	Gmb médio (g/cm ³)
5,0	CP 1	1191,0	678,1	512,9	2,32	
	CP 2	1193,6	681,3	512,3	2,33	2,32
	CP 3	1192,7	679	513,7	2,32	
5,5	CP 1	1190,1	686,9	503,2	2,37	
	CP 2	1190,5	688,1	502,4	2,37	2,37
	CP 3	1192,6	688,6	504,0	2,37	
6,0	CP 1	1187,0	687,6	499,4	2,38	
	CP 2	1191,0	689,7	501,3	2,38	2,36
	CP 3	1191,0	677,6	513,4	2,32	
6,5	CP 1	1183,8	683,2	500,6	2,36	
	CP 2	1180,0	678,3	501,7	2,35	2,35
	CP 3	1185,6	680,7	504,9	2,35	
7,0	CP 1	1189,7	680,1	509,6	2,33	
	CP 2	1185,9	680,5	505,4	2,35	2,34
	CP 3	1192,2	682,2	510,0	2,34	

Legenda: CP significa corpo de prova

O cálculo da densidade máxima teórica (DMT) em função do teor de CAP é mostrado a seguir e foi realizado conforme fórmula (6) do capítulo 3.

Como o teor de asfalto da mistura AN100 varia de 5,0% a 7,0% de 0,5% em 05%, os possíveis valores para %a são: 5,0; 5,5; 6,0; 6,5 e 7,0. Inicialmente seja %a = 5,0.

O %Ag é dividido em dois, pois há dois agregados graúdos na mistura AN100: brita 19 e brita 12. Sejam os percentuais da brita 19 e da brita 12, respectivamente, denominados de %Ag1 e %Ag2, assim de acordo com a tabela 1 deste apêndice tem-se que: %Ag1 = 26,60 e %Ag2 = 15,20.

Como só há um tipo de agregado miúdo (pó de pedra), então o %Am não se divide como no caso anterior e conforme a tabela 1 deste apêndice tem-se que %Am = 53,20.

Como não foi usado fíler então %f = 0.

Mais uma vez têm-se duas massas específicas reais com relação aos agregados graúdos, pois foram usados na mistura dois tipos de agregado graúdo. Considere então que G_{Ag} é dividido em duas partes G_{Ag1} e G_{Ag2} , referentes à brita 19 e à brita 12, respectivamente. Assim as massas específicas reais são (em g/cm³): $G_a = 1,0268$, $G_{Ag1} = 2,67$, $G_{Ag2} = 2,66$, $G_{Am} = 2,66$ e $G_f = 2,78$. Com estes dados tem-se o cálculo da DMT por meio da fórmula (6) do capítulo 3:

$$DMT = \frac{100}{\left(\frac{\%a}{G_a}\right) + \left(\frac{\%Ag1}{G_{Ag1}}\right) + \left(\frac{\%Ag2}{G_{Ag2}}\right) + \left(\frac{\%Am}{G_{Am}}\right) + \left(\frac{\%f}{G_f}\right)}$$

$$DMT = \frac{100}{\left(\frac{5,0}{1,0268}\right) + \left(\frac{26,60}{2,67}\right) + \left(\frac{15,20}{2,66}\right) + \left(\frac{53,20}{2,66}\right) + \left(\frac{0}{2,78}\right)}$$

$$DMT = \frac{100}{40,545}$$

$$DMT = 2,466 \approx 2,47 \text{ g/cm}^3$$

Para os demais teores de asfalto os cálculos são análogos, e na tabela 3 constam os valores de DMT para todos os teores referentes à mistura AN100.

Tabela 3: DMT da mistura AN100 em função dos teores de asfalto

Teor de asfalto (%)	0	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
DMT (g/cm ³)	2,66	2,47	2,45	2,43	2,41	2,40

Os parâmetros volume de vazios (Vv), vazios com betume (VCB), vazios de agregado mineral (VAM) e relação betume/vazios (RBV) são mostrados a seguir e foram calculados conforme as fórmulas (7), (8), (9) e (10) do capítulo 3 e consulta aos valores de Gmb e DMT das tabelas 2 e 3 deste apêndice, quando necessário.

Para $\%a = 5,0$ tem-se:

$$V_v = \frac{DMT - Gmb}{DMT} = \frac{2,47 - 2,32}{2,47} = 0,06 = 6,00\%$$

$$VCB = \frac{Gmb \cdot \%a}{G_a} = \frac{2,32 \cdot 5}{1,0268} = 11,30\%$$

$$VAM = V_v + VCB = 6\% + 11,30\% = 17,30\%$$

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} = \frac{11,30\%}{17,30\%} = 0,653 = 65,30\%$$

Para os demais teores os cálculos são idênticos, e a tabela 4 traz os valores de todos os teores referentes à mistura AN100.

Tabela 4: Valores de Vv, VCB, VAM e RBV da mistura AN100

Teor de asfalto (%)	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
Vv (%)	6,00	3,32	3,00	2,40	2,34
VCB (%)	11,30	12,68	13,78	14,91	15,95
VAM (%)	17,30	16,00	16,78	17,31	18,29
RBV (%)	65,30	79,25	82,11	86,13	87,21

Na figura 16 do capítulo 3 têm-se os gráficos dos parâmetros da mistura de referência AN100. Considerando a estabilidade máxima, Gmb máxima, Vv médio e RBV médio, calculou-se o teor ótimo como a seguir.

Estabilidade máxima: A estabilidade possui o valor máximo no vértice da parábola e como a equação da linha de tendência foi dada por $f(x) = (-523,6)x^2 + (6243,9)x + (-8056,2)$, calculou-se a derivada de $f(x)$ que é igual a zero no vértice da

parábola, assim no vértice da parábola: $f'(x) = (-1047,2)x + (6243,9) \Rightarrow 0 = (-1047,2)x + (6243,9) \Rightarrow x = 5,96 \approx 6$.

Gmb máxima: a Gmb possui o valor máximo no vértice da parábola e como a equação da linha de tendência foi dada por $f(x) = (-0,0311)x^2 + (0,3762)x + (1,2249)$ calculou-se a derivada de $f(x)$ que é igual a zero no vértice da parábola, assim no vértice da parábola: $f'(x) = (-0,0622)x + 0,3762 \Rightarrow 0 = (-0,0622)x + 0,3762 \Rightarrow x = 6,05 \approx 6$.

Em conformidade com a especificação de serviço do DNIT 031/2006 em que Vv deve possuir valor entre 3% e 5% e RBV entre 75% e 82%, os valores de Vv médio e RBV médio utilizados foram, respectivamente, 4% e 78,5%, logo:

Vv médio: a equação da linha de tendência do Vv em função dos teores de asfalto foi $f(x) = (1,2715)x^2 + (-16,804)x + (57,778)$ e como $f(x) = 4$ então: $4 = (1,2715)x^2 + (-16,804)x + (57,778) \Rightarrow (1,2715)x^2 + (-16,804)x + (53,778) = 0$. A solução desta equação foi $x_1 = 7,78$ e $x_2 = 5,44$; como $5 < x < 7$ então: $x = 5,44 \approx 5,4$.

RBV médio: a equação da linha de tendência do RBV em função dos teores de asfalto foi $f(x) = (-6,4384)x^2 + (86,989)x + (-206,72)$ e como $f(x) = 78,5$ então: $78,5 = (-6,4384)x^2 + (86,989)x + (-206,72) \Rightarrow (-6,4384)x^2 + (86,989)x + (-285,22) = 0$. A solução desta equação foi $x_1 = 5,60$ e $x_2 = 7,91$; como $5 < x < 7$ então: $x = 5,60 \approx 5,6$.

A média aritmética da estabilidade máxima, Gmb máxima, Vv médio e RBV médio resulta no teor ótimo T_o que está calculado a seguir para a mistura AN100:

$$T_o = \frac{6 + 6 + 5,4 + 5,6}{4} = 5,7\%$$

E deste modo foram calculados os teores ótimos de todas as misturas asfálticas.