

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE AGREGADO
SINTÉTICO DE ARGILA CALCINADA PARA USO EM
REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS PARA MANAUS**

MARIA DAS GRAÇAS RUFINO DOS SANTOS

**ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO
CO-ORIENTADORA: CONSUELO ALVES DA FROTA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM – 162/07**

BRASÍLIA-DF: JULHO/2007.

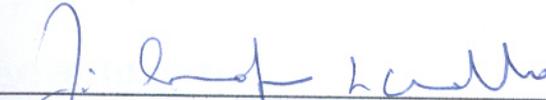
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE AGREGADO SINTÉTICO DE
ARGILA CALCINADA PARA USO EM REVESTIMENTOS
ASFÁLTICOS PARA MANAUS

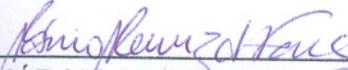
MARIA DAS GRAÇAS RUFINO DOS SANTOS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU
DE MESTRE.

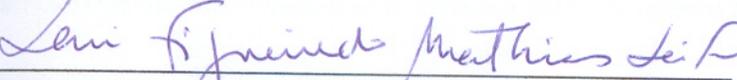
APROVADA POR:



JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)



MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)



LENI MATHIAS FIGUEIREDO LEITE, DSc (CENPES)
(EXAMINADORA EXTERNA)

BRASÍLIA/DF, 02 DE JULHO DE 2007.

FICHA CATALOGRÁFICA:

SANTOS, MARIA DAS GRAÇAS RUFINO DOS

Estudo do Comportamento de Agregado Sintético de Argila Calcinada para Uso em Revestimentos Asfálticos para Manaus.

(xv), 102 p., 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2007)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. Agregados Sintéticos

2. Material alternativo

3. Misturas Asfálticas.....4. Ensaios dinâmicos

I. ENC/FT/UnB

II. Título (Série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SANTOS, M. G. R. (2007). **Estudo do Comportamento de Agregado Sintético de Argila em Revestimentos na Pavimentação para Manaus**. Dissertação de Mestrado, Publicação n° G. DM-162/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 102 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Maria das Graças Rufino dos Santos

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Estudo do Comportamento de Agregado Sintético de Argila em Revestimentos na Pavimentação para Manaus.

GRAU/ANO: Mestre/2007.

É concedida a Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e emprestar ou vender tais cópias somente com propósitos acadêmicos e científicos. A autora reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito da autora.

Maria das Graças Rufino dos Santos

Maria das Graças Rufino dos Santos

graca_ruffino@yahoo.com.br

Travessa Euclides da Cunha, 451, Aleixo.

CEP 69.060-191

Manaus-AM.

“Se a sabedoria penetrar no teu coração e a ciência deleitar a tua alma, a reflexão te guardará e a prudência amparar-te-á para te livrar do mau caminho... Portanto, tu caminharás pela senda dos bons e seguirás o caminho dos justos, porque os homens retos habitarão a terra, e os ímpios nela permanecerão”.

(PROVÉRBIOS, 2)

AGRADECIMENTOS

Ao longo desta caminhada tenho sempre encontrado pessoas que se tornaram muito importantes para mim, e creio que isto é obra de Deus em minha vida. Portanto, eu quero em primeiro lugar agradecer ao nosso Pai-Maior por me carregar em seus braços nos momentos mais difíceis e sempre me cercar de pessoas tão especiais, que me ajudam a cada dia escrever com dignidade uma nova página da minha vida.

Dedico este trabalho e minha vida aos meus pais amados João Fernandes dos Santos e Maria José Rufino Santos por me ensinarem, primordialmente, as lições de amor, respeito, gratidão e generosidade para com o meu próximo e por devotarem suas vidas e seu amor incondicional a mim e meus irmãos. E por acreditarem que a educação é a principal arma na luta por um mundo melhor. Aos meus queridos irmãos: Ceíça, Vinícius, Alquízia e Helem, por me amarem e me apoiarem sempre. Aos meus sobrinhos Henry, Janjão, Bebel, Eric e Tuco, que dão a cada dia um novo sentido a minha vida. Aos meus cunhados: Lasmar, Miguel e Alessandra por completarem os laços desta grande corrente de amor.

Agradeço a todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília que com muita competência nos transmitiram seus conhecimentos, apresentando-nos novos horizontes.

Em especial, agradeço ao meu orientador Professor Camapum de Carvalho, a quem tenho imenso respeito e carinho. Meus sinceros agradecimentos pela paciência, dedicação, pelas suas sugestões e críticas, e por ter confiado a realização desta pesquisa em Manaus, sob co-orientação da Professora Consuelo.

À minha eterna Professora Consuelo Alves da Frota, minha co-orientadora nesta pesquisa, a quem tenho imenso respeito, admiração, amizade e amor. Mais que uma grande incentivadora, um exemplo de dedicação, doação e amor ao ensino, a pesquisa e coordenação do Grupo de Geotecnia. Agradeço as sábias palavras de conforto nos momentos difíceis, a imensa colaboração, a troca de conhecimentos e por ter cedido as instalações do Laboratório de Mecânica dos Solos - UFAM, os equipamentos e materiais para realização desta Dissertação de Mestrado em sua totalidade. Em seu nome agradeço também a Universidade

Federal do Amazonas – UFAM, instituição que tenho imenso orgulho pela minha formação e faço parte pelo Grupo de Geotecnia, desde 2000.

Aos engenheiros Cleudinei Lopes, Diego Meneses, Fábio Nunes, Daniela D’Antona pelas trocas de conhecimentos e pelas palavras de incentivo. Às minha amigas-irmãs: Eng^a. Paula Mello e Eng^a. Janaina Procópio pela amizade, baseada no amor, no respeito, na admiração mútua e na fraternidade. Ao Técnico Francivaldo e da D. Meire pela grande ajuda a mim dispensada na confecção das misturas e na limpeza do laboratório.

Aos meus colegas da Geo/UnB: Cássio, Giovani, Salomé, Carmem, Petros, Lorena, Enio, Jaqueline, Ângela, Lucho, Daniel, Marcos, Ary, Joice, Bella, Pri, Wallace e Elder pelo companheirismo e carinho. Aos técnicos e a secretária Nilzith pelo apoio durante o decorrer do curso. A minha amiga-irmã de todas as horas, Eng^a. Joseleide Silva pela força nos momentos difíceis e pelas inúmeras alegrias vividas durante mais esse ano.

À Família Santos Marinho que me proporcionou um novo lar em Brasília, acolhendo-me com muito carinho. Ao Tio Ferdinand, Tia Antônia e aos meus queridos primos, meu amor e minha eterna gratidão.

Ao CNPq pelo apoio financeiro e a todos, que de forma direta ou indiretamente, colaboraram com a realização deste trabalho.

RESUMO

ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE AGREGADO SINTÉTICO DE ARGILA CALCINADA PARA USO EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS PARA MANAUS

Em regiões como o Município de Manaus, onde o material rochoso superficial é escasso ou encontra-se a grandes distâncias de transporte, e uma espessa camada superficial argilosa faz-se presente, a proposta concernente à confecção agregados artificiais, tendo a argila como matéria-prima, apresenta-se como alternativa, além de substituir o material granular normalmente empregado – o seixo extraído do leito de rios. Inicialmente, avaliaram-se dois solos (Solo 01 e Solo 02) quanto ao potencial à calcinação. Definiu-se como mais apropriado o Solo 01 e confeccionaram-se os agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC). Este material, juntamente com o seixo, foram os agregados graúdos formadores de três tipos de misturas asfálticas (M1 com ASAC, M2 com ASAC britado e M3 com seixo), dosadas com base na metodologia Marshall. Nos três casos utilizou-se como agregado fino uma areia de rio e como filler o cimento Portland. O agregado sintético (ASAC) foi enquadrado na Faixa C do DNIT e nos limites da Superpave para compor as misturas M1 e M2, respectivamente. Como material comparativo confeccionou-se uma mistura de referência, utilizada no Município Manauara, empregando-se o material aluvionar, sendo esta enquadrada na faixa C e Superpave (M3), simultaneamente. Para o cálculo dos parâmetros volumétricos das misturas com ASAC, determinou-se a densidade máxima teórica segundo o método de *Rice*, em função de sua elevada absorção, e para o seixo foi realizada a média ponderada das densidades. Caracterizaram-se as misturas asfálticas por meio de suas propriedades mecânicas, dadas pela resistência à tração por compressão diametral (RT), pelo módulo resiliente (MR), pela deformação permanente (*Creep* dinâmico) e pela vida de fadiga. No geral, o desempenho mecânico das misturas asfálticas compostas com agregado sintético mostrou-se mais satisfatório se comparado àqueles obtidos pelas misturas confeccionadas com material natural.

ABSTRACT

STUDY OF SYNTHETIC CALCINATED CLAY AGGREGATES BEHAVIOR FOR USE IN PAVEMENT ASPHALT FOR MANAUS

In regions as the City of Manaus, where the superficial stone material is scarce or is to be found only at long distances, and a thick clay superficial layer becomes present, the alternative for the manufacture of artificial aggregates, having the clay as raw material, it comes as alternative, beyond replacing the normally used granular material - the pebble mined from rivers bed. Initially, two soils (Soil 01 and Soil 02) were evaluated as to their potential for calcinations. Soil 01 was defined as more appropriate and had confectioned synthetic calcinated clay aggregates (ASAC). This material, together with the pebble, compose three types of asphalt mixtures (M1 with ASAC, M2 with crushed SCCA and M3 with pebbles), blended as the Marshall methodology. The synthetic aggregate (ASAC) was classified under C limits (DNIT) and within the Superpave (SHRP) limits to comprise the M1 and M2 mixtures, respectively. The alluvial material was used as comparative material a reference mixture used in Manaus, such mixture being classified under C limits and Superpave (M3), simultaneously. For the calculation of the volumetric parameters of the ASAC mixtures, the maximum theoretical density according to the Rice test was determined by taking into account their high absorption rate. For the pebble a weighed density average was performed, simultaneously. For the calculation of the volumetric parameters of the mixtures with ASAC, it was determined according to theoretical maximum density Rice method, in function of its raised absorption, and for the pebble the weighed mean of the densities was carried through. The asphalt mixtures are characterized by their mechanical properties obtained by their tensile strength tests by Brazilian Tensile Test (RT), resilient modulus (MR), creep dynamics and fatigue test. By and large, the mechanical performance of the asphalt mixtures made up with the synthetic aggregate proved more satisfactory than those made up with the natural material.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 OBJETIVOS.....	3
1.1.1 Geral.....	3
1.1.2 Específicos.....	3
1.2 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS.....	5
2.2 AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO.....	9
2.2.1 Agregados Artificiais de Argila.....	10
2.3 ENSAIOS MECÂNICOS.....	16
2.3.1 Resistência á Tração por Compressão Diametral (RT).....	21
2.3.2 Módulo Resiliente (MR).....	24
2.3.3 <i>Creep</i> Dinâmico.....	27
2.3.4 Fadiga.....	29
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	34
3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DOS AGREGADOS SINTÉTICOS.....	34
3.1.1 Ensaio para Seleção Expedita pelo Processo de Fervura e Ensaio de Perda de Massa Após a Fervura.....	38
3.1.2 Ensaio de Desgaste por Abrasão “Los Angeles”.....	39
3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS COMPONENTES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS....	44
3.2.1 Material – AGREGADO SINTÉTICO DE ARGILA CALCINADA (ASAC).....	44
3.2.2 Material – SEIXO	46
3.2.3 Material – AREIA.....	47
3.2.4 Material – FILER.....	49
3.2.5 Material – LIGANTE.....	50
3.3 ESTUDO DA MISTURA ASFÁLTICA.....	52
3.3.1 Seleção das Granulometrias.....	52

3.3.2	Definição do Teor de Ligante.....	56
3.3.3	Densidade Máxima Teórica (DMT) das Misturas.....	60
3.4	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	62
3.4.1	Resistência á Tração por Compressão Diametral (RT).....	63
3.4.2	Módulo de Resiliência (MR).....	64
3.4.3	Deformação Permanente (“ <i>Creep</i> ” Dinâmico).....	65
3.4.4	Vida de Fadiga.....	66
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	71
4.1	ENSAIOS PRELIMINARES.....	71
4.2	PARÂMETROS FÍSICOS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	75
4.3	RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS.....	77
4.3.1	Resistência á Tração por Compressão Diametral (RT).....	78
4.3.2	Módulo Resiliente (MR).....	80
4.3.3	Relação MR/RT.....	85
4.3.4	Deformação Permanente (“ <i>Creep</i> ” Dinâmico).....	86
4.3.5	Ensaio de Fadiga.....	88
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	92
5.1	CONCLUSÕES.....	92
5.2	SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DESTE TRABALHO.....	94
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	96

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Sistema de Classificação de Agregados Sintéticos.....	11
Tabela 2.2 – Recomendações de uso (DNER, 1989).....	14
Tabela 2.3 – Composição química de argilas (DNER, 1981).....	14
Tabela 3.1 – Dados das jazidas.....	35
Tabela 3.2 – Limites de Atterberg.....	36
Tabela 3.3 – Controle da variação gravimétrica e volumétrica.....	43
Tabela 3.4 – Características do ASAC produzido.....	44
Tabela 3.5 – Características do ASAC britado.....	45
Tabela 3.6 – Características do Seixo rolado.....	46
Tabela 3.7 – Características da areia.....	47
Tabela 3.8 – Especificação do DNER - Agregado miúdo em misturas.....	48
Tabela 3.9 – Características do Cimento Portland.....	49
Tabela 3.10 – Especificação DNER - Material de enchimento.....	50
Tabela 3.11 – Resultado do DSR - Amostra envelhecida, RTFO e PAV.....	51
Tabela 3.12 – Resultado do ensaio no DSR - amostras antes e após o envelhecimento.....	51
Tabela 3.13 – Características do Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP).....	52
Tabela 3.14 – Composição da mistura com ASAC na Faixa C DNIT – M1.....	53
Tabela 3.15 – Composição da mistura com ASAC na Superpave – M2.....	54
Tabela 3.16 – Pontos de controle e zona de restrição para DMN 9,50mm.....	54
Tabela 3.17 – Composição da mistura convencional.....	55
Tabela 3.18 – Parâmetros de dosagem para CBUQ.....	58
Tabela 4.1 – Análises Preliminares.....	71
Tabela 4.2 – Valores aceitáveis e valores obtidos na análise química.....	75
Tabela 4.3 – Índices físicos das misturas para o teor ótimo de ligante.....	77
Tabela 4.4 – Valores de RT para as misturas estudadas.....	78
Tabela 4.5 – Resultados da relação MR/RT.....	85
Tabela 4.6 – Resultados do ensaio de <i>Creep</i> Dinâmico.....	88

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 – Rodovias federais no Estado do Amazonas (DNIT, 2006).....	1
Figura 2. 1 – Características geológicas da Região Norte (Sarges, 2006).....	9
Figura 2. 2 – Produção de agregado na Guiana Inglesa (Batista, 2004).....	12
Figura 2. 3 – Produção de agregados no Sudão Anglo-Saxônico (Batista, 2004).....	13
Figura 2. 4 – Representação esquemática das deformações nas misturas asfálticas (Nunes, 2006).....	17
Figura 2. 5 – Tensões em um pavimento (Medina e Motta, 2005).....	18
Figura 2. 6 – Algoritmo utilizado pela AASHTO TP31-96 (Modificado de Brito, 2006).....	19
Figura 2. 7 – Algoritmo utilizado pelo LTPP - Protocolo P07 (Modificado de Brito, 2006).....	19
Figura 2. 8 – Algoritmo utilizado pelo NCHRP - 1-28 e 1-28A (Modificado de Brito, 2006).....	20
Figura 2. 9 – Comparativo entre os deslocamentos resilientes instantâneos (Modificado de Brito, 2006).....	20
Figura 2. 10 – Esquema de tensões em um ponto qualquer, durante o ensaio de compressão diametral (Pinto, 1991).....	21
Figura 2. 11 – Representação dos esforços e do plano de ruptura típica no ensaio de Resistência à Tração (Brito, 2006).....	22
Figura 2. 12 – Distribuição teórica de tensões nos planos diametraes no ensaio de Resistência à Tração (Brito, 2006).....	22
Figura 2. 13 – Deformações por esforços repetidos (modificado Huang, 1993).....	25
Figura 2. 14 – Representação dos tipos de solicitações (Pinto, 1991).....	30
Figura 2. 15 – Influência do tipo de solicitação na vida de fadiga em misturas asfálticas.....	31
Figura 3. 1 – Amostras na chegada ao Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS/UFAM).....	34
Figura 3. 2 – Curvas granulométricas dos solos.....	35
Figura 3. 3 – Granulometria do Solo 01 e Solo 02, segundo a ABNT.....	36
Figura 3. 4 – Carta de Plasticidade dos solos em estudo.....	36
Figura 3. 5 – Confecção de corpos de prova para os ensaios preliminares.....	37
Figura 3. 6 – Forno mufla utilizado e amostras antes e após a queima a 900°C.....	37
Figura 3. 7 – Ensaio de autoclave.....	38

Figura 3. 8 – Ensaio de perda de massa após a fervura.....	39
Figura 3. 9 – Ensaio de desgaste por abrasão “Los Angeles”.....	39
Figura 3. 10 – Solo umedecido e homogeneizado.....	40
Figura 3. 11 – Moldagem do “tarugo” de argila.....	41
Figura 3. 12 – Telas e forma de corte de agregados.....	41
Figura 3. 13 – Secagem de ASAC’s ao ar.....	41
Figura 3. 14 – Agregados calcinados.....	42
Figura 3. 15 – Forno utilizado para queima do agregado em grandes quantidades.....	42
Figura 3. 16 – Medição de volume utilizando mercúrio.....	43
Figura 3. 17 – Granulometria - Agregados Sintéticos de Argila Calcinada.....	44
Figura 3. 18 – Granulometria - ASAC britado.....	46
Figura 3. 19 – Granulometria - Seixo rolado.....	47
Figura 3. 20 – Curva granulométrica – Areia.....	48
Figura 3. 21 – Granulometria - Cimento <i>Portland</i>	49
Figura 3. 22 – Material ASAC – Faixa C DNIT – M1.....	53
Figura 3. 23 – Material ASAC – Faixa SUPERPAVE – M2.....	54
Figura 3. 24 – Material SEIXO – Faixa C / SUPERPAVE – M3.....	55
Figura 3. 25 – Determinação dos índices físicos.....	58
Figura 3. 26 – Determinação do teor de CAP (3° DRF).....	59
Figura 3. 27 – Preparação dos agregados para confecção da mistura.....	59
Figura 3. 28 – Confecção da mistura.....	60
Figura 3. 29 – Procedimentos segundo o Rice Test (ASTM-2041).....	61
Figura 3. 30 – Universal Testing Machine (UTM).....	63
Figura 3. 31 – Seqüência do ensaio de RT.....	64
Figura 3. 32 – Detalhes do ensaio para determinação do MR.....	65
Figura 3. 33 – Ensaio de Creep dinâmico.....	67
Figura 3. 34 – Ensaio de Vida de fadiga.....	68
Figura 4.1 – Dados de retração do solo.....	73
Figura 4.2 – Corpos de prova para avaliação da retração do solo.....	74
Figura 4.3 – Determinação do teor de ligante para a mistura M1.....	76
Figura 4.4 – Determinação do teor de ligante para a mistura M2.....	76
Figura 4.5 – Determinação do teor de ligante para a mistura M3.....	77
Figura 4.6 – Carga de ruptura relativa ao ensaio de Resistência à Tração (RT).....	78

Figura 4. 7 – Corpo de prova da mistura M1(Faixa C), após ensaio de RT.....	79
Figura 4. 8 – Corpo de prova da mistura M2 (Superpave), após ensaio de RT.....	80
Figura 4.9 – Corpo de prova da mistura M3 (Seixo), após ensaio de RT.....	80
Figura 4.10 – Módulo Resiliente para as misturas asfálticas (MR).....	82
Figura 4. 11 – Módulo resiliente em função do carregamento aplicado.....	83
Figura 4. 12 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (10% RT - M1).....	84
Figura 4. 13 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (20% RT - M1).....	84
Figura 4. 14 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (30% RT - M1).....	84
Figura 4. 15 – Resultados de MR/RT para as misturas.....	84
Figura 4. 16 – Resultados dos ensaios de Creep Dinâmico.....	87
Figura 4. 17 – Ensaio de Fadiga, Mistura M1.....	89
Figura 4. 18 – Ensaio de Fadiga, Mistura M2.....	89
Figura 4. 19 – Ensaio de Fadiga, Mistura M3.....	90
Figura 4. 20 – Comparativo das misturas para os níveis de tensão ensaiados.....	90

LISTA DE SÍMBOLOS, ABREVIACÕES E NOMENCLATURAS

AASHO – American Association State Highway Officials
AAUQ – Areia Asfáltica Usinada à Quente
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASAC – Agregado Sintético de Argila Calcinada
ASTM – American Society for Testing Materials
CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR – Califórnia Bearing Ratio
CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado à Quente
CENPES – Centro de Pesquisas Petrobrás
CNPq – Conselho Nacional de Pesquisa
CP – Corpo de prova
d – Diâmetro do CP
DC – Deformação controlada
DMM – Densidade Máxima Medida
DMT – Densidade Máxima Teórica
DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Terrestre
DNM – Diâmetro Nominal Máximo
DRF – Distrito Rodoviário Federal
DSR – Dynamic Shear Rheometer
 E_c – Módulo de Fluência ou Módulo de Creep
FHWA – Federal Highway Administration
F – Força
 G^* – Módulo de Cisalhamento Complexo
hr – altura de referência
IME – Instituto Militar de Engenharia
IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LMS – Laboratório de Mecânica dos Solos
LTPP – Long Term Pavement Performance
LVDT – Linear Variable Differential Transducer)

MR – Módulo de Resiliência
N – Número de ciclos
NCHRP – National Cooperative Highway Research Program
UFAM – Universidade Federal do Amazonas
UnB – Universidade de Brasília
PG – Performance Grade
RBV – Relação Betume Vazios
RT – Resistência à Tração
RTFO – Rolling Thin Film Oven
SGC – Superpave Gyrotory Compactor
SHRP – Strategic Highway Research Program
SUPERPAVE – Superior Performance Asphalt Pavements
t – espessura do CP
TC – Tensão controlada
TMN – Tamanho Máximo Nominal
UTM – Universal Testing Machine
V_v – Volume de vazios
Z_r – Zona de restrição
 $\Delta\sigma$ – Diferença de tensão
 ϵ – Deformação total
 ϵ^{abs} – Deformação absoluta
 ϵ^{e} – Deformação elástica
 ϵ^{esp} – Deformação específica
 ϵ^{p} – Deformação plástica
 ϵ^{t} – Deformação recuperável
 ϵ^{ve} – Deformação visco-elástica
 ϵ^{vp} – Deformação visco-plástica
 δ – Ângulo de fase
 σ_{c} – Tensão de compressão
 σ_{h} – Tensão horizontal
 σ_{t} – Tensão de tração
 σ_{v} – Tensão vertical
 ν – Coeficiente de Poisson

1. INTRODUÇÃO

A pavimentação de estradas é uma das principais condicionantes para o desenvolvimento socioeconômico, principalmente em países como o Brasil, onde a opção rodoviária prevalece sobre os demais meios de transportes.

O Amazonas é a mais extensa das unidades federativas brasileiras, ocupando área de 1.570.745 km². Possui enorme biodiversidade, resultante de sua ocupação pela floresta e pelas águas de seus caudalosos rios. Apesar do vasto território, ainda figura timidamente no cenário econômico nacional, decorrente, em parte, pela carência de rodovias que o interligue aos demais Estados da Federação e aos países fronteiriços. O acesso ao Estado do Amazonas ocorre mormente por via fluvial ou aérea – o transporte rodoviário se vê dificultado, em regra, pelas precárias condições dos poucos pavimentos existentes.

As duas principais rodovias federais (Figura 1.1) que cortam o Estado do Amazonas são:

- (1) BR-319 liga Manaus a Porto Velho, propiciando o escoamento da produção do interior do Estado pelas vias fluviais até o porto de Manaus e, por conseguinte, viabilizando a distribuição daquela ao restante do País;
- (2) BR-174 liga Manaus a Boa Vista e possibilita o intercâmbio com outros países da América do Sul, por meio da Venezuela.



Figura 1. 1 – Rodovias federais no Estado do Amazonas (DNIT, 2006).

As rodovias federais no Estado do Amazonas, segundo o relatório do Plano Emergencial de Trafegabilidade das Rodovias Federais do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT, 2006), convivem rotineiramente, entre outros problemas, com (1) desgaste precoce do revestimento, (2) buracos (“panelas”) ao longo do eixo estradal, (3) depressões e afundamentos no eixo e (4) nos bordos da pista e (5) queda da pista de rolamento – decorrente da ruptura de bueiros. Essas condições são agravadas por falta de medidas preventivas, como a manutenção regular e o controle do volume de cargas dos veículos.

O histórico problema da construção de estradas na Capital do Estado do Amazonas está relacionado com as peculiaridades do seu subsolo (espessa camada superficial argilosa) e com a escassez de material pétreo aflorante, aliado as severas condições climáticas (elevadas temperaturas e altas taxas pluviométricas anuais). Em função dessa aludida carência de material granular, emprega-se, no sistema viário do Município de Manaus, misturas betuminosas, do tipo areia asfalto usinada à quente (AAUQ), sobre camadas compostas por material com predominância argilosa (base e sub-base). Tal pavimento apresenta falência estrutural precoce, decorrente, sobretudo, do acúmulo excessivo de deformações permanentes na camada superficial.

A assinalada característica instou a Engenharia Civil a pesquisar alternativas ao material granular que, em geral, culminaram no uso do seixo rolado como agregado graúdo, causando profundos impactos ambientais. Algumas opções também vêm sendo estudadas pelo Grupo de Geotecnia da UFAM. Notadamente, a cal de carbureto (resíduo oriundo do Pólo Industrial de Manaus e resultante do processo de produção do gás acetileno), os resíduos da construção civil e os agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC).

A grande motivação do trabalho em apreço reside em propiciar soluções técnicas e econômicas para a construção de pavimentos rodoviários no Estado do Amazonas, pelo fato de a argila calcinada constituir, por vezes, a única solução de agregado graúdo para a construção civil em regiões longínquas da indicada Unidade Federativa, interligando-se a esta por meio de transporte fluvial, sendo baixa a navegabilidade dos rios regionais no verão. No mais, cuida-se de alternativa tecnológica de baixo custo, em relação ao agregado de argila expandida. Vieira e Cabral (2006) afirmam que estudos desenvolvidos pelo IME já demonstraram a possibilidade de obtenção de agregados artificiais de argila calcinada a custos significativamente inferiores aos da argila expandida.

Os fatores condicionantes que proporcionam redução do custo do agregado sintético levam em conta (1) a escassez de material pétreo; (2) matéria-prima (argila) em abundância; (3) uso da produção cada vez maior no Estado do Amazonas de gás natural, fonte de energia limpa (teor de enxofre zero), e (4) a construção do gasoduto Coari-Manaus.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 GERAL

A pesquisa tem por objetivo geral estudar a viabilidade técnica de solos argilosos superficiais do Município de Manaus, quanto ao seu potencial para calcinação visando o seu emprego em misturas asfálticas, de modo a suprir a carência de agregado pétreo na região amazônica para uso em estruturas de pavimento. A solução aspira à preservação das matérias-primas naturais provenientes do leito dos rios do Estado do Amazonas

1.2.2 ESPECÍFICOS

A pesquisa tem por objetivos específicos:

1. Avaliação de solos argilosos do Município de Manaus quanto a seu potencial para confecção de agregado sintético de argila calcinada (ASAC);
2. Enquadramento do agregado sintético e do material aluvionar nas faixas Faixa C (DNIT) e *Superpave*;
3. Definição das dosagens, segundo procedimento Marshall;
4. Comparação das misturas asfálticas, tipo CBUQ, confeccionadas com agregado sintético (ASAC) e natural (Seixo), conforme o comportamento mecânico dado por (1) resistência à tração (RT), (2) módulo resiliente, (3) *creep* dinâmico e (4) vida de fadiga.

1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho se encontra assim organizado:

Capítulo 1: Planteia perspectiva geral da pesquisa, as condicionantes que motivaram tal estudo, bem como os objetivos desta dissertação.

Capítulo 2: Abordam-se as características e as propriedades dos agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC), sua origem e utilização na pavimentação. Apresenta, ainda, revisão bibliográfica a partir dos principais estudos realizados, referentes, principalmente, à resistência à tração (RT), ao módulo resiliente, ao *creep* dinâmico e à vida de fadiga.

Capítulo 3: Explicitam-se os ensaios preliminares, objetivando-se a validação dos solos quanto a seu potencial à calcinação, os experimentos verificadores do agregado sintético, a dosagens das misturas asfálticas confeccionadas e os procedimentos realizados nos ensaios mecânicos.

Capítulo 4: Apresenta o exame e a discussão dos resultados, em face do determinado no Capítulo 3.

Capítulo 5: Consignam-se as conclusões obtidas neste trabalho e as sugestões para futuras pesquisas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo foram abordados alguns dos principais trabalhos realizados com misturas asfálticas, os métodos utilizados na confecção das misturas, os principais tipos de revestimentos, tipos de agregados, metodologia adotada para produção de agregados sintéticos de argila e os procedimentos empregados na realização dos ensaios dinâmicos.

2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS

Conforme o Manual do Asfalto (1989) foi o Instituto do Asfalto que apresentou o primeiro procedimento documentado para misturas asfálticas, conhecido como método Hubbard-Field. Este foi desenvolvido, originalmente, para dosagem de misturas do tipo areia asfáltica e, posteriormente modificado para concreto asfáltico. Para as misturas a quente as dosagens Hveem e Marshall foram as mais empregadas nos anos de 1940 a meados de 1990. No Brasil, utiliza-se comumente para composição de misturas asfálticas o método de dosagem Marshall do Departamento Nacional de Infra-Estrutura Terrestre – DNIT, por meio do qual se determina o teor de ligante.

A dosagem de misturas asfálticas consiste em determinar as proporções adequadas de materiais, visando satisfazer suas propriedades volumétricas e mecânicas. Como resultado a mistura deverá apresentar, dentre outras, as seguintes características estruturais:

- ✓ Resistência ao desgaste;
- ✓ Resistência aos danos provocados pelas intempéries;
- ✓ Resistência à fadiga;
- ✓ Resistência às deformações permanentes.

Devendo, também atender a requisitos funcionais e de segurança, tais como:

- ✓ Impermeabilidade, visando à proteção da estrutura dos pavimentos;
- ✓ Trabalhabilidade, durante o processo de fabricação e execução do revestimento em campo;

- ✓ Boa aderência pneu/pavimento, conferindo segurança e conforto aos usuários.

Vários são os tipos de revestimentos empregados em estruturas de pavimento, sendo o tipo e a sua composição, dependentes dentre outros, dos materiais, equipamentos disponíveis e técnica escolhida. Tais camadas também devem procurar otimizar a relação custo/benefício. Neste trabalho abordar-se-á a mistura asfáltica do tipo Concreto Betuminoso Usinado à Quente (CBUQ).

- **Dosagem Marshall**

O Manual do Asfalto (1989) observa que os procedimentos deste método foram concebidos durante a 2ª Guerra Mundial, com a finalidade de definir proporções de agregados e ligantes, para compor as camadas de revestimento destinadas ao tráfego de aeronaves militares. O método de dosagem Marshall é o mais difundido e adotado no Brasil na confecção de misturas asfálticas, seguindo as especificações do DNER-ME 043/94. Passou por algumas alterações, como por exemplo, a exclusão dos parâmetros estabilidade e fluência como pré-requisitos na dosagem das misturas. Tal procedimento tem sido criticado pela dispersão de seus resultados, oriunda, dentre outros fatores: da forma de compactação; das características dos equipamentos usados; e das condições operacionais, para misturas preparadas nas mesmas condições (Coelho e Sória, 1992). Segundo Motta (1998), o presente método possui pouca representatividade quanto à compactação relativa ao campo. Segundo Soares *et al.* (2000), mesmo utilizando o procedimento de dosagem Marshall, existem diferentes métodos de escolha do teor ótimo de ligante, baseados em parâmetros, tais como: (1) Volume de vazios (Vv) – o teor ótimo escolhido corresponde a um Vv igual a 4%; (2) Estabilidade Marshall, peso específico e volume de vazios – o teor de projeto é uma média de três teores, correspondente àqueles associados à máxima estabilidade, ao peso específico máximo da amostra compactada e um Vv igual a 4%; (3) Valor selecionado a partir dos teores obtidos, para atender os limites de Vv e relação betume vazios (RBV). Este procedimento é adotado pelo 3º Distrito Rodoviário Federal (3ºDRF/ DNIT).

Determinou-se o teor ligante de projeto, para esta pesquisa, segundo a dosagem Marshall para misturas a quente, por meio de parâmetros volumétricos, ou seja, aquela adotada pelo 3ºDRF, que relaciona o teor de ligante com o volume de vazios (Vv) e o teor de ligante com a relação betume-vazios (RBV).

- **Dosagem Superpave**

Realizaram-se estudos nos Estados Unidos, no período de 1988 a 2003, sobre materiais asfálticos que culminaram em um novo procedimento de dosagem denominado Superpave (*Superior Performance Asphalt Pavements*), tal metodologia tem por finalidade desenvolver uma nova forma de especificar os ligantes asfálticos, baseada, sobretudo, em condições mais próximas da realidade de campo do que a especificação convencional. Objetivou, também, a melhoria das especificações para evitar problemas quanto às deformações permanentes, trincas por fadiga, fissuras a baixas temperaturas e envelhecimento de pavimentos flexíveis (Roberts *et al.*, 1996). Diferentemente da classificação convencional, que classifica o ligante em função de sua consistência (penetração e viscosidade), na classificação *Superpave* o ligante asfáltico passa a ser classificado pelo seu grau de desempenho (performance grade – PG), com base na temperatura do pavimento onde será construído.

A granulometria dos agregados a serem utilizados nas misturas, segundo o citado método, é controlada por 04 (quatro) peneiras: peneira máxima; peneira máxima nominal; peneira com diâmetro igual a 2,36mm e peneira cujo diâmetro é 0,075mm. A peneira máxima nominal (TMN) corresponde à peneira de tamanho imediatamente acima da primeira peneira que reter mais de 10% do agregado combinado, A peneira máxima é de um diâmetro acima da peneira de diâmetro máximo nominal. Estas peneiras funcionam como balizadoras da curva granulométrica, além da consideração de uma zona de restrição (Zr). Entretanto, existem muitas contradições na literatura no tocante à eficiência desta zona. Estudos de Sebaaly *et al.* (1997), Hand *et al.* (2001), Kandhal e Mallick (2001), Kandhal e Cooley Jr. (2002) apresentam divergências em relação ao melhor posicionamento da curva em relação à zona de restrição.

Uma das maiores mudanças propostas pelo Superpave refere-se à forma de compactação dos corpos de prova. Visando a um dispositivo que compactasse a mistura betuminosa em condições mais próximas da compactação em campo. De forma que as densidades finais fossem aquelas obtidas no pavimento por meio de condições reais de clima e carregamento, os pesquisadores do Strategic Highway Research Program (SHRP) desenvolveram o compactador giratório superpave (SGC). Tal procedimento consiste na compactação giratória, por aplicação de esforços de amassamento, em amostras cilíndricas. Neste trabalho não foi

possível realizar a compactação com esta metodologia em virtude de não se dispor deste tipo de equipamento.

O ligante passou a ser caracterizado com a finalidade de obter parâmetros referentes à minimização dos efeitos de fadiga e deformação permanente. Considerando que o comportamento do ligante depende do carregamento e da temperatura em que ele se encontra, para sua avaliação utiliza-se o reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR, do inglês, *Dynamic Shear Rheometer*) responsável por medir o módulo de cisalhamento complexo (G^*) e a defasagem entre a máxima deformação aplicada e o cisalhamento máximo ou ângulo de fase (δ). O primeiro parâmetro – (G^*) é composto por duas parcelas: uma elástica (G'), recuperável, e outra viscosa (G''), não recuperável. Estas são obtidas segundo as seguintes equações 2.1 e 2.2. A equação 2.3 é estabelecida para garantir adequada resistência ao acúmulo de deformação permanente ($G^*/\text{sen}(\delta)$ maiores que 1,0 kPa e 2,2 kPa para amostras virgens e envelhecidas, respectivamente).

$$G' = |G^*|. \cos(\delta) \quad (2.1)$$

$$G'' = |G^*|. \text{sen}(\delta) \quad (2.2)$$

$$G'' = G^*/\text{sen}(\delta) \quad (2.3)$$

Para materiais perfeitamente elásticos, a deformação resultante do carregamento é obtida instantaneamente, onde o ângulo de fase é igual a 0° . Para fluidos viscosos, dentre eles o ligante asfáltico quando submetido a altas temperaturas, o tempo de resposta é maior, sendo o ângulo de fase próximo a 90° . O valor da componente viscosa não recuperável – $G^*\text{sen}(\delta)$ – não deve exceder 5000 kPa para que os efeitos da fadiga sejam minimizados.

2.2 AGREGADOS PARA PAVIMENTAÇÃO

Nas misturas asfálticas do tipo concreto betuminoso usinado à quente (CBUQ) o agregado graúdo desempenha importante função, respondendo pela transmissão das cargas de rodas às camadas subjacentes por intermédio do atrito interno. As suas propriedades volumétricas e mecânicas dependem de diversos fatores, dentre eles: graduação dos agregados, formato e textura dos grãos, processo de compactação, propriedades do ligante asfáltico e a proporcionalidade de agregados e ligante asfáltico. Particularmente, na pavimentação de

estradas, a característica que mais afeta as propriedades de uma mistura quanto à rigidez, estabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga entre outras, é a granulometria destes materiais.

Na engenharia os materiais pétreos mais utilizados são produtos da britagem de rochas e posterior segregação em frações. Algumas regiões do Brasil possuem carência de rochas aflorantes. Segundo BENTO (1998), Manaus contém porções da unidade morfoestruturais Planalto Dissecado Rio Trombetas-Rio Negro e Planície Amazônica, consistindo em relevos de interflúvios tabulares que favorecem a ocupação humana em seu sítio urbano. Compreende as mais variadas formas de relevo e associações de solos, incluindo as do Planalto Dissecado do Rio Trombetas-Rio Negro com os interflúvios tabulares e colinas, com predominância de solos do tipo latossolo amarelo, seguindo em menor proporção os solos podzólicos vermelho amarelo, lateritas hidromórficas e podzol hidromórfico do Planalto Rebaixado da Amazônia Ocidental, apresentando escassez de material pétreo no seu sítio urbano. Tais afirmações são corroboradas pela Figura 2.1, onde se nota que a região de coloração cinza onde está situada a cidade de Manaus e suas adjacências há ocorrência predominantemente de solos sedimentares.



Figura 2. 1 – Características geológicas da Região Norte (Sarges, 2006).

2.2.1 AGREGADOS ARTIFICIAIS DE ARGILA

Os agregados artificiais são aqueles em que os grãos são subprodutos de processo industrial por transformação física e química do material (DNER, 1996), como exemplo destes tem-se a argila calcinada expandida e a não-expandida, que são manufaturadas sob controle tecnológico, utilizando-se como principal material em sua fabricação a argila.

Pinto (1996) classifica os agregados quanto a sua natureza em: naturais – aqueles que são utilizados tal qual encontram-se na natureza. Exemplos: areias, saibro e cascalho; e artificiais – aqueles que resultam de uma alteração física ou química de outros materiais. Exemplo: argila expandida, argila calcinada, escória de aciaria, pedra britada.

De acordo com Batista (2004), a descoberta do agregado de argila expandida é creditada ao fabricante de tijolos STEPHEN J. HAYDE, dando início à produção industrial de agregados leves. Hayde, tentando resolver problemas relacionados a defeitos em peças cerâmicas, provocadas por um inchamento anormal causado pela utilização de folhelhos argilosos, acabou por descobrir acidentalmente um material alternativo capaz de reduzir consideravelmente o peso estrutural de construções civis, bem como sua utilização como agregado graúdo em pavimentação. A boa qualidade dos agregados sintéticos de argila expandida pôde ser comprovada na construção do casco do navio americano USS Selma com concreto leve, e lançado ao mar em 1919. Após 34 anos foi constatado que, apesar de exposto às intempéries e sofrendo variação expositiva ao ar e a água salgada, não apresentava trincas ou quaisquer outros sinais de deterioração.

Na pavimentação rodoviária, a tecnologia de emprego do agregado artificial de argila expandida teve início na década de 50, nos estados do Texas e da Louisiana, culminando em 1969 na publicação de um relatório intitulado *A Recommended Synthetic Coarse Aggregate Classification System* (Departamento de Estradas de Rodagem do Texas), estabelecendo técnicas e critérios para avaliação das características desses agregados (DNER, 1990). A Tabela 2.1 mostra as condições impostas pela DNER-EM 230/94 para tais materiais.

Tabela 2.1 – Sistema de Classificação de Agregados Sintéticos.
(DNER-EM 230/94)

Classe	Grupo	Massa Específica Aparente		Desgaste após fervura (%)	Abrasão Los Angeles (%)
		(ton/m ³)			
		máx.	mín.		
I Argila Expandida	A	0.88	0.56	6	35
	B	0.88	0.56	6	40
	C	0.88	0.56	10	45
II Argila Não Expandida	A	-	0.88	6	35
	B	-	0.88	6	40
	C	-	0.88	10	45

Segundo este sistema os agregados estão divididos em três grupos A, B e C, organizados em ordem decrescente de qualidade, pertencentes a duas classes: I e II referentes à argila expandida e argila não-expandida, respectivamente. A classe do material está diretamente relacionada à sua composição químico-mineralógica em combinação com as suas propriedades físicas.

Para a produção de agregados sintéticos de argila expandida são empregados folhelhos argilosos com características químicas e mineralógicas que possibilitam: a produção de gases durante o processo de fusão; a vitrificação suficiente para fechar os poros e reter os gases formados durante o processo de fusão; liberação de gases no momento da passagem da fase sólida para a líquida, permitindo a formação de grande número de bolhas. Segundo Vieira (2000) as argilas que melhor atendem às condições para produção de agregado sintético expandido são as argilas pertencentes à família das ilitas, que se apresentam na forma de folhelhos sedimentares, estratificadas em camadas de coloração variada, e apresentam ainda elevada plasticidade quando misturadas à água

Em geral, as matérias-primas para confeccionar agregados sintéticos de argila não-expandida são as mesmas utilizadas na fabricação de cerâmica vermelha, não necessitando ter as mesmas características das argilas e folhelhos empregados na confecção de agregados de argila expandida. Toda argila que apresente elevada plasticidade poderá estar apta para confecção de agregado não expandido (DNER, 1981). Para produzir agregados sintéticos não expansivos,

a temperatura para calcinação é da ordem de 800°C a 900°C. Já a fabricação dos agregados de argila expandida requer temperaturas de queima acima de 1100°C.

O Relatório Final da Fábrica Protótipo Móvel de Agregados de Argila (DNER,1990), apresenta uma metodologia artesanal descrita no relatório do “Road Research Laboratory” (Inglaterra,1951), para confecção de agregados de argila não-expandida. Na Figura 2.2 é mostrado o dispositivo empregado na construção de uma rodovia na Guiana Inglesa. Lees (1938), *apud* Batista (2004), relata que o procedimento consistia na umidificação e homogeneização de solos argilosos. Posteriormente, estes eram dispostos em camadas de 60 cm sobre um colchão formado por toras de madeira, medindo 10 m x 15 m x 60 cm de espessura. O processo de queima durava de 6 a 8 horas, alternando-se a colocação das camadas de madeira e solo. Por fim, eram queimadas 4 camadas de solo, e após 5 a 6 dias este material era retirado e transportado para ser utilizado como agregado graúdo em camadas de revestimento primário e em misturas betuminosas na construção de pavimentos rodoviários. Após o processo de queima, que durava de 6 a 8 horas, alternando-se a colocação das camadas de madeira e solo. Por fim, eram queimadas 4 camadas de solo, após 5 a 6 dias este material era retirado e transportado para ser utilizado como agregado graúdo em camadas de revestimento primário e em misturas betuminosas na construção de pavimentos rodoviários.

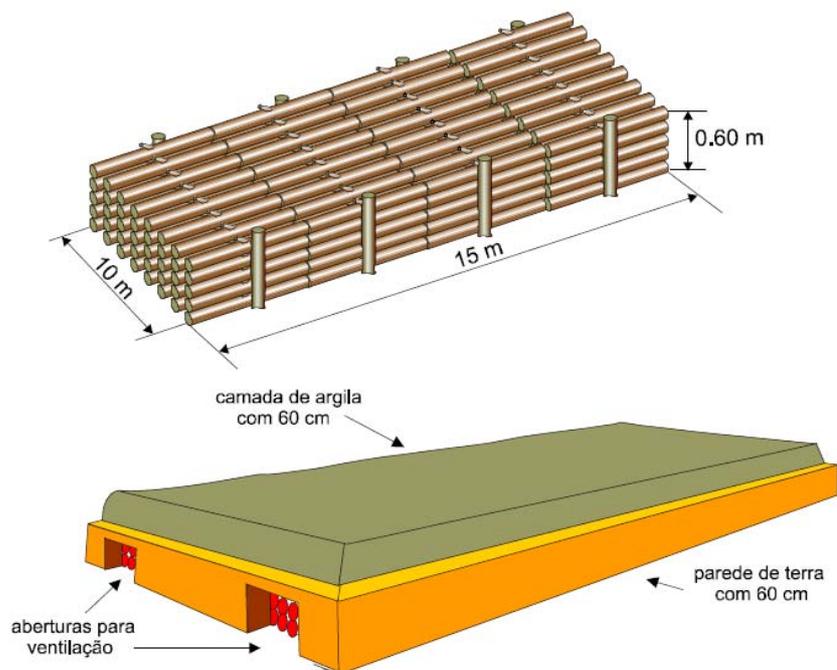


Figura 2. 2 – Produção de agregado na Guiana Inglesa (Batista, 2004).

Ainda, segundo Batista (2004), no Sudão Anglo-Saxônico, o dispositivo utilizado consistiu num forno tipo Iglu, com 2 metros de altura e 5 metros de diâmetro, onde eram dispostas camadas de solo e lenha alternadamente. O tempo de queima era reduzido, devido ao aproveitamento do calor produzido, por meio de ventilação por trincheiras dispostas radialmente e pelo isolamento térmico. A operação total durava de 3 a 4 dias. Os agregados foram utilizados na composição do revestimento do aeroporto de Málaca, na década de 30, visto que a jazida de material pétreo natural, mais próxima, distava cerca de 480 km do local da construção.

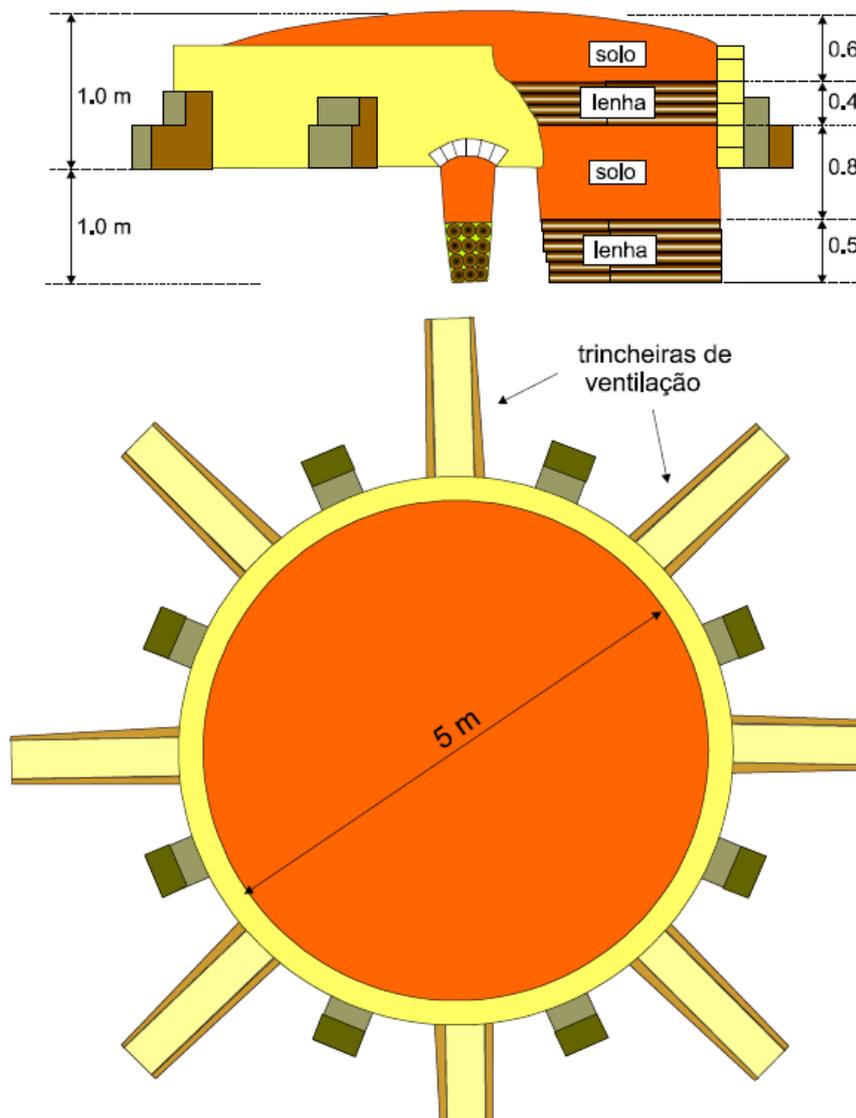


Figura 2. 3 – Produção de agregados no Sudão Anglo-Saxônico (Batista, 2004).

Os Estados do Texas e Louisiana, na década de 1960, por serem carentes de material pétreo, desenvolveram tecnologias para utilização de agregados sintéticos de argila expandida em pavimentos rodoviários, resultando em normalizações pelo *Texas Highway Department* (1969) para uso deste material. Com base nestas especificações, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagens brasileiro estabeleceu na DNER/ES-227/89 as recomendações para utilização de agregados sintéticos graúdos, de acordo com uma classe e um grupo (Tabela 2.2).

Tabela 2.2 – Recomendações de uso (DNER, 1989).

Utilização dos agregados sintéticos graúdos	
Utilização	Classe e Grupo
Tratamento superficial	IA
Revestimento de concreto asfáltico	IA, IIA
Bases de concreto asfáltico	IA, IB, IC IIA, IIB, IIC
Estruturas expostas de concreto de Cimento <i>Portland</i> leves	IA
Pavimentos e concretos de Cimento <i>Portland</i> não expostos	IA, IB IIA, IIB
Materiais para base	IA, IB, IC IIA, IIB, IIC

O citado órgão sugere ainda, que para produzir agregados artificiais de argila, a matéria-prima argilosa deve apresentar elevada plasticidade e ponto de fusão baixo, além de possuir uma composição química semelhante à apresentada na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Composição química de argilas (DNER, 1981).

Composição	Teor
SiO₂	50% a 65%
Al₂O₃	15% a 20%
CaO	1% a 5%
Fe₂O₃	5% a 10%
Na₂O + K₂O	1% a 5%

Em pavimentação rodoviária no Brasil, a utilização de agregados sintéticos de argila, ainda é limitada aos estudos laboratoriais. Até o presente, não se tem conhecimento do uso deste material para construção de estradas em território nacional. Alguns estudos de relevância foram desenvolvidos pelo IPR/DNER, nos anos de 1978 a 1981 (DNER, 1981), sobre a Viabilidade de Implantação da Fábrica Protótipo de Agregados de Argila na Região Amazônica. Merecem destaque, também, os estudos realizados pelo Grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Amazonas (Frota *et al.*, 2003; Frota *et al.*, 2004; Frota *et al.*, 2006; e Nunes, 2006) e pelo Instituto Militar de Engenharia – IME no seu programa de Mestrado em parceria com a COPPE/RJ (Batista, 2004; Nascimento, 2005; Cabral, 2005).

Os trabalhos da UFAM destinam-se à utilização de agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC) nas camadas de base (Silva, 2004) e nos revestimentos de pavimentos rodoviários, onde foram analisadas as propriedades mecânicas por meio de ensaios dinâmicos (Frota *et al.*, 2004; Frota *et al.*, 2006), de corpos de prova confeccionados com solos coletados ao longo da BR- 319 e provenientes da Província Petrolífera de Urucu.

O Instituto Militar de Engenharia – IME tem desenvolvido importantes estudos referentes à utilização do referido agregado na composição de camadas de base e em misturas asfálticas. Ultimamente, o IME desenvolve uma metodologia para produção experimental do agregado artificial em escala industrial, de tal forma que se evidencie sua vantagem econômica, em detrimento ao agregado pétreo. Os estudos do IME têm sido desenvolvidos para solos da região norte do país (Vieira e Cabral, 2006).

Silva (2004) relata que os estudos levados a cabo pelo IPR/DNER foram subdivididos em três setores: materiais, indústria e aplicação. O setor de materiais foi responsável pela localização e prospecção de jazidas de argila, adequadas para a fabricação de agregados e a execução de ensaios tecnológicos para caracterizar as ocorrências nas regiões de interesse do estudo de viabilidade. O setor de indústria elaborou um anteprojeto de usinas fixas e móveis para a fabricação de agregados de argila, de maneira a atender à demanda de mercado, além de fornecer parâmetros sobre a viabilidade econômica. O setor de aplicação respondeu pelas informações técnicas do emprego dos citados agregados na construção civil e em pavimentos rodoviários.

A utilização no Brasil de agregados artificiais de argila em obras civis teve início na década de 1980. No Rio de Janeiro utilizou-se agregados de argila expandida comercial CINASITA na pavimentação da faixa externa e no acostamento da BR-116/RJ, trecho Santa Guilhermina - Parada Modelo, num total de 60m. Apesar de não existirem relatórios referentes ao comportamento desses trechos, considerou-se que a experiência foi satisfatória pela não existência de diferenças iniciais de comportamento do trecho confeccionado com agregado sintético em relação aos demais trechos construídos com agregados naturais (Vieira, 2000). Essa experiência fazia parte do estudo de viabilidade de implantação da fábrica protótipo para a Amazônia.

2.3 ENSAIOS MECÂNICOS

Em pavimentação é possível distinguir, basicamente, duas categorias de métodos para dimensionamento: os empíricos e os mecanísticos. Os métodos empíricos utilizam correlações estabelecidas segundo observações experimentais de campo, enquanto os métodos mecanísticos utilizam equações matemáticas que correlacionam estados de tensões e deformações dos diversos materiais usados na estrutura do pavimento, quando submetidos às cargas do tráfego.

Usualmente no Brasil emprega-se o dimensionamento empírico baseado na capacidade de suporte do subleito, determinada pelo ensaio CBR. Este método consiste basicamente, em calcular uma determinada espessura das camadas a serem sobrepostas ao subleito, para protegê-lo de deformações verticais permanentes excessivas. Este método desconsidera o trincamento do pavimento por fadiga e não representa satisfatoriamente as características de comportamento dos diversos materiais utilizados.

Na previsão do comportamento e desempenho de um pavimento rodoviário de forma mecanística, é necessário que sejam avaliados dois aspectos: os funcionais e os estruturais. O primeiro aspecto está relacionado ao conforto, segurança, influência do meio ambiente e aspectos estéticos (comum a ambos os métodos). O segundo implica na determinação das espessuras e escolha de materiais das camadas, em função de ensaios dinâmicos que relacionam as tensões e as deformações sofridas. Medina e Motta (2005) afirmam que os métodos mecanísticos, possibilitam o cálculo das tensões e deformações em cada ponto da

estrutura do pavimento. Nos últimos anos, tem-se adotado processos empírico-mecanísticos, que além de mais racionais conduzem a melhores resultados. A avaliação do desempenho estrutural de pavimentos rodoviários deve considerar as deformações resilientes (elásticas) e permanentes (plásticas). Sides *et al.* (1985) afirmam que as deformações em misturas asfálticas possuem componentes recuperáveis e irrecuperáveis, podendo ser dependentes ou não do tempo. A deformação total é então decomposta em quatro componentes conforme indicado na Figura 2.4.

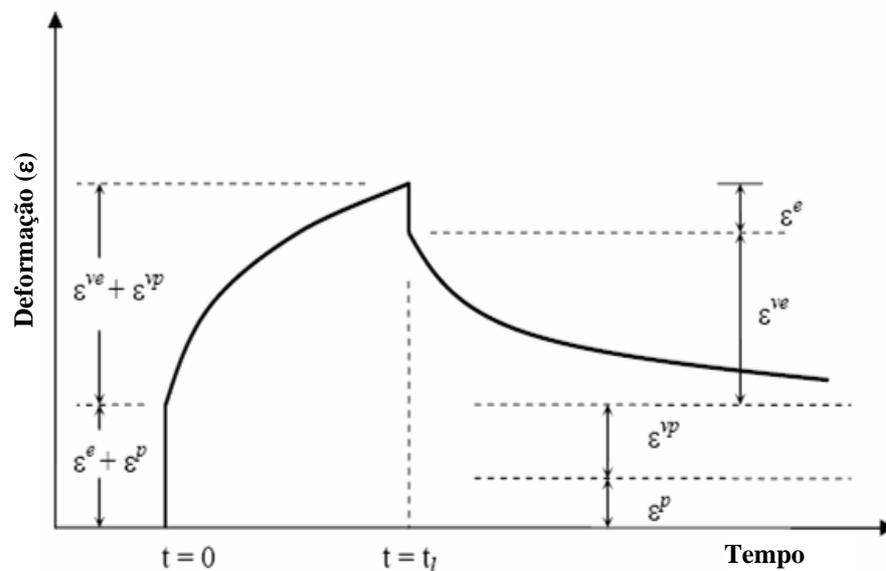


Figura 2. 4 – Representação esquemática das deformações em misturas asfálticas (Sides *et al.*, 1985).

Matematicamente, essas componentes podem ser escritas como:

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p + \epsilon^{ve} + \epsilon^{vp} \quad (2.4)$$

Onde:

ϵ = deformação total;

ϵ^e = deformação elástica (recuperável e independente do tempo);

ϵ^{ve} = deformação viscoelástica (recuperável e dependente do tempo);

ϵ^p = deformação plástica (irrecuperável e independente do tempo);

ϵ^{vp} = deformação viscoplástica (irrecuperável e dependente do tempo).

O comportamento estrutural dos pavimentos é complexo e, portanto, para tornar viável uma análise, utilizam-se simplificações como a que os considera, por exemplo, puramente elástico linear ou elástico não-linear. Em geral, supõe-se que as misturas asfálticas apresentam comportamento, aproximadamente, visco-elasto-plástico. Logo, os deslocamentos provocados dependem, principalmente, dos carregamentos e da temperatura aos quais será submetido. Quanto aos efeitos das solicitações do tráfego no pavimento adotou-se como parâmetros para definição da vida de fadiga e deformação do pavimento, respectivamente, a tensão de tração máxima na fibra inferior do revestimento e a tensão vertical máxima na superfície do subleito, conforme mostrado na Figura 2.5.

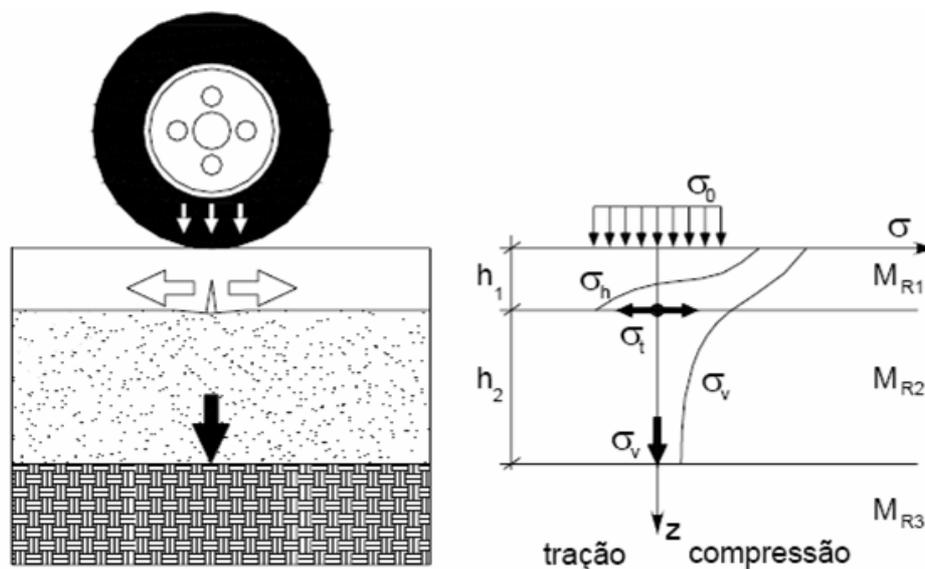


Figura 2. 5 – Tensões em um pavimento (Medina e Motta, 2005).

O módulo de Resiliência (MR) as sistemáticas de cálculo para determinação das deformações diferem nos procedimentos adotados. No entanto, ainda há poucas informações a cerca deste tema na literatura. Segundo Brito (2006), os procedimentos realizados pela AASHTO TP31-96, o protocolo LTPP/FHWA P07 e a pesquisa NCHRP 1-28 e 1-28A, especificam o cálculo dos deslocamentos a partir de algoritmos matemáticos, baseados em regressões lineares e/ou hiperbólicas associadas a retas tangentes, por meio de rotinas sistemáticas de cálculo (Figura 2.6, 2.7 e 2.8). Na Figura 2.9 é apresentado um comparativo dos algoritmos utilizados na determinação dos deslocamentos resilientes, segundo os procedimentos supracitados.

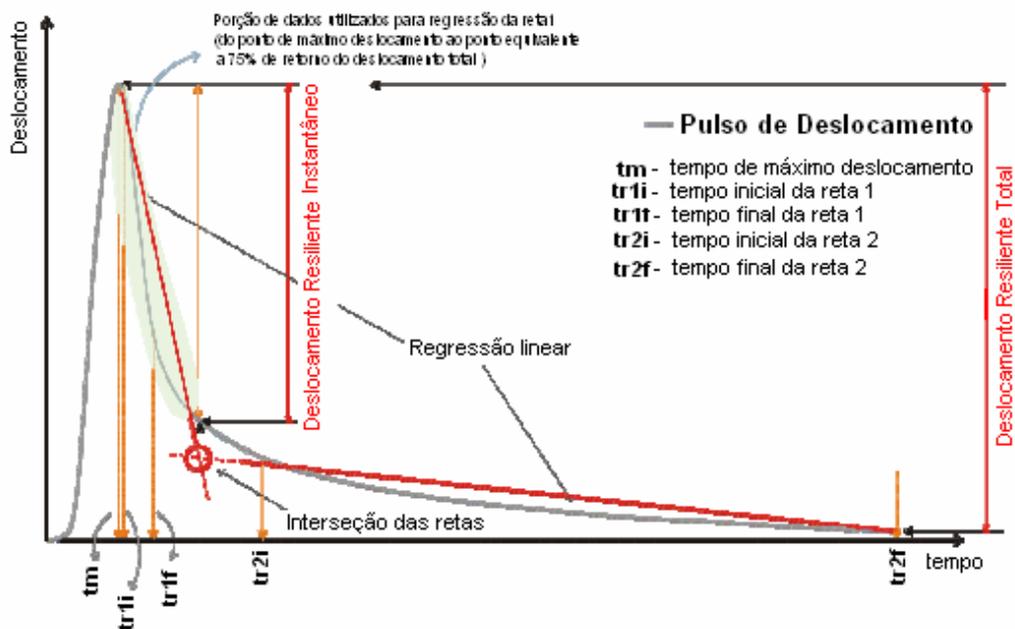


Figura 2. 6 – Algoritmo utilizado pela AASHTO TP31-96 (Modificado de Brito, 2006).

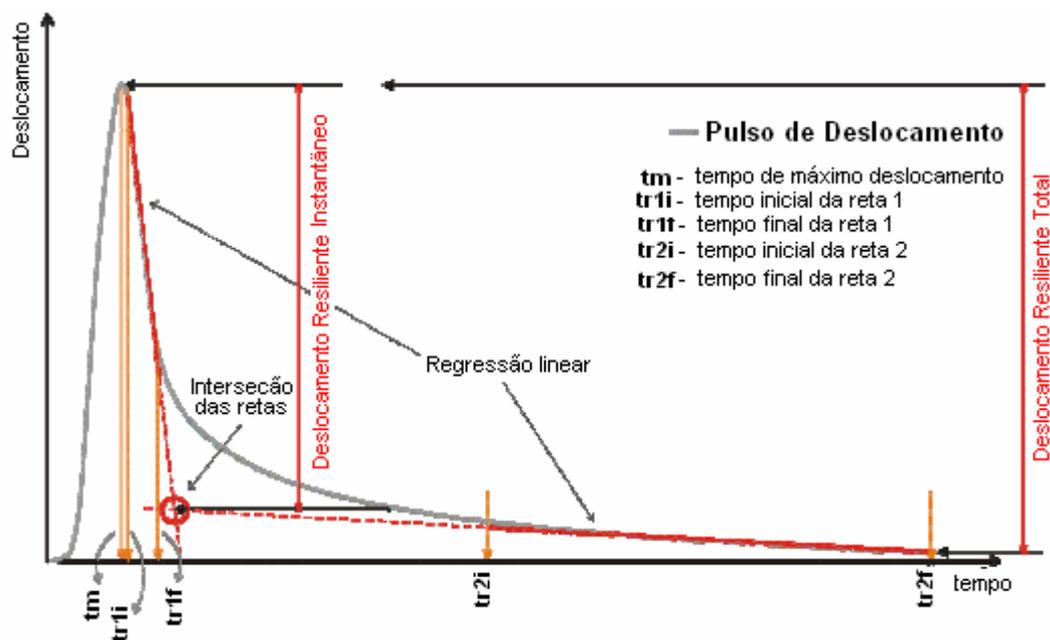


Figura 2. 7 – Algoritmo utilizado do LTPP - Protocolo P07 (Mod. de Brito, 2006).

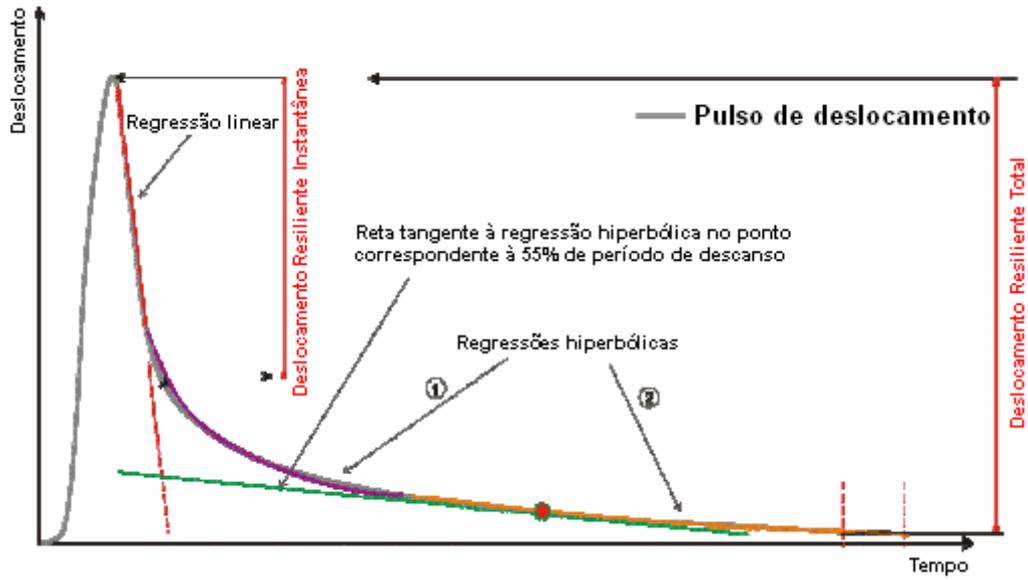


Figura 2. 8 – Algoritmo utilizado no NCHRP - 1-28 e 1-28A (Modificado de Brito, 2006).

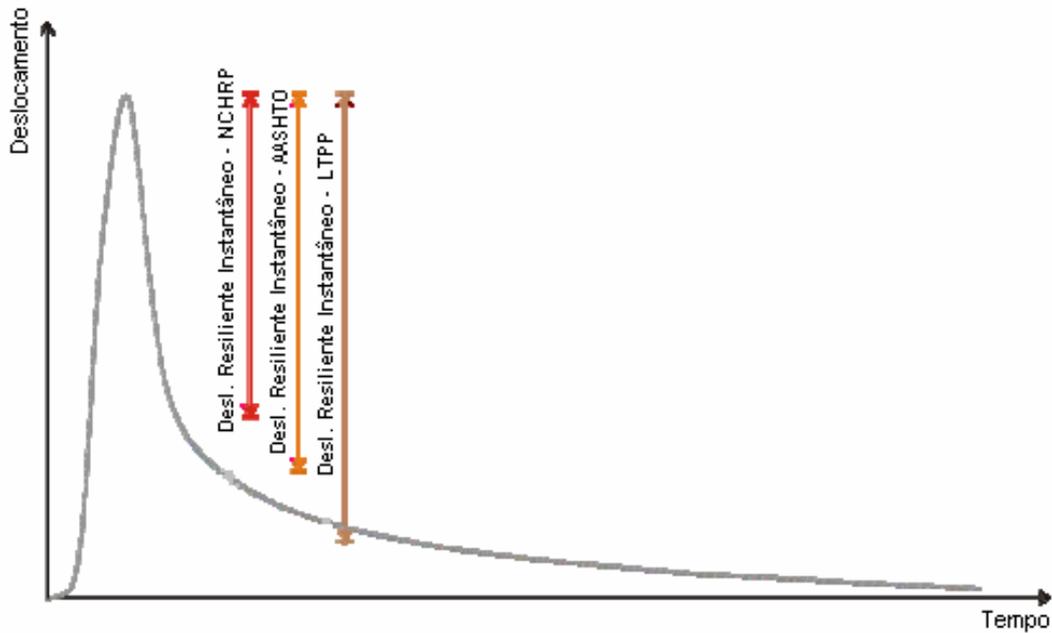


Figura 2. 9 – Comparativo entre os deslocamentos resilientes instantâneos (Modificado de Brito, 2006).

2.3.1 Resistência à tração por compressão diametral (RT)

Desenvolvido, inicialmente, por Lobo Carneiro e Barcellos, no Brasil, o ensaio mede a resistência à tração por compressão diametral (RT), determinando a máxima tensão suportada por corpos de prova cilíndricos de concreto de cimento *Portland*, por solicitações estáticas. É um ensaio de ruptura, onde o corpo de prova é posicionado horizontalmente e a carga é aplicada progressivamente, com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s. Este procedimento, de acordo com Medina (1997), foi adotado para misturas betuminosas pelo pesquisador Schmidt, da Chevron Research Company, em 1972, na Califórnia. Consistia na aplicação de uma carga por compressão diametral em amostras cilíndricas do tipo Marshall, induzindo um estado de compressão na direção vertical e de tração na horizontal.

Frocht em 1948 deduziu expressões para as tensões resultantes em um corpo de prova cilíndrico devido a uma carga concentrada de compressão, segundo Pinto (1991). Na Figura 2.10 é mostrado o esquema de tensões resultantes. Na seqüência a Figura 2.11 traz a representação dos esforços na amostra e plano de ruptura típica por tração.

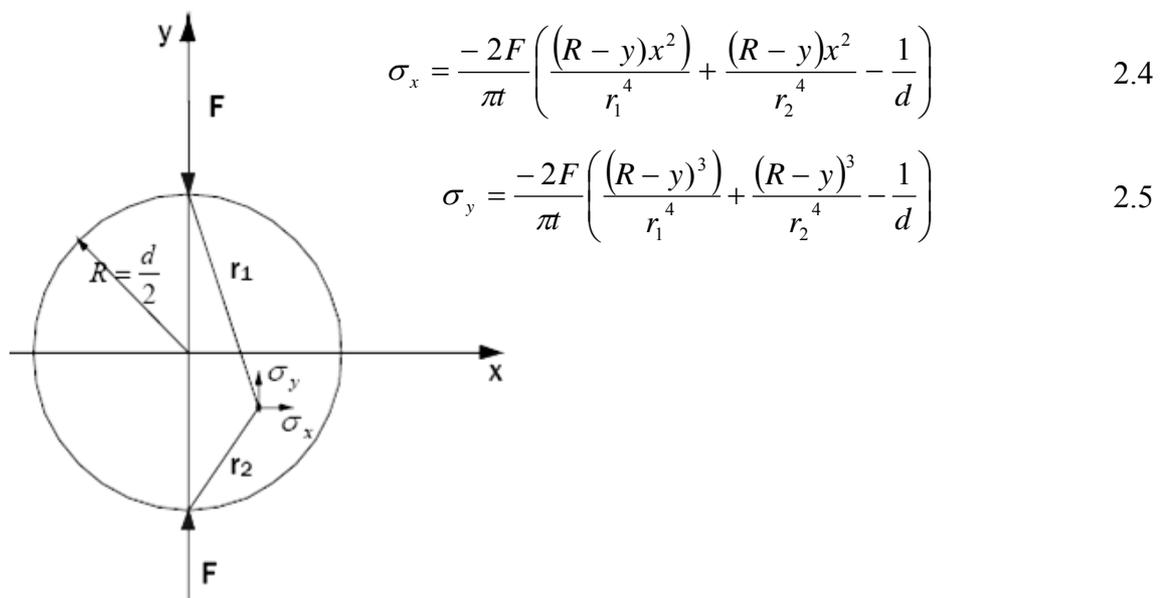


Figura 2. 10 – Esquema de tensões em um ponto qualquer, durante o ensaio de compressão diametral (Pinto, 1991).

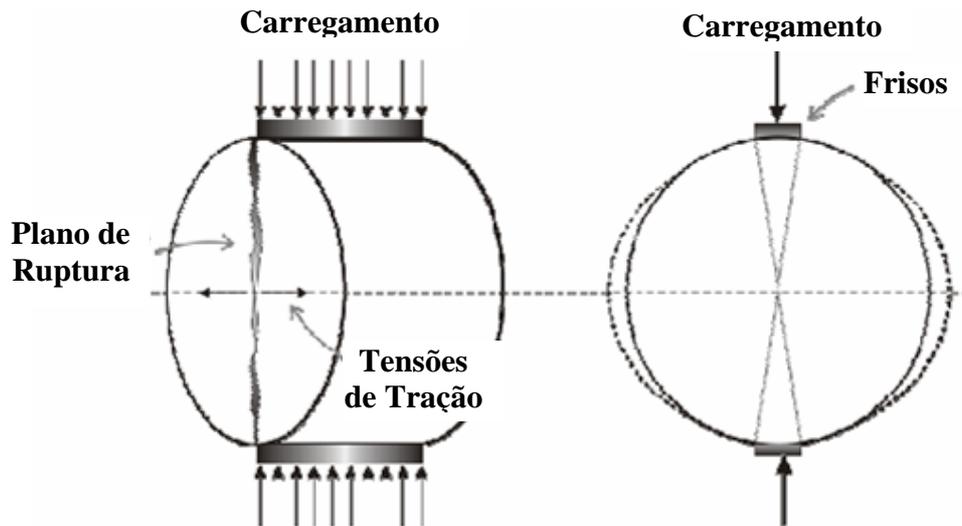


Figura 2. 11 – Representação dos esforços e do plano de ruptura típica no ensaio de Resistência à Tração (Brito, 2006).

No ensaio de compressão diametral o corpo de prova está sujeito a um estado bi-axial de tensões. Na Figura 2.12 é mostrada a distribuição de tensões nos planos diametrais ocasionada por uma carga concentrada e solução analítica para este tipo de esforço que segundo Brito (2006) foi proposta por Frocht, em 1948.

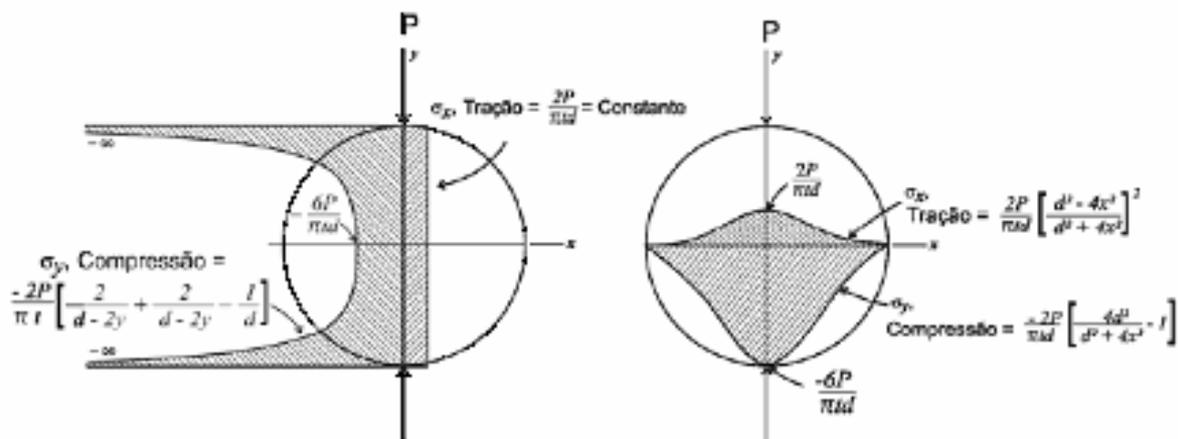


Figura 2. 12 – Distribuição teórica de tensões nos planos diametrais no ensaio de Resistência à Tração (Brito, 2006).

Considerando as tensões no centro do corpo de prova, as tensões de tração e compressão são dadas respectivamente pelas expressões 2.7 e 2.8:

$$\sigma_t = \frac{2F}{100\pi td} \quad (\text{tração}) \quad (2.7)$$

$$\sigma_c = \frac{-6F}{100\pi td} \quad (\text{compressão}) \quad (2.8)$$

Onde:

σ_t = tensão de tração (MPa);

σ_c = tensão de compressão (MPa);

F = carga aplicada (N);

t = espessura do corpo de prova (cm);

d = diâmetro do corpo de prova (cm).

A tensão de tração horizontal, no plano diametral solicitado, apresentada na equação 2.6 é também usada para calcular a resistência à tração estática (DNER ME 138/94). Conforme Balbo (2000), o corpo de prova é submetido a um estado de tensões biaxial, onde a seção vertical fica sujeita a esforços de compressão e a seção horizontal sofre esforços de tração.

Monismith *et al.* (1980); Pinto (1991) e Balbo (2000), ressaltam que este ensaio apresenta como principais vantagens:

1. Simples execução;
2. Equipamento pode ser utilizado para outros ensaios, como módulo resiliente e resistência à tração;
3. A ruptura se dá em uma região de tensões de tração relativamente uniforme;
4. O estado biaxial de tensões representa satisfatoriamente as condições de campo;
5. Os corpos de prova a serem ensaiados podem ser confeccionados em laboratório ou retirados no campo.

Destacam-se como desvantagens:

1. Impossibilidade na variação de proporção entre as componentes vertical e horizontal no centro da amostra, inviabilizando-se a reprodução do estado de tensões em locais críticos dentro do pavimento;
2. Subestima a vida de fadiga quando a tensão de tração principal é usada como determinante do dano (quando comparada a ensaios de flexão simples).
3. Estado de tensão variável no plano vertical, ou plano de ruptura.

2.3.2 Módulo de Resiliência (MR)

O módulo de resiliência (MR) passou a ser amplamente utilizado a partir da segunda metade do século passado. Segundo Medina (1997), Francis Hveem é o responsável pelo primeiro estudo sistemático da deformabilidade de pavimentos em 1955, na Califórnia. Em uma campanha de medições, realizada em 1951, foram instalados 400 sensores para medir a deflexão no interior dos pavimentos, resultando no estabelecimento de valores máximos admissíveis de deflexões para vida de fadiga satisfatória de diferentes tipos de pavimento e cargas por eixo. Entendia Hveem que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente das camadas inferiores, em especial, o subleito. O módulo resiliente foi determinado no Brasil, primeiramente, por meio de ensaios de carga repetida realizados para solos pela COPPE/UFRJ, em 1977 (Medina *et al.*, 2004). No Brasil a metodologia utilizada obedece ao DNER-ME 133/94. Uma problemática que ainda persiste na comunidade científica rodoviária refere-se à falta de homogeneização dos resultados de MR, causada pelo baixo nível de detalhamento das normalizações, relativo à padronização dos procedimentos.

A resiliência de um material refere-se à energia armazenada num corpo solicitado por tensões que provoquem deformações elásticas. Após cessarem estas tensões a energia é dissipada, obedecendo à teoria da elasticidade. Francis Hveem utilizou o termo deformação resiliente ao invés de deformação elástica, pois nos pavimentos as deformações se apresentarem bem maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro (Medina e Motta, 2004).

Huang (1993) considera que se a carga aplicada a um determinado corpo for pequena em relação à resistência do material e for repetida por um grande número de vezes, a deformação em cada carregamento é quase completamente recuperável (resiliente), obedecendo, assim, à teoria da elasticidade. A Figura 2.13 mostra esta consideração, onde um corpo de prova submetido a um carregamento cíclico apresenta inicialmente considerável acúmulo de deformações plásticas. Com o aumento do número de ciclos de aplicação da carga há uma tendência a estabilizar a deformação plástica. Segundo este autor após 100 a 200 ciclos de carga as deformações são praticamente todas recuperáveis.

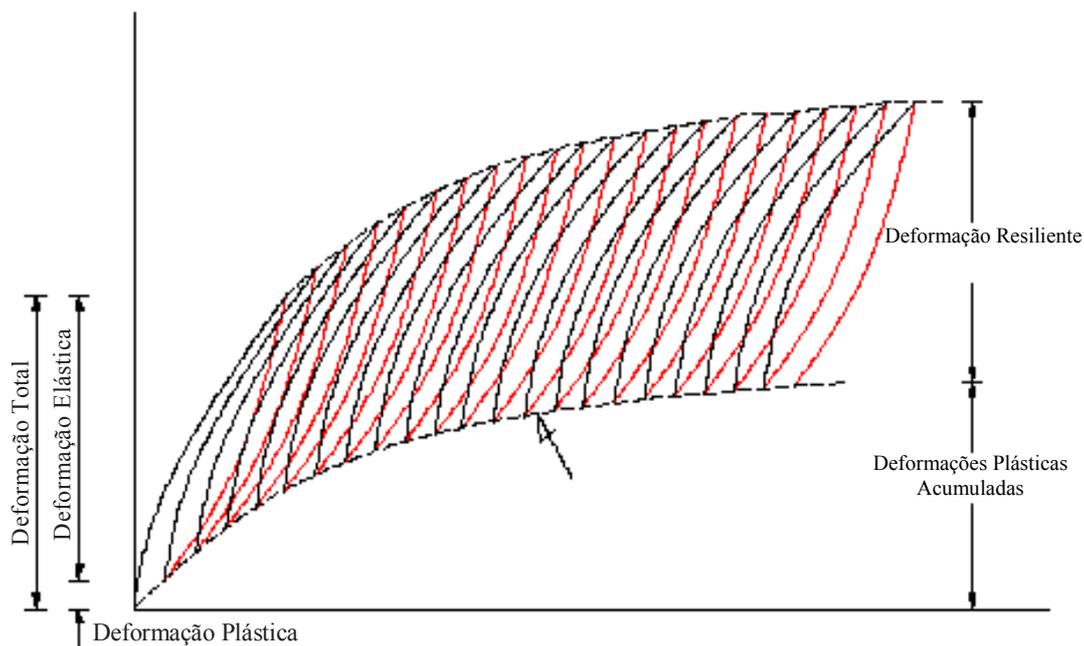


Figura 2. 13 – Deformações por esforços repetidos (modificado Huang, 1993).

O módulo de resiliência (MR) é análogo ao módulo de Young, ambos representam a relação tensão/deformação para carregamentos dinâmicos. Porém, a diferença básica entre estes, é a determinação do MR que se dá sob ação de cargas cíclicas, visando à simulação das condições de solitação dinâmica produzida pelo tráfego de veículos.

Para misturas asfálticas e de acordo com a normalização brasileira vigente (DNER ME 133/94), o módulo de resiliência é dado pela razão entre a tensão de tração, aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica, e a deformação elástica

resultante, correspondente à tensão solicitadora, para uma dada temperatura, conforme a equação 2.9.

$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_t} \quad (2.9)$$

Onde:

MR = Módulo de resiliência do material;

σ_t = Tensão de tração;

ε_t = Deformação recuperável (elástica).

Medina (1997) afirma que a aplicação da teoria da elasticidade na solução da distribuição de tensões e deformações em cilindros carregados diametralmente, permite exprimir o módulo de elasticidade em função da força vertical aplicada, bastando conhecer o coeficiente de Poisson do material e as dimensões do corpo de prova.

$$MR = \frac{F}{\Delta H} (0,9976\nu + 0,2692) \quad (2.10)$$

Onde:

F = Força aplicada diametralmente (N);

Δ = Deformação resiliente (cm);

H = Altura do corpo de prova (cm);

ν = Coeficiente de Poisson

Neste experimento, devido ao carregamento cíclico de compressão ser aplicado diametralmente em duas geratrizes verticais e opostas, são geradas tensões de tração indireta que provocam deformações resilientes ao longo do diâmetro horizontal. Esta configuração de carga gera no interior da amostra uma distribuição de tensões relativamente uniforme ao longo do plano vertical.

Brito (2006), ao estudar duas misturas asfálticas, uma com asfalto convencional e outra com asfalto borracha, concluiu que em relação à análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas, observa-se a dependência do MR quanto à variação do pulso de carga, à frequência de ensaio, a magnitude da tensão aplicada, o tipo de mistura e a temperatura de realização do ensaio.

2.3.3 Creep Dinâmico

Largamente empregado a partir de 1970 foi estudado por pesquisadores da Companhia Shell de Amsterdã, na Holanda. O ensaio de fluência por compressão uniaxial ou “*creep test*”, resultou da busca por métodos mais simplificados para avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas. Este experimento tem por objetivo analisar as deformações viscoplásticas, proporcionando uma análise comparativa em termos de resistência mecânica à deformação permanente para diferentes misturas asfálticas. Mourão (2004); Greco (2004) e Balbo (1997) apresentam a deformação plástica associada às elevadas temperaturas e a ação do tráfego como fatores responsáveis por patologias em camadas de revestimentos, tais como: afundamentos em trilhas de roda, afundamentos por consolidação em trilha e local. A ocorrência da deformação permanente no revestimento asfáltico é devido as suas características viscoelásticas.

O procedimento para a realização desse ensaio consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo de prova, a uma determinada frequência e um tempo de aplicação definido. Permite a recuperação da deformação após remoção do carregamento imposto ao corpo de prova (representando as cargas de tráfego), podendo ser realizado com carga dinâmica ou estática. Há uma tendência mundial no sentido de se recomendar mais fortemente o uso dos ensaios dinâmicos aos estáticos, na avaliação das deformações permanentes, pois se comparam melhor aos resultados de campo (Motta *et al.*, 1996). Em geral, as rodas dos veículos passam sempre sobre uma pequena parte da seção transversal das camadas. As deformações permanentes observadas nos afundamentos por trilhas de rodas, são ocasionadas por dois tipos de solicitações: a de compressão e a de cisalhamento. Os esforços de compressão geram a densificação dos materiais e os esforços cisalhantes provocam movimentos laterais de uma ou mais camadas sem variação de volume, provocando as dobras que, em geral, surgem nos bordos do pavimento.

Beligni *et al.* (2000) apresentam como principais causas do desenvolvimento de deformações permanentes em camadas asfálticas:

- ✓ Consolidação da mistura asfáltica pelo tráfego;
- ✓ Comportamento visco-plástico das misturas asfálticas a altas temperaturas;
- ✓ Baixa resistência mecânica da mistura, quando da liberação ao tráfego, logo após a sua execução.

As tendências de previsão para o desempenho de misturas asfálticas quanto às deformações permanentes, baseiam-se na avaliação do comportamento reológico da mistura por meio de ensaio de compressão uniaxial por cargas repetidas ou "creep" dinâmico. Modelos têm sido desenvolvidos a partir de: resultados de ensaios obtidos com equipamentos simuladores de tráfego; correlações de tráfego; e afundamento em trilha de roda. Os métodos de análise das tensões, deformações e deslocamentos que ocorrem na estrutura do pavimento podem basear-se na teoria elástica linear, não-linear ou considerar o comportamento viscoelástico.

As metodologias utilizadas para realização deste ensaio não estão amparadas por normalizações e neste trabalho, tomou-se como base os procedimentos realizados pela COPPE/UFRJ. Este experimento pode ser realizado aplicando-se somente o esforço de compressão uniaxial ou, também, com confinamento (Zhang *et al.*, 2002). Durante o ensaio o deslocamento permanente absoluto é lido diretamente pelo LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*). A deformação permanente específica ou relativa é obtida pela equação 2.11.

$$\varepsilon_{esp} = \frac{\varepsilon_{abs}}{h_R} \quad (2.11)$$

Onde:

ε_{esp} = deformação permanente específica ou relativa (mm/mm);

ε_{abs} = deformação permanente absoluta (mm);

h_R = altura do corpo de prova ou altura de referência (mm).

A Equação 2.12 calcula o módulo de “*creep*” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica.

$$E_c = \frac{\sigma_{axial}}{\varepsilon_{esp}} \quad (2.12)$$

Onde:

E_c = módulo de “*creep*” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica (MPa);

σ_{axial} = tensão axial (MPa);

ε_{esp} = deformação permanente específica ou relativa (mm/mm).

Seibi *et al.* (2001) afirmam, baseados em ensaios de compressão uniaxial e triaxial a altas taxas de carregamento e diferentes temperaturas, que a dependência das misturas asfálticas em relação à taxa de carregamento é governada, principalmente, pela resposta viscoplástica.

Estudando misturas asfálticas densas Greco (2004) observou que a utilização de asfaltos modificados (4,5% SBS e 20% de borracha reciclada de pneu) e o envelhecimento provocam um aumento na resistência à deformação permanente. Tais conclusões resultaram da investigação realizada de alguns fatores no comportamento mecânico quanto à estabilidade e flexibilidade por meio de ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência e fluência, por meio de ensaios de compressão uniaxial com carregamento estático e dinâmico.

2.3.4 Fadiga

O fenômeno da fadiga corresponde a alterações estruturais sofridas por materiais em virtude de solicitações sucessivas com intensidade inferior à carga de ruptura. É um processo de deterioração estrutural quando solicitado por cargas repetidas das rodas dos veículos, gerando esforços de flexão nas camadas. Em geral, provocam trincas na fibra inferior do revestimento, que se propagam para cima até atingir a superfície do revestimento betuminoso (Medina, 1993).

A fadiga constitui-se em um fator degradante do pavimento, em especial nas misturas asfálticas. É dependente de vários fatores, relacionados com as características do tráfego, com

as condições climáticas (acelera com a presença de baixas temperaturas, fazendo com que a mistura asfáltica se enrijeça e não resista a repetição das cargas) e com as características inerentes ao pavimento (tipo de mistura, volume de tráfego).

A estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas é realizada por meio de ensaios laboratoriais que permitem a aplicação de carregamentos cíclicos ao material, sob regime de tensão constante ou controlada, e de deformação constante ou controlada. A Figura 2.14 (a e b) apresenta esquematicamente os tipos de solicitações.

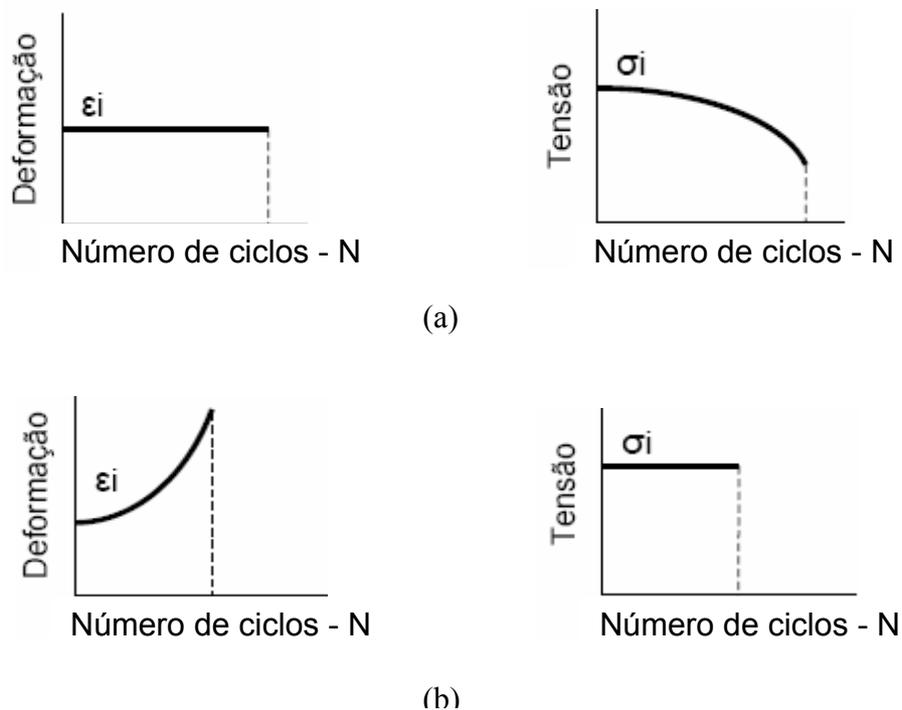


Figura 2. 14 – Representação dos tipos de solicitações (Pinto, 1991).

a) Deformação controlada; b) Tensão controlada.

Por hipótese, os modos de solicitação mecânica a tensão controlada (TC) e deformação controlada (DC) são mostrados na Figura 2.15, onde se nota que os ensaios por TC são os mais severos. Embora os níveis iniciais de tensão e deformação sejam idênticos nos dois tipos de solicitação, após certo número de aplicação de cargas, observa-se que os ensaios TC fornecem menores resultados para a vida de fadiga que os ensaios DC.

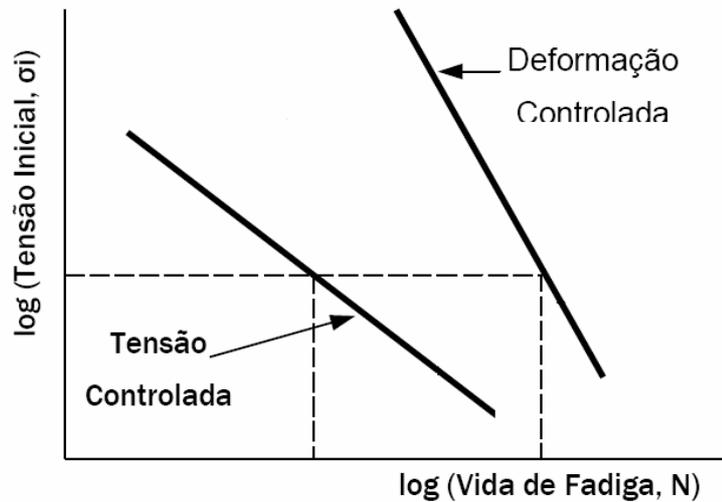


Figura 2. 15 – Influência do tipo de solicitação na vida de fadiga em misturas asfálticas.
(Modificado de Santos, 2005)

Huang (1993) relata que no ensaio a tensão controlada, esta é mantida constante, enquanto há um acréscimo das deformações com a repetição do número de cargas. Para ensaio a deformação controlada, há uma redução progressiva das tensões para manter as deformações constantes. Segundo Medina (1997), para simulação da vida de fadiga, é dada preferência aos ensaios a tensão controlada (TC), em virtude do experimento a deformação controlada (DC) ser de difícil execução, caso não se disponha de servo-mecanismo retro alimentador que permita ajustar a força aplicada em função dos desvios da deformação medida.

Seed *et al.* (1967) citam que Francis Hveem, na década de 40, verificou que um pavimento mesmo adequadamente projetado, em termos de deformação permanente, pode sofrer ruptura por fadiga, após um pequeno número de solicitações. Hveem foi um dos primeiros a pesquisar os pavimentos como estruturas em camadas, devendo-se a ele o estudo inicial da deformabilidade dos pavimentos. Correlacionou as deflexões sob várias cargas por eixo, com o comportamento dos pavimentos. Em suas observações, os defeitos nos revestimentos eram causados pela ação do fenômeno da fadiga, isto é, devido à repetição das pequenas deformações elásticas ou recuperáveis, onde o estabelecimento de um módulo dinâmico de elasticidade propiciou uma melhor compreensão deste processo. Ressaltou ainda que o tráfego em uma rodovia não era bem caracterizado por um carregamento único ou simples. No Brasil,

os primeiros modelos de fadiga para misturas asfálticas resultaram de experimentos realizados por Medina, Preussler e Pinto, em 1981.

Pinto e Preussler (2002) relatam que no ensaio de fadiga o material é submetido à solicitação, ao qual ocorre a evolução dos danos de modo irreversível, para um estágio final de ruptura ou estabilização.

Em virtude da não existência de uma metodologia normalizada, a realização deste ensaio baseia-se em procedimentos constantes na literatura nacional e internacional. A fadiga na camada de revestimento ocorre devido a aplicação de um carregamento, solicitando dinamicamente o pavimento, despertando uma tensão de flexão (σ_{tf}) na face inferior do revestimento betuminoso e provocando a ruptura do mesmo após a n-énesima aplicação da carga (considera-se, geralmente, a carga proveniente do “eixo simples padrão” de 8,2 tf). Para a estimativa da vida de fadiga, inicialmente é calculado o carregamento vertical a ser aplicado em função de uma percentagem da carga de ruptura, utilizando-se a equação 2.13.

$$F = \frac{100 * \pi * d * h * (\%RT)}{2} \quad (2.13)$$

Onde:

F = Carga vertical aplicada (N);

%RT = Nível de carregamento em relação à ruptura (MPa);

h = altura do corpo de prova (cm);

d = diâmetro do corpo de prova (cm).

As diferenças de tensões e de deformações resilientes são obtidas pelas equações 2.14 e 2.15.

$$\Delta\sigma = \frac{8F}{100 * d * h * \pi} \quad (2.14)$$

$$\varepsilon_i = \frac{(\%RT)}{MR} \quad (2.15)$$

Onde:

$\Delta\sigma$ = diferença de tensões no centro do corpo de prova (MPa);

ε_i = deformação resiliente (mm);

MR = módulo resiliente (MPa).

As características de fadiga de misturas asfálticas, em laboratório, são medidas por meio dos ensaios de: flexão em vigas, torção em amostras cilíndricas, tração uniaxial, tração indireta por compressão diametral dinâmica e ensaios em amostras trapezoidais. A condição do ensaio pode ser simples ou complexa, sendo que para solicitações simples os parâmetros de carga são mantidos constantes. Em quaisquer das condições do ensaio em pauta é expressa pelo número de solicitações (N), relacionado a tensão de tração (σ_t) ou a deformação inicial de tração (ε_i) em gráficos log-log, empregando-se a expressão 2.16 ou 2.17 para ensaios a deformação controlada ou tensão controlada, respectivamente.

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \quad (2.16)$$

$$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (2.17)$$

Onde:

N = vida de fadiga;

σ_t = tensão de tração aplicada;

$\Delta\sigma$ = diferença de tensão (MPa);

ε_i = deformação resiliente inicial (cm);

k_i, n_i = parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão abordados: a amostragem e a caracterização dos solos naturais visando à calcinação, a caracterização dos materiais componentes das misturas asfálticas, e estas misturas quanto à sua dosagem e à sua caracterização mecânica.

3.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DOS AGREGADOS SINTÉTICOS

Selecionou-se dois solos argilosos provenientes do Município de Manaus, denominadas Solo 01 e Solo 02 (Figura 3.1), baseado na utilização dos mesmos em olarias, para a fabricação de vasos e tijolos, e no baixo ponto de fusão, alta plasticidade e elevado teor de ferro, condições necessárias para a produção de agregado sintético de argila calcinada, segundo o DNER (1981). Os pontos de coleta destas amostras foram identificados com auxílio de GPS “Garmin Navigator”, na Projeção Latitude e Longitude, DATUN SAD69 (Tabela 3.1).



Figura 3. 1 – Amostras na chegada ao Laboratório de Mecânica dos Solos (LMS/UFAM).

Tabela 3. 1 – Dados das jazidas.

Coleta	Denominação	Localização	Coordenadas
Ponto 01	Solo 01	Manaus – Puraquequara	S03°05'03,54"
			W059°51'48,60"
Ponto 02	Solo 02	Irاندuba – Cacao Pirêra	S03°10'6,42"
			W060°05'19,32"

Para avaliar a potencialidade à calcinação, realizaram-se os seguintes ensaios preliminares indicados pelo DNER (1981), com as amostras no estado natural: granulometria (ABNT/NBR-7181), limite de liquidez (ABNT/NBR-6459) e limite de plasticidade (ABNT/NBR-7180). A Figura 3.2 apresenta as curvas granulométricas dos dois solos estudados e a Figura 3.3 a sua distribuição por fração textural. Na Tabela 3.2 são apresentados os limites de Atterberg dos solos pesquisados, e a recomendação quanto ao IP referente ao agregado sintético de argila calcinada. Com base nesses ensaios de caracterização os dois solos podem ser classificados como argilas siltosas com média a alta plasticidade utilizando o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) conforme mostrado na Figura 3.4.

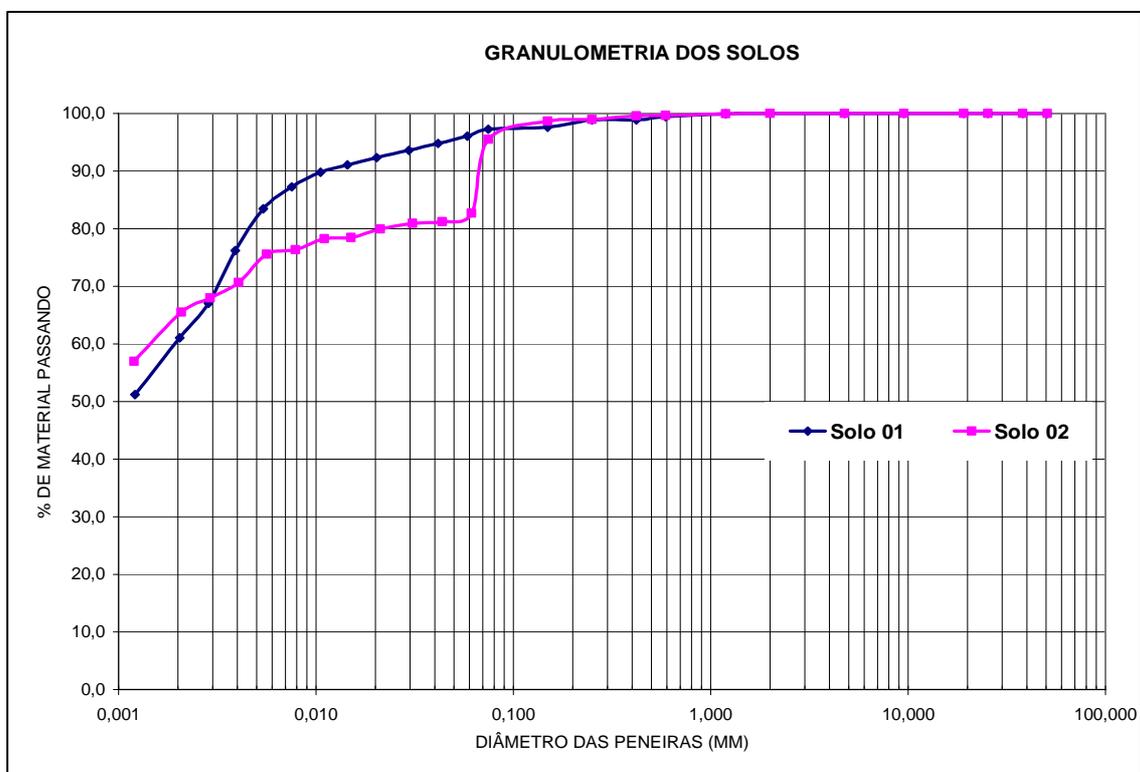


Figura 3. 2 – Curvas de distribuição granulométricas dos solos.

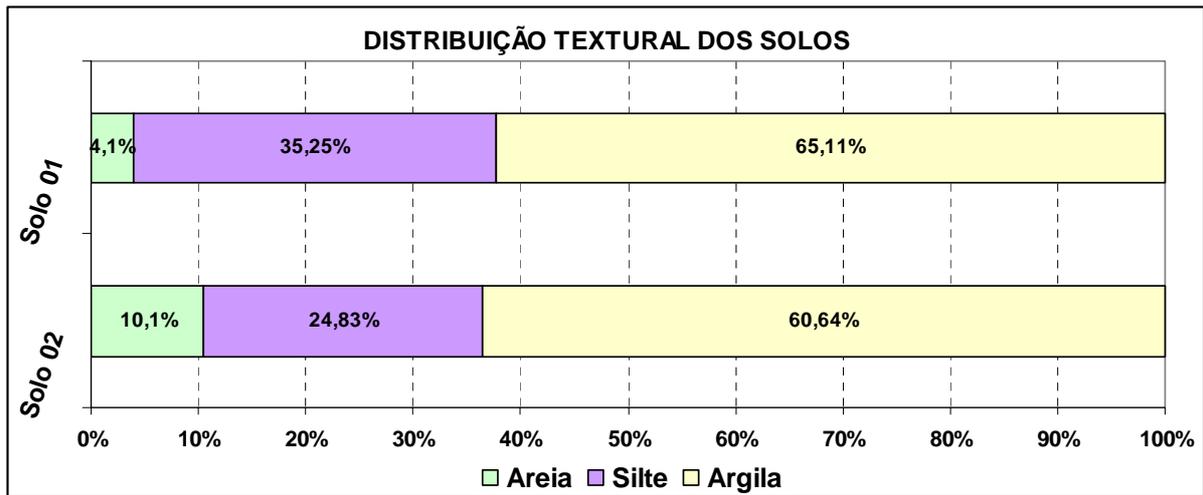


Figura 3. 3 – Granulometria do Solo 1 e Solo 2, segundo ABNT.

Tabela 3. 2 – Limites de Atterberg.

Amostra	LL	LP	IP	IP recomendado para ASAC, segundo DNIT
	(%)	(%)	(%)	
Solo 01	53,5	28	25,5	> 20
Solo 02	59,5	31,4	28,1	

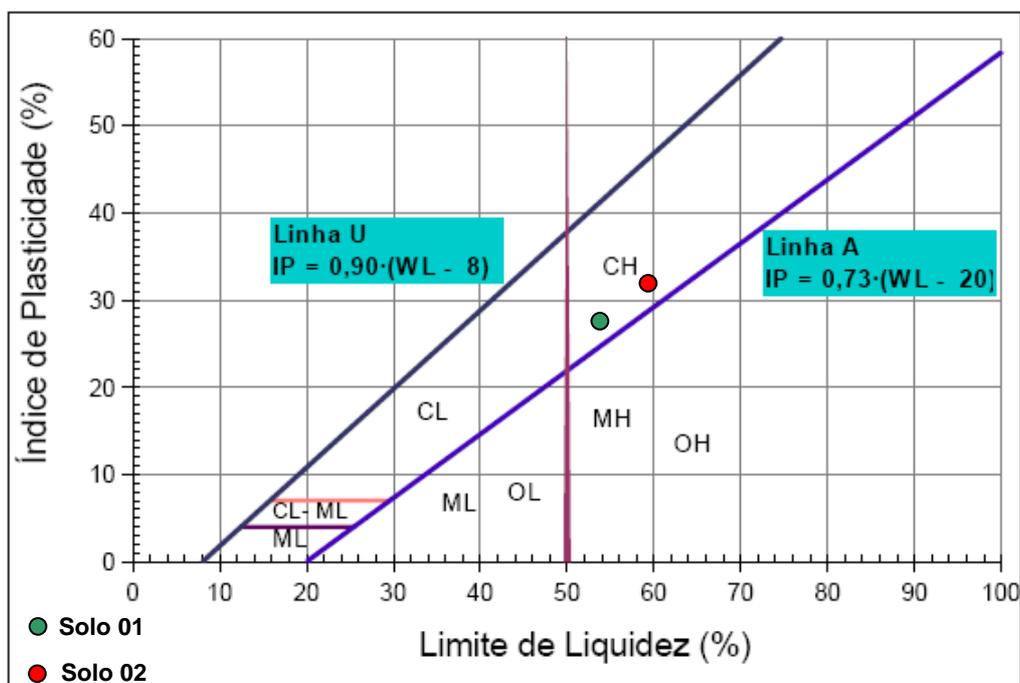


Figura 3. 4 – Carta de Plasticidade com a localização dos solos em estudo.

Posteriormente, foram confeccionados os agregados sintéticos de acordo com a seguinte metodologia: 1) correção da umidade (próximo ao limite de plasticidade) e homogeneização da argila natural; 2) moldagem de corpos de prova cilíndricos com diâmetro de $1,5 \pm 0,1$ cm e altura de $4 \pm 0,1$ cm (Figura 3.5); 3) secagem e calcinação na temperatura de aproximadamente 900°C , no forno. O forno utilizado foi do tipo “mufla” (Figura 3.5), modelo EDG3P-S, medindo 15 x 20 x 30 cm, com capacidade para atingir a uma velocidade máxima de $30^{\circ}\text{C}/\text{min}$ a temperatura máxima de 1200°C . A velocidade empregada para queima das amostras foi de $3^{\circ}\text{C}/\text{min}$ até atingir 900°C , permanecendo, então, durante 15 minutos nesta temperatura. A norma não estabelece em qual velocidade deve ser realizada a queima do agregado. Logo, para determinação da taxa de aquecimento do forno foram feitos testes com velocidades variadas. Determinou-se que a queima seja realizada de forma lenta, evitando a perda rápida de água, para evitar a produção de agregados frágeis e quebradiços à pressão dos dedos.



Figura 3. 5 – Confeção de corpos de prova para os ensaios preliminares.



Figura 3. 6 – Forno mufla utilizado e amostras antes e após queima a 900°C .

Após a obtenção dos agregados calcinados e seguindo, também, a recomendação do Departamento Nacional de Estradas de Rodagens (DNER), atual DNIT, os mesmos foram submetidos aos seguintes ensaios: seleção expedita pelo processo de fervura (DNER-ME 223/94), determinação da perda de massa após fervura (DNER-ME 225/94) e desgaste por abrasão Los Angeles (DNER-ME 222/94).

3.1.1 Ensaio para Seleção Expedita pelo Processo de Fervura e Ensaio de Perda de Massa Após a Fervura

Também conhecido como ensaio de autoclave, o ensaio para seleção expedita pelo processo de fervura consiste no exame visual e tátil de possíveis alterações no volume e na consistência dos corpos de prova cilíndricos calcinados, após cozerem em panela de pressão (Figura 3.7), por 15 minutos depois de iniciada a fervura (DNER ME-223/94). O ensaio de perda de massa ao término da fervura, também conhecido como “*Slaking test*” é realizado com o material resultante do ensaio de autoclave (Figura 3.8). A amostra a ser ensaiada deve passar na peneira de 19,05mm de abertura e com fração retida na peneira de 2,00mm de abertura. Consiste na determinação da percentagem de material que passa na peneira # 40 (0,42 mm), em relação à massa total da amostra ensaiada, após passar por fervura durante 15 minutos em panela de pressão de uso doméstico e agitação por período de 30 minutos no agitador de peneiras. Segundo este método, a perda de massa máxima que o ASAC deve apresentar é de 10% (DNER ME-225/94).



Figura 3. 7 – Ensaio de autoclave.



Figura 3. 8 – Ensaio de perda de massa após a fervura.

3.1.2 Ensaio de Desgaste por Abrasão “Los Angeles”

O ensaio de abrasão adotado tem por objetivo verificar o desgaste sofrido pelo agregado de argila calcinada quando colocado na máquina “Los Angeles” (Figura 3.9), juntamente com uma carga abrasiva e submetidos a 500 (quinhentas) revoluções no tambor desta máquina, à velocidade de 30 a 33 rotações/minuto. Seu resultado é expresso pela porcentagem em peso do material, determinado após o ensaio e passando na peneira de malhas quadradas de 1,7 mm de diâmetro (DNER ME-222/94). Para este ensaio a EM-230/94 estabelece que o valor máximo para o desgaste para agregados sintéticos deve ser igual a 45% para uso em bases de concreto asfáltico e como materiais para composição de base. Em revestimentos de concreto asfáltico o valor máximo é de 35%.



Figura 3. 9 – Ensaio de desgaste por abrasão “Los Angeles”.

Em virtude da confecção dos agregados calcinados na pesquisa ser artesanal (Figuras 3.10 a 3.14), e de ambas as amostras terem apresentado potencialidade à calcinação (de acordo com os critérios estabelecidos em DNER-EM 230/94), optou-se por produzir os agregados apenas com o Solo 01. Tal escolha se deu em virtude da menor dificuldade na retirada deste material da jazida, da menor distância de transporte até o Laboratório de Mecânica dos Solos da UFAM e por apresentar menor desgaste no ensaio de abrasão. O seu processo de produção concernente a esta pesquisa consistiu: a) Inicialmente, o solo foi umedecido e homogeneizado manualmente; b) Foram moldados “tarugos” de argila para facilitar o corte dos agregados em tamanhos predeterminados, ou seja, por meio de telas confeccionadas em fios de nylon em três tamanhos: o primeiro passando na peneira de 19,05 mm e ficando retido na peneira de 12,50 mm; o segundo passando na peneira de 12,50 mm e retido na peneira de 6,30 mm e o terceiro passando na peneira de 6,30 e retido na peneira 4,8 mm; c) Após serem cortados nos tamanhos desejados os agregados foram submetidos a um processo de secagem ao ar durante 4 dias; d) Finalmente, os agregados foram calcinados em vasos de argila vazados, visando facilitar a circulação do calor.



Figura 3. 10 – Solo umedecido e homogeneizado.



Figura 3. 11 – Moldagem do “tarugo” de argila.

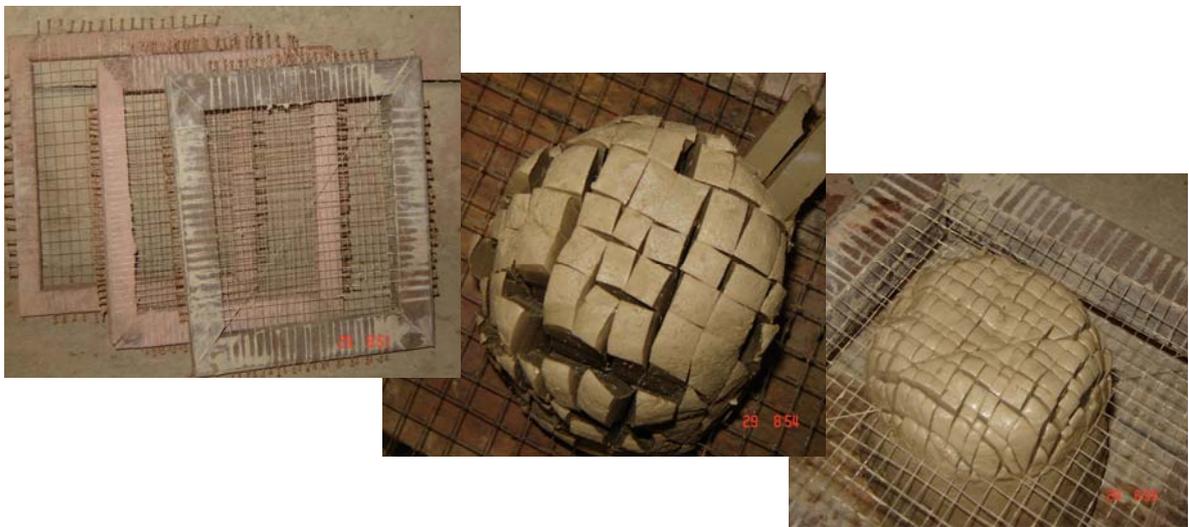


Figura 3. 12 – Telas e forma de corte de agregados.



Figura 3. 13 – Secagem de ASAC's ao ar.



Figura 3. 14 – Agregados calcinados.

O forno utilizado nesta fase mede 80 x 80 x 100 cm (Figura 3. 15), e tem capacidade para queimar até 40 kg de argila no processo de calcinação. Este permanecia ligado por, aproximadamente, 6 horas até que atingisse a temperatura de 950°C. Após a queima a abertura do forno acontecia após 12 horas.



Figura 3. 15 – Forno utilizado para queima do agregado em grandes quantidades.

Durante o processo de secagem, que antecede a queima, os agregados apresentaram variações em suas dimensões, ocasionadas pela retração. Para avaliar esta variação adotou-se o seguinte procedimento: confecção de corpos de provas cilíndricos medindo 5 cm de diâmetro e 2 cm de altura (Figura 3.16) moldados na umidade próxima ao limite de plasticidade (referente à

mesma unidade na qual os agregados foram confeccionados); determinação da massa e do volume dos corpos de provas, por pesagem e no caso do volume, este foi determinado pelo volume de mercúrio deslocado. Esses parâmetros (massas e volumes) foram determinados em tempos pré-estabelecidos (Tabela 3.3), finalizando ao constatar estabilização nas medições.

Tabela 3. 3 – Controle da variação gravimétrica e volumétrica.

Tempo (min)	Massa(g)		Volume (cm ³)	
	CP 01	CP 02	CP 01	CP 02
0,50	74,618	79,263	40,500	42,000
30,00	74,063	78,794	39,800	41,000
60,00	73,723	78,491	39,200	41,000
120,00	73,181	77,982	38,800	40,500
180,00	72,711	77,565	38,800	40,200
360,00	70,944	76,082	36,500	38,400
1.440,00	67,238	72,851	33,000	35,500
1.680,00	65,882	71,739	32,200	34,200
1.860,00	64,928	70,873	31,800	33,500
2.760,00	61,683	67,228	30,300	32,400
4.320,00	58,198	63,307	30,000	32,000
7.200,00	57,812	62,747	30,000	32,000
8.640,00	57,656	62,514	30,000	32,000



Figura 3. 16 – Medição de volume utilizando mercúrio.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS COMPONENTES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

3.2.1 Material – AGREGADO SINTÉTICO DE ARGILA CALCINADA (ASAC)

Para a caracterização dos agregados sintéticos foram realizados ensaios de densidade real, densidade aparente, absorção e granulometria. Os resultados constam na Tabela 3.4 e Figura 3.17.

Tabela 3. 4 – Características do ASAC produzido.

Características	Método	Amostra
		Solo 01
Massa Esp. Real do Solo (g/cm^3)	NBR 6508	2,551
Massa Esp. Real do Agregado (g/cm^3)	NBR 9776	2,590
Massa Específica Aparente (kg/dm^3)	NBR 7251	1,806
Absorção (%)	NBR 9937	16,7

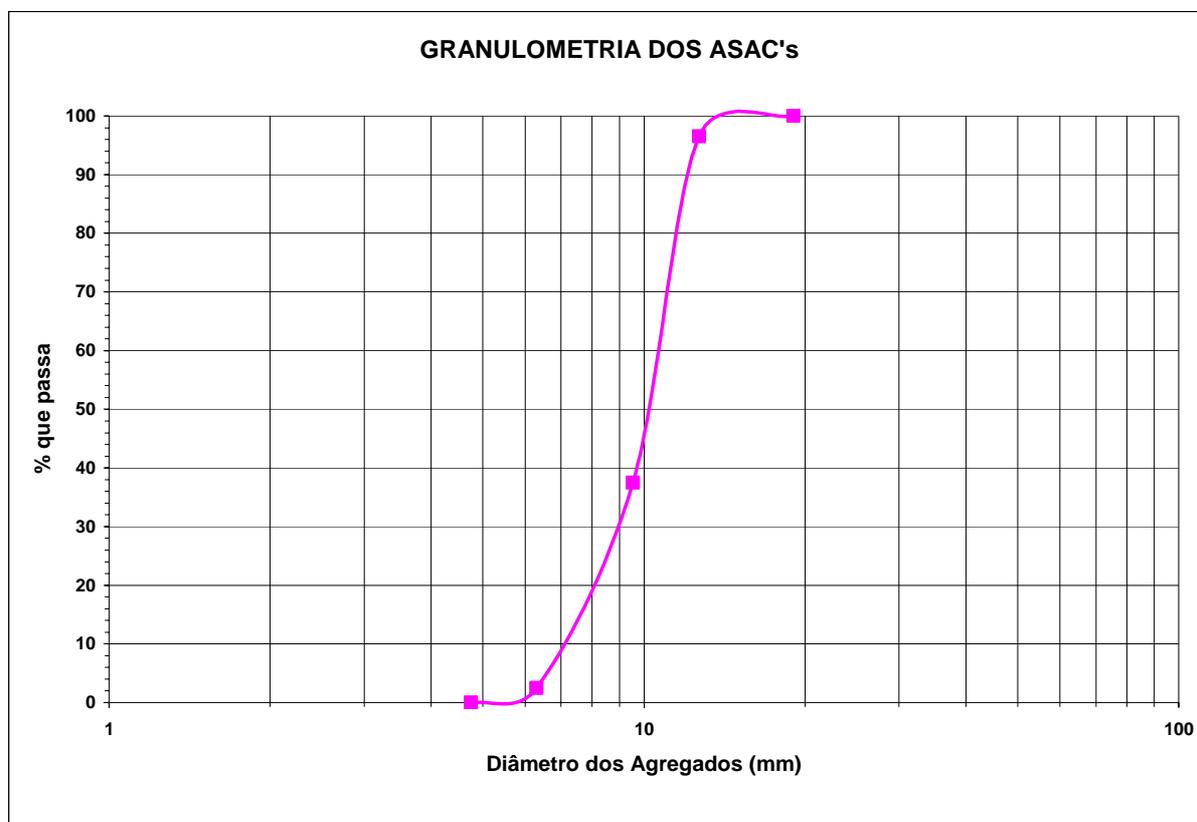


Figura 3. 17 – Granulometria - Agregados Sintéticos de Argila Calcinada (ASAC).

Foram selecionadas duas faixas granulométricas: a Faixa C do DNIT e os limites balizadores da *Superpave* (SHRP). O agregado utilizado para a composição da faixa C foi produzido pelas malhas nos diâmetros pré-estabelecidos. Para a faixa *Superpave* adotou-se o tamanho máximo nominal (TMN) de 9,5mm, em virtude de este tipo de mistura poder ser aplicada em camadas mais finas, além de terem melhor trabalhabilidade, segundo constataram Cooley Jr. e Brown (2002). Para enquadramento nesta faixa o agregado calcinado foi submetido a um processo de britagem manual, utilizando-se um soquete de 4,5 kg. Ressalta-se que as curvas foram montadas em laboratório realizando-se o peneiramento do material em toda série de peneiras das especificações adotadas.

As características e a granulometria resultantes do ASAC britado é mostrada na Tabela 3.5 e Figura 3.18, respectivamente. Nota-se, que a textura apresenta uma distribuição na qual os diâmetros têm uma relativa continuidade, o que possibilita a confecção de uma mistura com maior estabilidade e melhor trabalhabilidade.

Tabela 3. 5 – Características do ASAC britado.

Características	Método	Amostra
		Solo 01
Massa Específica Real (g/cm ³)	NBR 9776	2,584
Massa Específica Aparente (kg/dm ³)	NBR 7251	2,166
Absorção (%)	NBR 9937	19,2

Comparando-se os resultados da Tabela 3.5, obtidos para o ASAC na condição britada, aos mostrados na Tabela 3.4, sendo estes determinados a partir do agregado calcinado intacto, observa-se que tanto a absorção quanto a massa específica real aumentaram com a britagem, apontando assim para a presença de vazios internos não conectados. Em se tratando de agregados para misturas betuminosas essa é uma observação muito relevante, pois o processo de britagem poderá conduzir a um maior consumo de ligante. O processo de britagem foi realizado manualmente por meio de golpes de soquete e peneiramento dos agregados de acordo com a granulometria desejada.

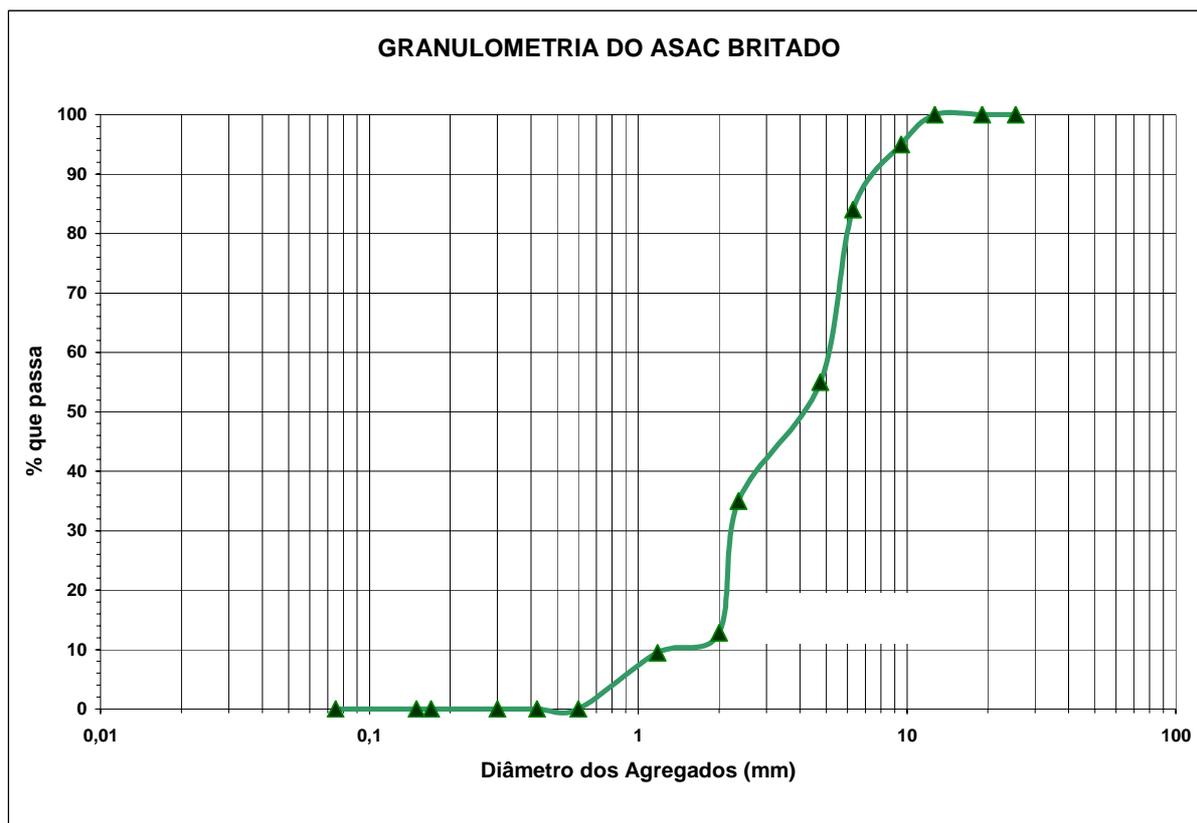


Figura 3. 18 – Granulometria - ASAC britado.

3.2.2 Material – SEIXO

Este agregado é rotineiramente empregado na confecção dos revestimentos regionais do tipo concreto asfáltico. Atualmente, a sua retirada do leito de rios vem sendo coibida pelos órgãos ambientais. Foi caracterizado pela: granulometria, densidades real e aparente, absorção e resistência ao desgaste por abrasão Los Angeles (Tabela 3.6 e Figura 3.19).

Tabela 3. 6 – Características do Seixo rolado.

Características	Método	Amostra
		Seixo
Massa Específica Real (g/cm ³)	NBR 9776	2,622
Massa Específica Aparente (kg/dm ³)	NBR 7251	1,917
Absorção (%)	NBR 9937	0
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	NBR 6465	35

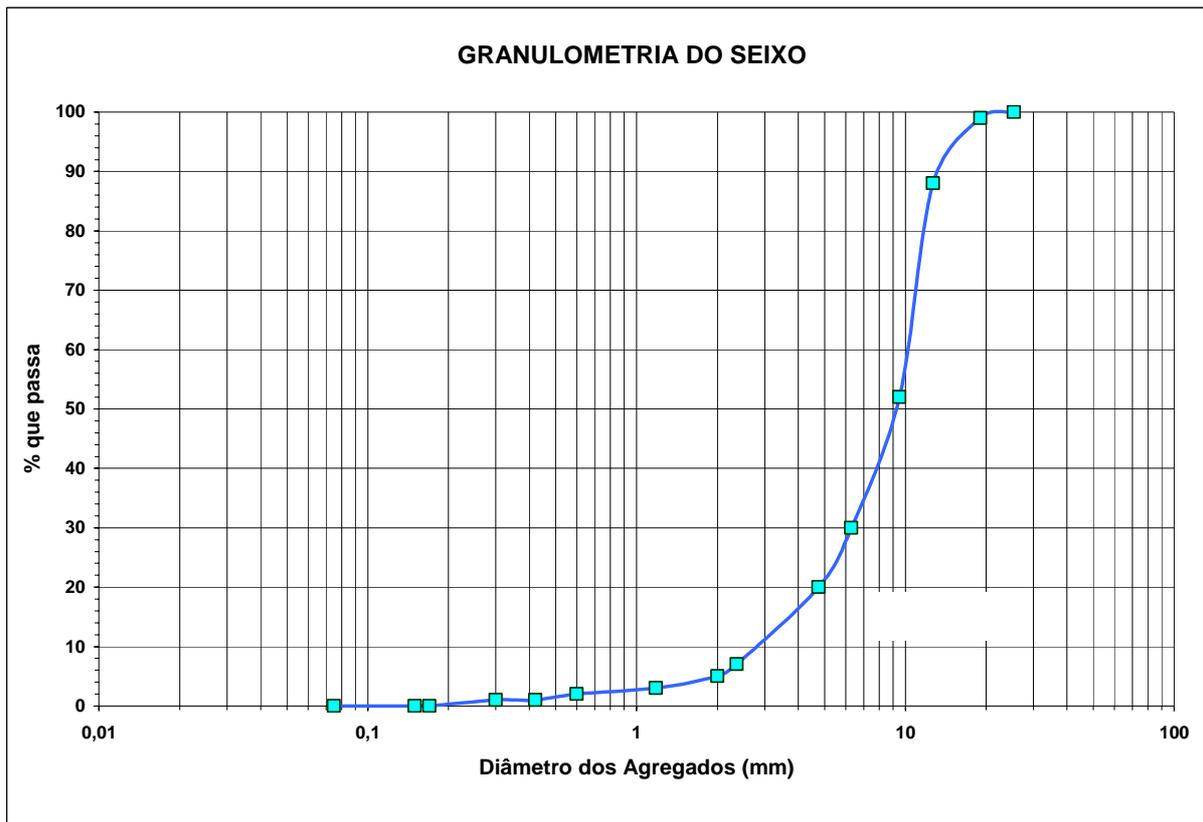


Figura 3. 19 – Granulometria - Seixo rolado.

3.2.3 Material – AREIA

Esta componente das misturas asfálticas tem origem residual, e proveniente do leito de rios da região. É utilizada correntemente em revestimentos no Município de Manaus. Foi analisada segundo a sua composição granulométrica, e as densidades relativa e real. Os resultados podem ser visualizados na Tabela 3.7 e Figura 3.20.

Tabela 3. 7 – Características da areia.

Características	Método	Areia
Massa Específica Real (g/cm ³)	NBR 9776	2,625
Massa Específica Aparente (kg/dm ³)	NBR 7251	1,512

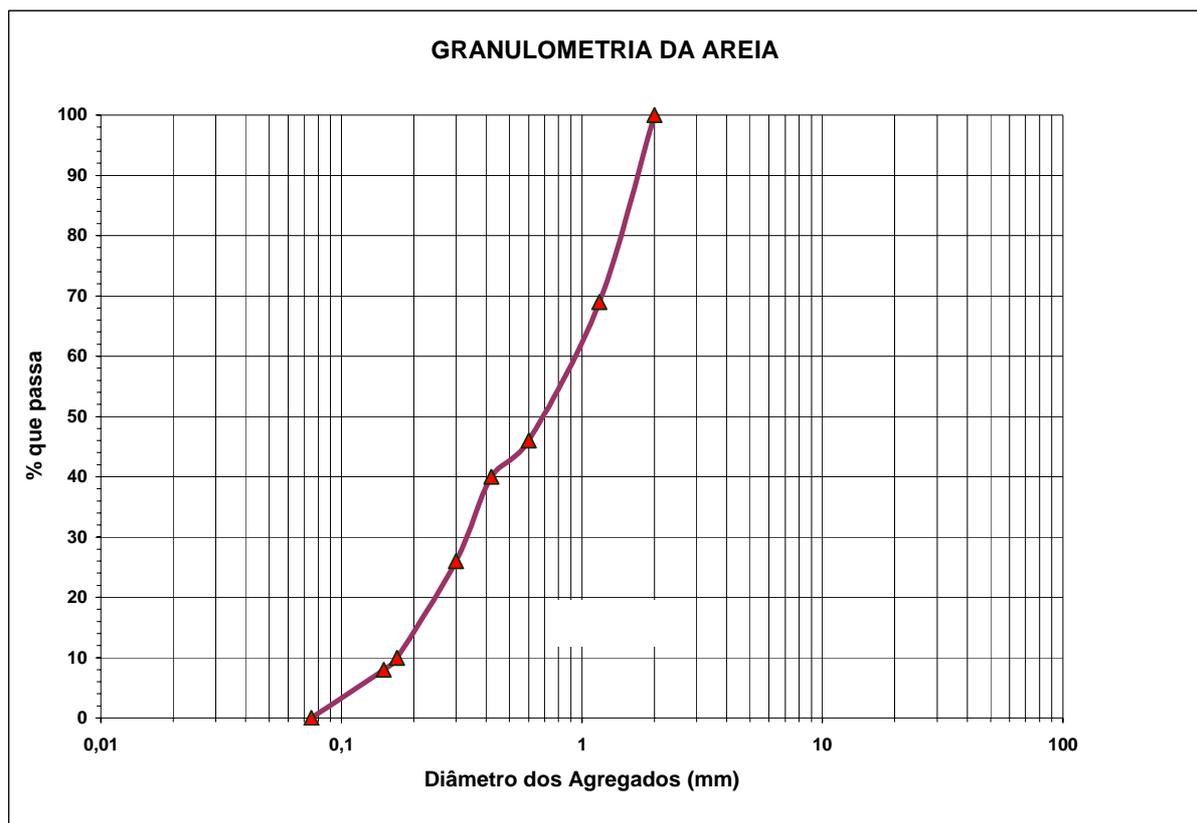


Figura 3. 20 – Curva granulométrica – Areia.

A norma do DNER (EM 038/97) estabelece que o agregado miúdo componente das misturas asfálticas, deve obedecer aos limites texturais presentes na Tabela 3.8. Observando-se os dados constantes na mesma, pode-se afirmar que a areia utilizada nas misturas desta pesquisa, atende às especificações da norma.

Tabela 3. 8 – Especificação do DNER - Agregado miúdo em misturas.

Peneira	Abertura (mm)	% passando	
		Especificação	Resultado
3/8"	9,5	100	100
Nº 4	4,75	95 - 100	100
Nº 8	2,36	80 - 100	100
Nº 16	1,18	50 - 85	69
Nº 30	0,6	25 - 60	46
Nº 50	0,3	10 - 30	26
Nº 100	0,15	2 - 10	8

3.2.4 Material – FÍLER

O filer é um material fino passando em totalidade na malha da peneira de 0,42 mm (#40) de abertura e utilizado com a finalidade de preencher os vazios existentes nas mistura asfálticas. Nesta pesquisa empregou-se o tradicional cimento *Portland* para cumprir este papel de material de enchimento. As suas principais características estão na Tabela 3.9 e Figura 3.21.

Tabela 3. 9 – Características do Cimento *Portland*.

Características	Método	Cimento
Massa Específica Real (g/cm ³)	NBR 9776	3,15

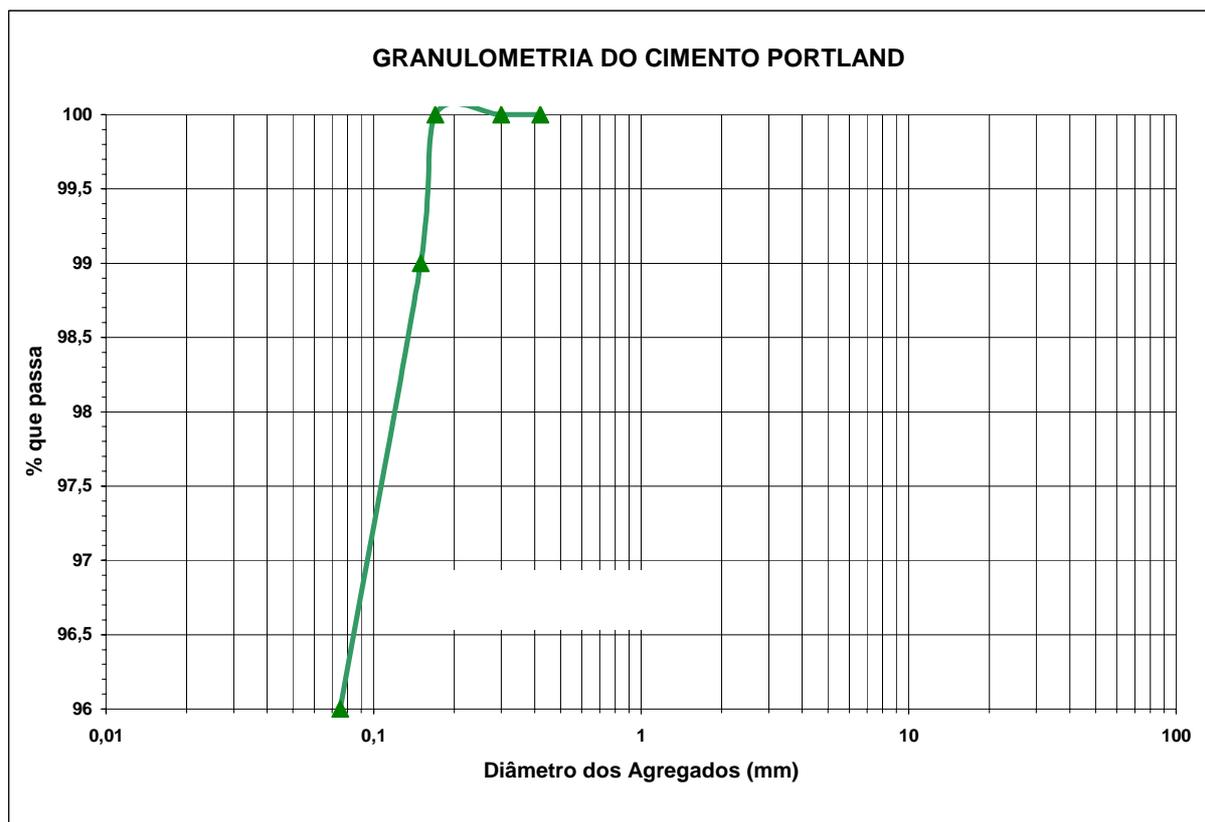


Figura 3. 21 – Granulometria - Cimento *Portland*.

Conforme o DNER-EM 367/97, o material a ser utilizado como enchimento deve ser finamente dividido e obedecer à graduação mínima apresentada na Tabela 3.10. Constatou-se pela citada tabela que o material pode ser empregado com tal finalidade.

Tabela 3. 10 – Especificação DNER - Material de enchimento.

Peneira	Abertura (mm)	% em massa passando	
		Especificação	Resultado
Nº 40	0,42	100	100
Nº 80	0,17	95	100
Nº 200	0,075	65	96

3.2.5 Material – LIGANTE

Utilizou-se o cimento asfáltico de petróleo – CAP 50/70 fornecido pela Refinaria Isaac Sabbá (REMAN/Petrobras) de Manaus. Tal produto foi caracterizado por análises reológicas sugeridas pelo *Strategic Highway Research Program*, nas especificações constantes na *Superior Performance Asphalt Pavements (Superpave)*. Os experimentos foram realizados no Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo M. de Mello (CENPES) e constam na Dissertação de Mestrado de Nunes (2006).

O comportamento do CAP, concernente à minimização dos efeitos de fadiga e deformação permanente, depende do carregamento e da temperatura na qual ele se encontra. Visando caracterizá-lo segundo tais condições determina-se o módulo de cisalhamento complexo (G^*) e o ângulo de fase (δ), este se refere à defasagem entre a máxima deformação aplicada e o cisalhamento máximo. As especificações *Superpave* estabelecem que o valor da componente viscosa não recuperável, isto é, $G^* \cdot \sin(\delta)$ não deve exceder 5000 kPa, para que os efeitos da fadiga sejam minimizados. Os resultados constantes na Tabela 3.11, mostram que para temperaturas a partir de 22°C, essa condição é atendida.

Tabela 3. 11 – Resultado do DSR - Amostra envelhecida, RTFO e PAV.

Temperatura (°C)	Após RTFO e PAV		
	G* (kPa)	δ (°)	G*/sen(δ) (KPa)
28	1976	59,4	1700
25	3187	56	2600
22	5110	52,3	4000
19	8064	48,4	6000

A relação $G^*/\text{sen}(\delta)$, norteia quanto as deformações permanentes desejáveis. Os testes são realizados a temperaturas estipuladas, com amostras não envelhecidas e outras submetidas ao envelhecimento por *Rolling Thin Film Over* (RTFO). A relação $G^*/\text{sen}(\delta)$ não deve ser superior a 1,0 kPa para cimentos asfálticos não envelhecidos e 2,2 kPa para aqueles previamente envelhecidos. Os resultados encontram-se na Tabela 3.12. Observa-se que para a temperatura de 64°C são atendidas as condições, antes e após o envelhecimento. Na Tabela 3.13 apresentam-se as características físicas do ligante utilizado neste estudo. Conforme mostrado nesta tabela, o ligante atende às especificações quanto a ponto de fulgor, viscosidade, perda de massa por envelhecimento antes e após o RTFO. Pode ser classificado como sendo PG 64-22, onde o número (64) refere-se ao ligante que possui propriedades físicas adequadas para temperaturas máximas de 64°C, indicado para uso em regiões onde a temperatura do pavimento não exceda 64°C, a fim de minimizar os efeitos de deformações permanentes (Frota *et al.*, 2006). Da mesma forma, o segundo número (-22) significa que a temperatura mínima que o pavimento deve atender é de -22°C. A determinação da temperatura mínima que o pavimento deve atender é obtida pelo o reômetro de fluência em viga (bending beam rheometer - BBR) que é usado na caracterização da rigidez do ligante à baixa temperatura.

Tabela 3. 12 – Resultado do ensaio no DSR - amostras antes e após o envelhecimento.

Temperatura (°C)	Antes do RTFO			Após o RTFO		
	G* (Pa)	δ (°)	G*/sen(δ) (kPa)	G* (Pa)	δ (°)	G*/sen(δ) (kPa)
52	-	-	-	10,78	83,4	10,85
58	2524	87,4	2,5	4,649	85,3	4,66

64	1104	88,3	1	2,013	86,8	2,21
70	514	88,9	0,5	-	-	-

Tabela 3. 13 – Características do cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Característica		Unidade	Especificação	Resultado
Ponto de Fulgor		°C	230 mín	301,0
Viscosidade a 135°C		cP	3000 máx	382,5
Perda de massa por envelhecimento (RTFO)		%	1,0 máx	0,4
Temperatura do ensaio de fadiga		°C	$G^*/\sin(\delta) < 5000\text{kPa}$	22,0
Deformações permanentes	Antes do RTFO	°C	$G^*/\sin(\delta) > 1,00\text{kPa}$	64,0
	Após o RTFO	°C	$G^*/\sin(\delta) > 2,20\text{kPa}$	

3.3 ESTUDO DA MISTURA ASFÁLTICA

Foram confeccionadas 03 (três) misturas do tipo concreto asfáltico, objetivando-se avaliar a influência das faixas utilizadas e do tipo de agregado graúdo no teor de ligante e, conseqüentemente, no comportamento mecânico das misturas asfálticas. Adotou-se o procedimento de dosagem concernente ao método Marshall, sendo que as misturas se diferem pelo tipo de agregado graúdo (Seixo e ASAC), pela granulometria (Faixa C / DNIT e Faixa Superpave) e pela porcentagem do agregado (graúdo e miúdo), do filer mineral e do ligante.

3.3.1 Seleção das Granulometrias

Foram selecionadas 03 (três) composições granulométricas para confeccionar as misturas asfálticas. As granulometrias compostas com o ASAC enquadraram-se na Faixa C do DNIT (Mistura **M1**) e nos limites balizadores da Faixa *Superpave* (Mistura **M2**). A mistura

utilizando o seixo como agregado graúdo enquadrou-se na faixa C do DNIT e faixa *Superpave* (Mistura **M3**), simultaneamente.

Para o ASAC são mostrados nas Tabela 3.14 e 3.15, e nas Figuras 3.22 e 3.23, a sua composição juntamente com a sua granulometria, de acordo com a Faixa C – DNIT e *Superpave*, respectivamente. Para a composição granulométrica do ASAC balizada pela faixa *Superpave* (Figura 3.23) o agregado foi britado previamente para se adequar aos seus limites. Segundo o diâmetro máximo nominal - DMN 9,50mm, são apresentados na Tabela 3.16 os pontos de controle e zona de restrição.

Tabela 3. 14 – Composição da mistura com ASAC na Faixa C DNIT – M1.

ASAC	Agregados (%)		Fíler (%)
	ASAC	Areia	Cimento
Faixa C	41	55	4

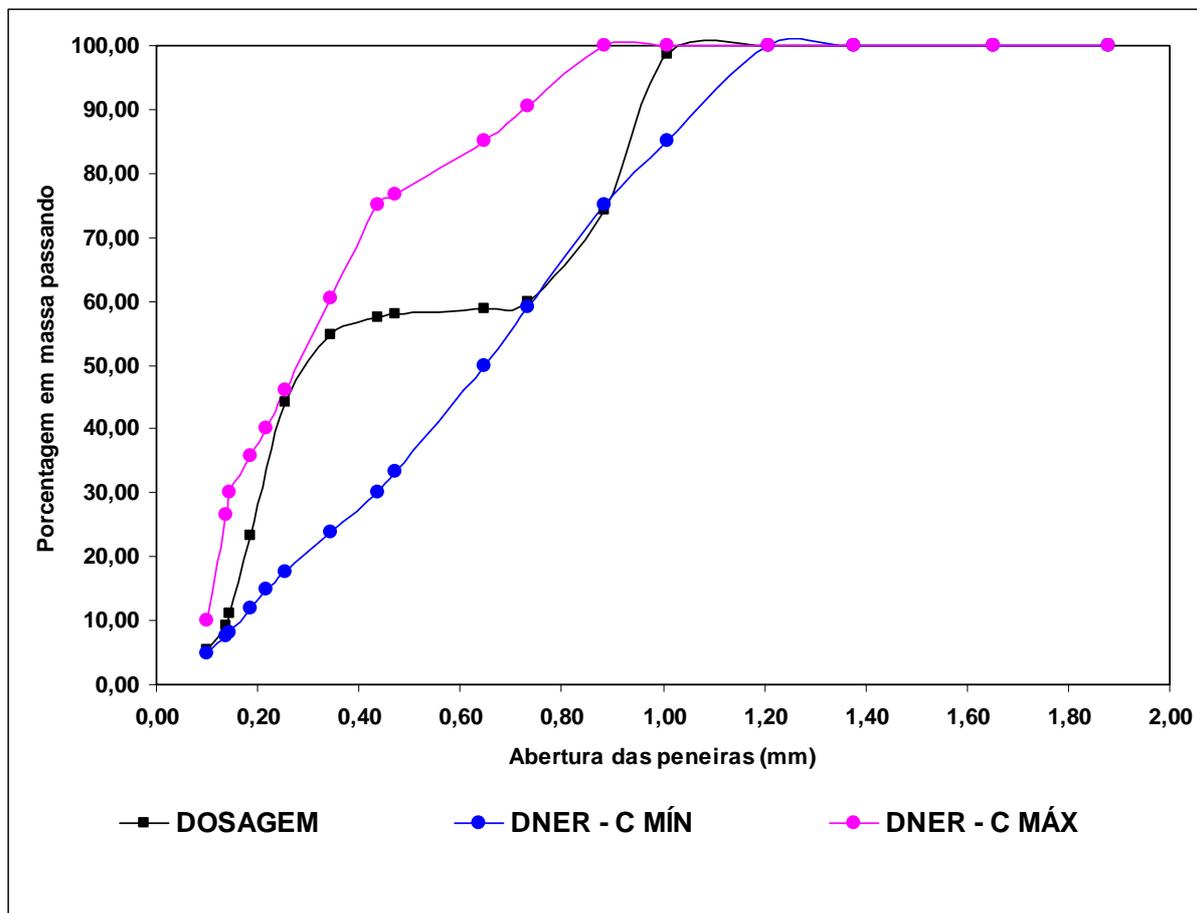


Figura 3. 22 – Material ASAC – Faixa C DNIT – M1.

Tabela 3.15 – Composição da mistura com ASAC na *Superpave* – M2.

ASAC	Agregados (%)		Filer (%)
	ASAC	Areia	Cimento
<i>Superpave</i>	56	38	6

Tabela 3. 16 – Pontos de controle e zona de restrição para DMN 9,50mm.

Peneira	Abertura (mm)	% passando (em massa)			
		Pontos de Controle		Zona de Restrição	
		Inferior	Superior	Inferior	Superior
½"	12,7		100		
3/8"	9,53	90	100		
Nº 8	2,36	32	67		47
Nº 16	1,18			32	38
Nº 30	0,6			24	28
Nº 50	0,3				19
Nº 200	0,075	2	10		

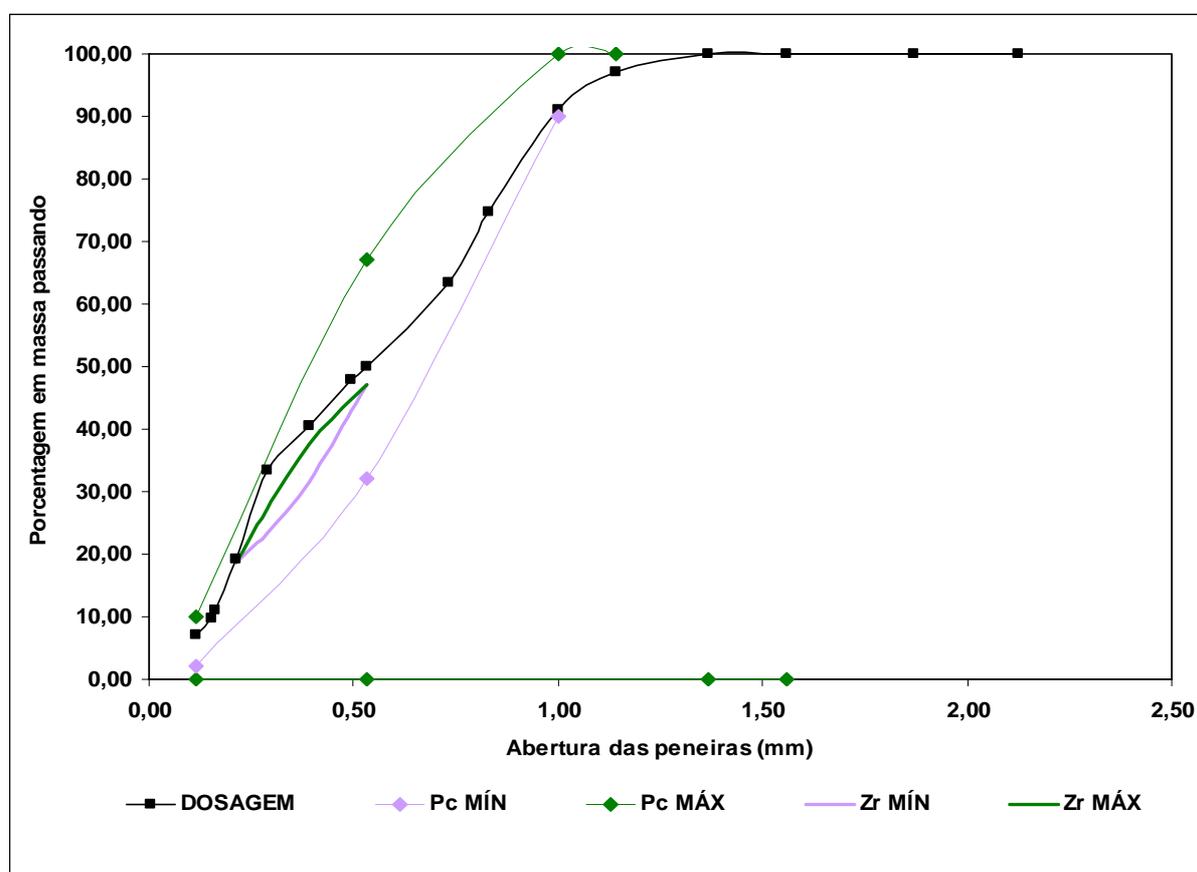


Figura 3. 23 – Material ASAC – Faixa *SUPERPAVE* – M2.

Com a finalidade de confrontar resultados alcançados com o agregado sintético de argila calcinada (ASAC's), estudou-se, também, como agregado graúdo, o seixo rolado, por ser um material habitualmente empregado na confecção de misturas asfálticas regionais (Mistura Convencional). Neste trabalho a granulometria destes agregados foi enquadrada simultaneamente na Faixa C - DNIT e na Faixa *Superpave* (Tabela 3.17 e Figura 3.24).

Tabela 3. 17 – Composição da mistura convencional.

SEIXO	Agregados (%)		Filer (%)
	Seixo	Areia	Cimento
Faixa C / DNIT - <i>Superpave</i>	50	45	5

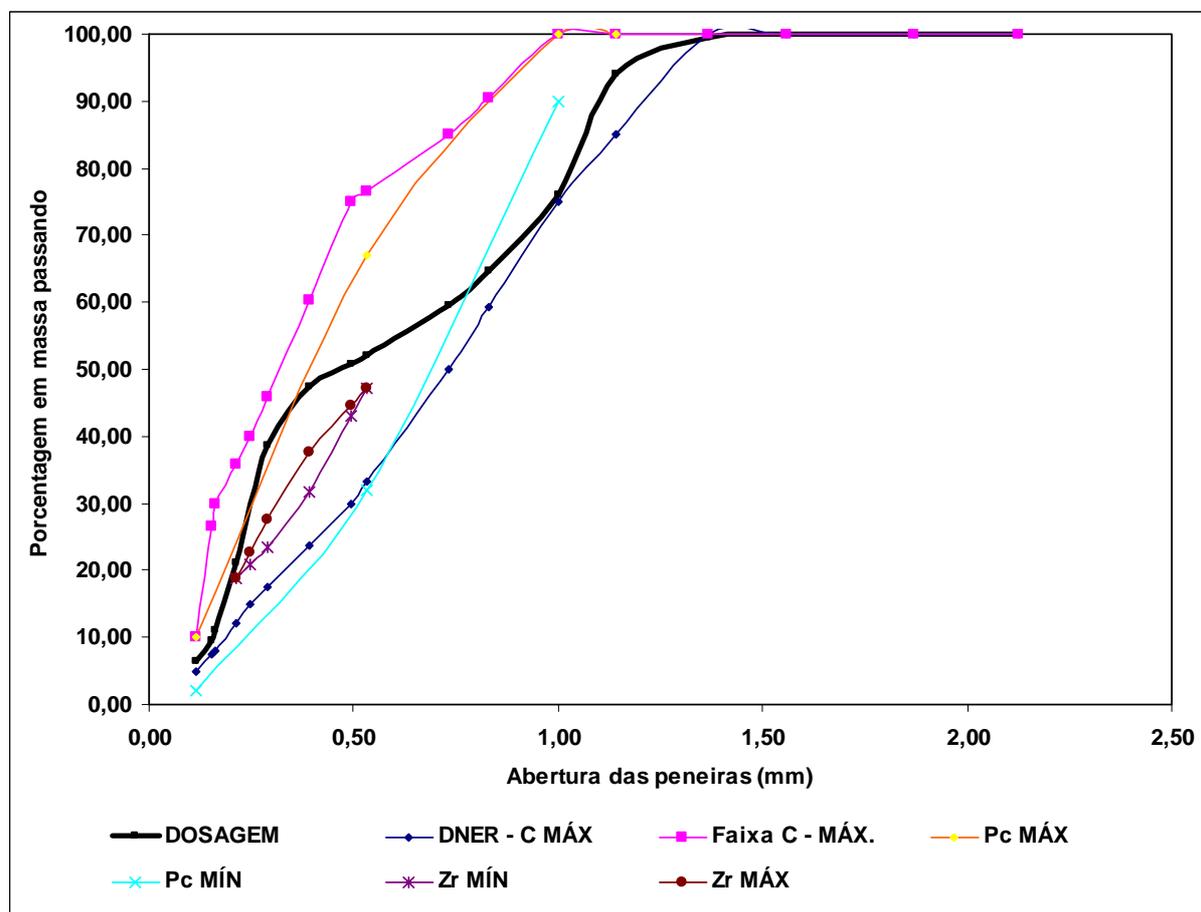


Figura 3. 24 – Material SEIXO – Faixa C / SUPERPAVE – M3.

3.3.2 Definição do Teor de Ligante

Estabelecidas as condições iniciais para confecção da mistura, foram moldados os corpos de prova, para determinação do teor de ligante de projeto. Seguiu-se o procedimento, convencionalmente, adotado pelo 3ºDRF/ DNIT, descrito em Soares *et al.* (2000), que consiste em se fazer:

1. Estimativa de um teor ótimo de ligante para o grupo inicial de corpos de prova e incremento de teores em $\pm 0,5\%$ a $\pm 1,0\%$.
2. Determinação das massas do CP imerso (M_{im}) e ao ar (M_{ar}).
3. Determinação da densidade máxima teórica (DMT). Esta é comumente realizada por meio de uma ponderação das densidades reais (D_{ai}) e suas respectivas proporções (P_i) dos materiais componentes da mistura asfáltica, segundo o DNIT, seja para agregado graúdo (DNER-ME 81/98) ou para o agregado miúdo (DNER-ME 84/95). De posse destes valores faz-se a sua determinação, para os diferentes percentuais de ligante, segundo a equação 3.1.

$$DMT = \frac{1}{\frac{P_{cap}}{D_{cap}} + \frac{P_1}{D_1} + \frac{P_2}{D_2} + \dots + \frac{P_i}{D_i}} \quad (3.1)$$

Onde: P_i = % de agregado “i” na mistura contendo CAP;

I = varia de 1 ao número de agregados na mistura;

D_i = densidade real dos constituintes da mistura;

D_{cap} = densidade do CAP;

P_{cap} = porcentagem de CAP na mistura.

Faz-se a determinação da densidade máxima da mistura, para cada ponto da dosagem, objetivando-se encontrar os índices físicos. Uma das formas de se obter este parâmetro é utilizando a citada equação 3.1. Todavia, este procedimento não leva em consideração a absorção de ligante por parte do agregado. Em decorrência de trabalhos anteriores, realizados pelo Grupo de Geotecnia da UFAM (Frota *et al.*, 2003; Frota *et al.*, 2004) e desse mesmo, sabe-se que os ASAC's possuem elevada absorção, portanto, este procedimento não

representaria, de maneira satisfatória, o comportamento das misturas com este material. Por este motivo, optou-se por obter a densidade máxima medida por meio de ensaio conhecido como método de *Rice* (ASTM D-2041). Neste caso é mais conveniente usar o termo Densidade Máxima Medida (DMM) ao invés de Densidade Máxima Teórica (DMT) (Vasconcelos, 2004).

4. Cálculo dos parâmetros de dosagem.

- ✓ Volume dos corpos de prova

$$V = M_{ar} - M_{im} \quad (3.2)$$

- ✓ Densidade Aparente da mistura

$$D_a = M_{ar} / V \quad (3.3)$$

- ✓ Volume de vazios

$$V_v = (DMT - D_a) / DMT \quad (3.4)$$

- ✓ Vazios com betume

$$VCB = (D_a * M_{cap}) / D_{cap} \quad (3.5)$$

- ✓ Vazios do agregado mineral

$$VAM = V_v + VCB \quad (3.6)$$

- ✓ Relação betume/vazios

$$RBV = VCB / VAM \quad (3.7)$$

Onde:

M_{ar} = Massa do corpo de prova ao ar;

M_{cap} = Massa de CAP;

M_{im} = Massa do corpo de prova imerso em água;

DMT = Densidade Máxima Teórica;

D_a = Densidade da água.

Foram confeccionados 03 (três) corpos de prova para cada teor de ligante pré-estabelecido, visando a determinação dos índices físicos das misturas (Figura 3.25, tendo um número

mínimo de 09 (nove) corpos de prova para determinação do teor de ligante. Verificou-se que os limites adotados, como critério de projeto, para a determinação do volume de vazios e dos vazios preenchidos com ligante, dependem, fundamentalmente, do método selecionado para se encontrar a densidade teórica da mistura.



Figura 3. 25 – Determinação dos índices físicos.
a) Pesagem do CP ao ar; b) Pesagem do CP imerso.

5. Determinação gráfica do teor de ligante de projeto, a partir dos parâmetros de V_v e RBV. Traça-se o gráfico Teor de Ligante *versus* V_v *versus* RBV (Figura 3.26). Adiciona-se a linha de tendência para os teores avaliados. A partir da interseção dos limites máximos e mínimos destes parâmetros, são encontrados os quatro teores de CAP, sendo o teor de ligante de projeto resultante da média dos dois teores centrais. A definição gráfica do teor de projeto nas dosagens das misturas asfálticas seguiu as diretrizes da norma DNER-ES 313/97. A Tabela 3.18 esboça os valores máximos e mínimos, que foram utilizados como referência nesta pesquisa.

Tabela 3. 18 – Parâmetros de dosagem para CBUQ.

Marshall – DNER-ME 043	
Parâmetros	CBUQ
Volume de Vazios	3 a 5%
Relação betume-vazios	75 a 82%

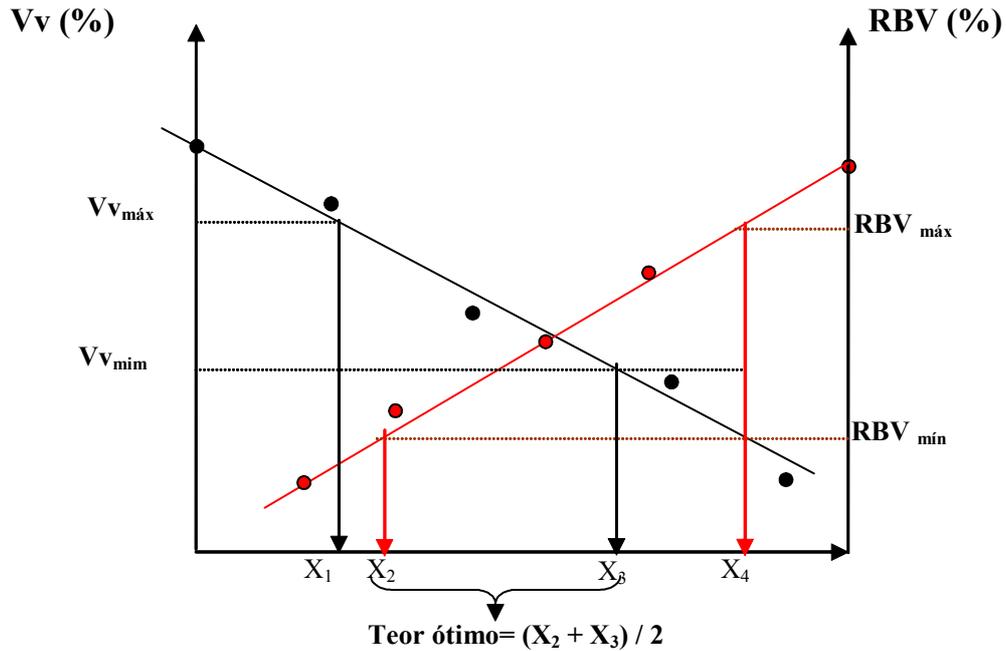


Figura 3. 26 – Determinação do teor de CAP (3º DRF).

A moldagem dos corpos de prova seguiu o método Marshall (DNER-ME 043/95), sendo utilizada a energia de compactação de 75 golpes em cada face dos mesmos, como é recomendado para pressões de enchimento de pneus de 0,7 a 1,4 MPa. As Figuras 3.27 e 3.28 mostram a seqüência da confecção dos corpos de prova. Para este trabalho convencionou-se chamar este procedimento de Marshall, devido basicamente ao processo de compactação, apesar de não contemplar a determinação da estabilidade e da fluência, conforme especificado pela norma.



Figura 3. 27 – Preparação dos agregados para confecção da mistura.

a) Pesagem; b) Aquecimento; c) Controle de temperatura.

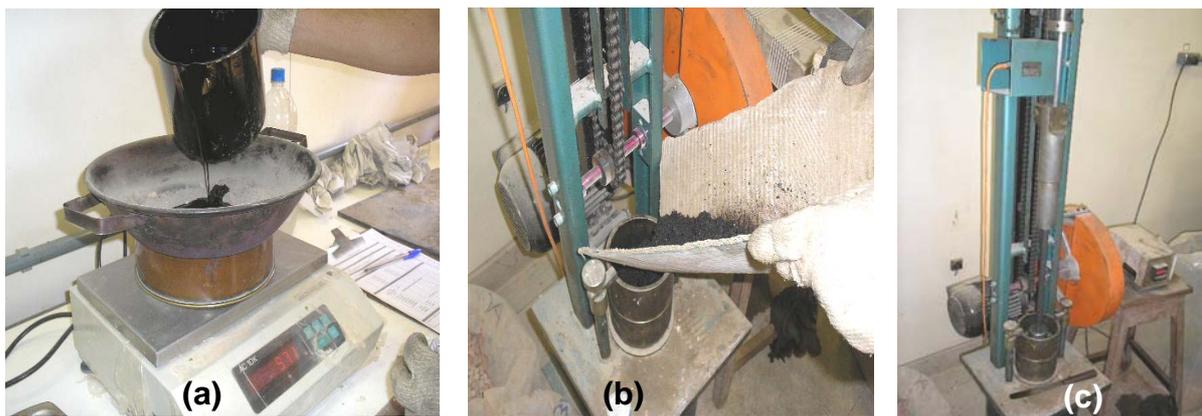


Figura 3. 28 – Confecção da mistura.

a) Dosagem de CAP; b) Lançamento no molde; c) Compactação mecânica.

A faixa de temperatura da mistura do ligante foi balizada pela norma DNER-ES 313/97, segundo a qual o cimento asfáltico deve estar a uma temperatura que lhe confira viscosidade Saybolt-Furol entre 75 e 150 segundos, recomendando-se a faixa de 85 a 95 segundos. Esta viscosidade foi obtida para o CAP-50/70, produzido pela Refinaria Isaac Sabbá (REMAN), na faixa de temperatura entre 160 e 165°C. Conforme, também, esta norma, a temperatura da mistura dos agregados deve ser 10 a 15°C acima daquela estabelecida para o ligante, obtendo-se, assim, uma faixa desejável da mistura para os agregados entre 175° a 180°C. Para compactação, estabelece-se que a temperatura do ligante corresponda à viscosidade de 140 ± 15 segundos, que para o CAP-50/70 utilizado ficou numa faixa entre 150 e 155°C.

3.3.3 Densidade Máxima Teórica (DMT) das Misturas

Para a determinação da DMT comumente realiza-se uma ponderação das densidades reais dos materiais compósitos da mistura asfáltica. De posse das densidades reais dos materiais constituintes e de suas respectivas proporções na mistura, faz-se uma ponderação para a determinação da DMT para os diferentes percentuais de ligante, conforme observado no capítulo anterior.

A DMT é um importante parâmetro na determinação do teor de projeto das misturas asfálticas. No Brasil, é geralmente baseado em parâmetros volumétricos. Neste estudo foram

adotados dois procedimentos: (i) ponderação das densidades reais dos materiais constituintes (DMT) para o agregado aluvionar, e para o agregado sintético de argila utilizou-se (ii) a aplicação de vácuo, que aqui foi denominada de densidade máxima medida (DMM), segundo a norma ASTM D 2041, também conhecido como método de *Rice* ou *Rice Test*, em virtude do elevado teor de absorção deste agregado.

Para a realização do método de *Rice*, procedeu-se à mistura de 1500 g de agregados (gráudo e miúdo), filler e ligante, segundo a condição de temperatura pré-estabelecida (175°C), em seguida o resfriamento da mesma, por revolvimento contínuo até atingir a temperatura ambiente (25°C) não havendo desestruturação de grumos formados por agregados e ligante asfáltico. Imediatamente colocou-se a mistura solta, em recipiente de dimensões apropriadas, e pesou-se o conjunto (mistura+recipiente) ao ar. Posteriormente, adicionou-se água destilada até imersão completa da mistura e aplicou-se o vácuo gradualmente, até obter uma pressão residual no interior do recipiente inferior a 30mmHg, permanecendo sob agitação em mesa giratória mecânica, pelo menos, por 15 minutos a fim de expulsar o ar existente nos vazios. Finalmente, o conjunto foi pesado imerso, conforme a seqüência do ensaio retratada na Figura 3.29.



Figura 3. 29 – Procedimentos segundo o Rice Test (ASTM-2041).

A determinação da densidade máxima teórica (DMT) ou conforme visto anteriormente densidade máxima medida (DMM) é dada pela razão entre o peso da mistura ao ar e a diferença do peso da mistura ao ar e imerso, de acordo com a equação 3.8.

$$DMT = \frac{A}{A - (C - B)} \quad (3.8)$$

Onde:

A = massa da amostra (ao ar) em g;

B = massa da vasilha (imersa) em g;

C = massa da amostra + vasilha (imersa) em g.

3.4. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Neste trabalho, o comportamento mecânico das misturas foi avaliado por meio dos ensaios de resistência à tração, por compressão diametral, módulo de resiliência, *creep* dinâmico e fadiga, por compressão diametral a tensão controlada. Utilizou-se uma prensa do tipo Universal Testing Machine (UTM), fabricada pela IPC Global, com capacidade de 14kN. O sistema apresenta interface computacional, com *software* para aquisição de dados, capacidade para variação nos tipos de pulsos de cargas, na frequência de aplicação destes e nas condições de confinamento. Na Figura 3.30 visualiza-se o equipamento e algumas de suas partes constituintes.

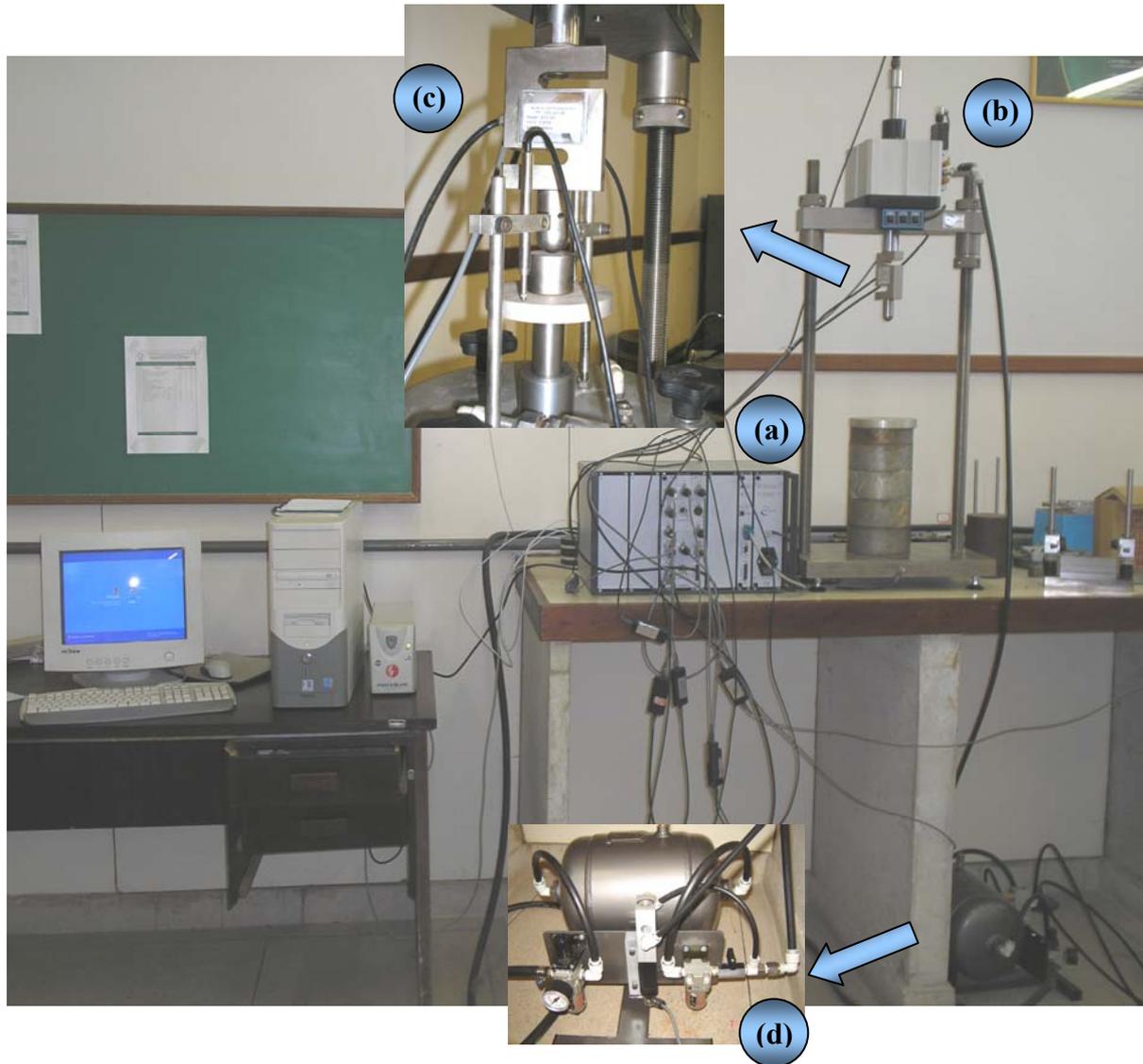


Figura 3. 30 – Universal Testing Machine (UTM).

- a) Aquisição de dados; b) Dispositivo Eletro-Pneumático; c) Célula de carga;
d) Dispositivo de controle de pressão.

3.4.2 Resistência á Tração por Compressão Diametral (RT)

Este ensaio foi realizado segundo a norma DNER-ME 138/94. Nesta pesquisa, optou-se por realizar o experimento apenas em temperatura ambiente, em torno de 27°C. Inicialmente, mediu-se a altura do corpo de prova, com auxílio de um paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas (Figura 3.31), adotando-se a média aritmética destas leituras para o cálculo da RT. O corpo de prova foi, então, colocado no molde para ajuste dos frisos, de

forma centralizada, sendo, posteriormente, levado à prensa onde, progressivamente, aplicou-se uma carga estática, com velocidade de $0,8 \pm 0,1\text{mm/s}$, até o mesmo atingir a ruptura. Os resultados foram obtidos para tempos de leitura a cada $0,02\text{s}$, da aplicação da carga, e constituíram-se em referências para realização dos demais ensaios. O cálculo da resistência de ruptura à tração por compressão indireta foi calculado pela equação 2.6.

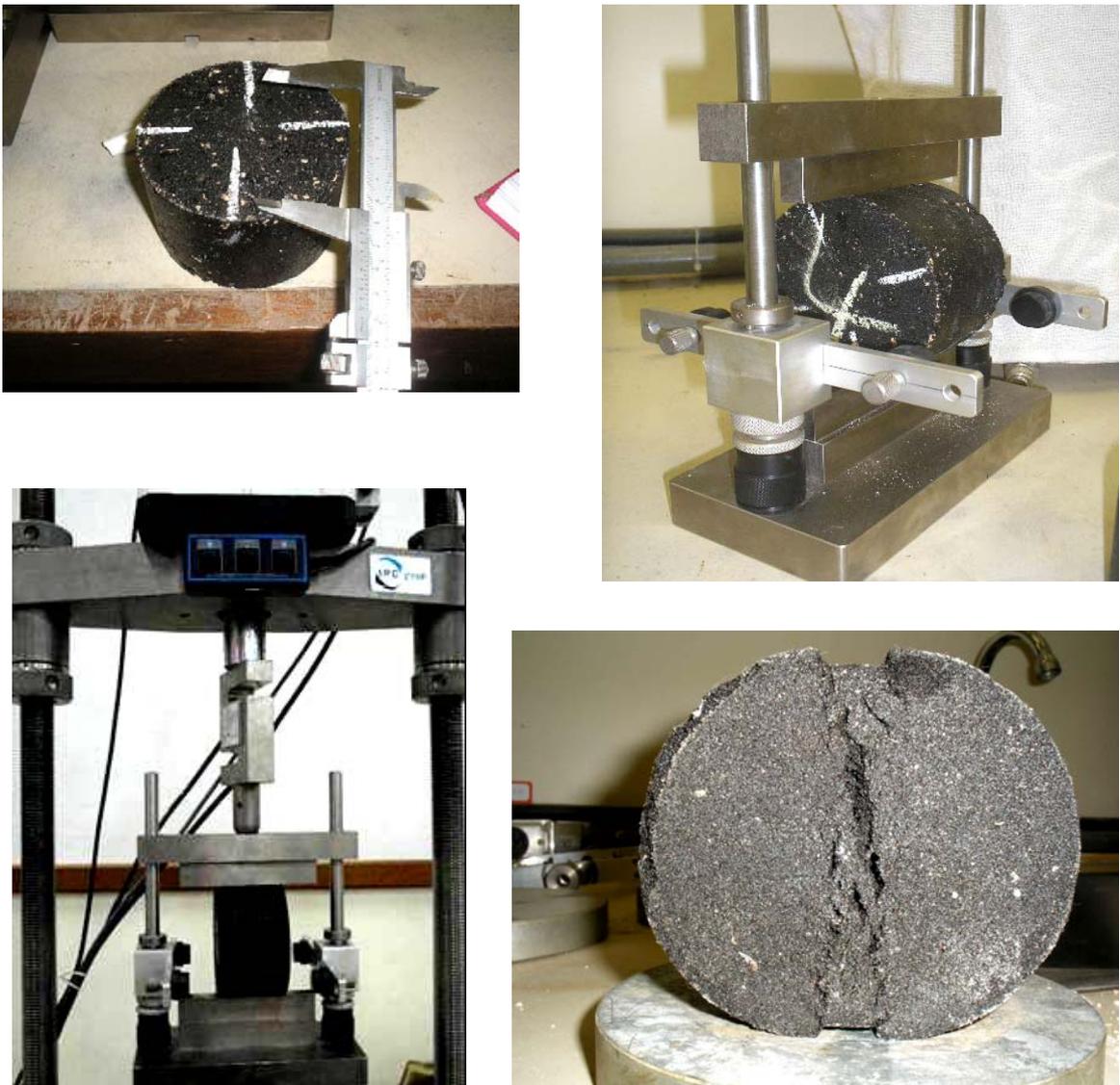


Figura 3. 31 – Seqüência do ensaio de RT.

3.4.3 Módulo de Resiliência (MR)

O ensaio de módulo de resiliência (MR) foi executado a temperatura em torno de 27°C (ambiente climatizado). Tal qual o ensaio de resistência à tração (RT), foram tomadas as dimensões diametralmente opostas, sendo o corpo de prova, em seguida, ajustado no molde (Figura 3.32). Para medição dos deslocamentos horizontais, induzidos pelo carregamento vertical, foram dispostos dois LVDT's (*linear variable differential transducers*) em posições diametrais, visando minimizar o efeito de possíveis irregularidades na superfície do corpo de prova.

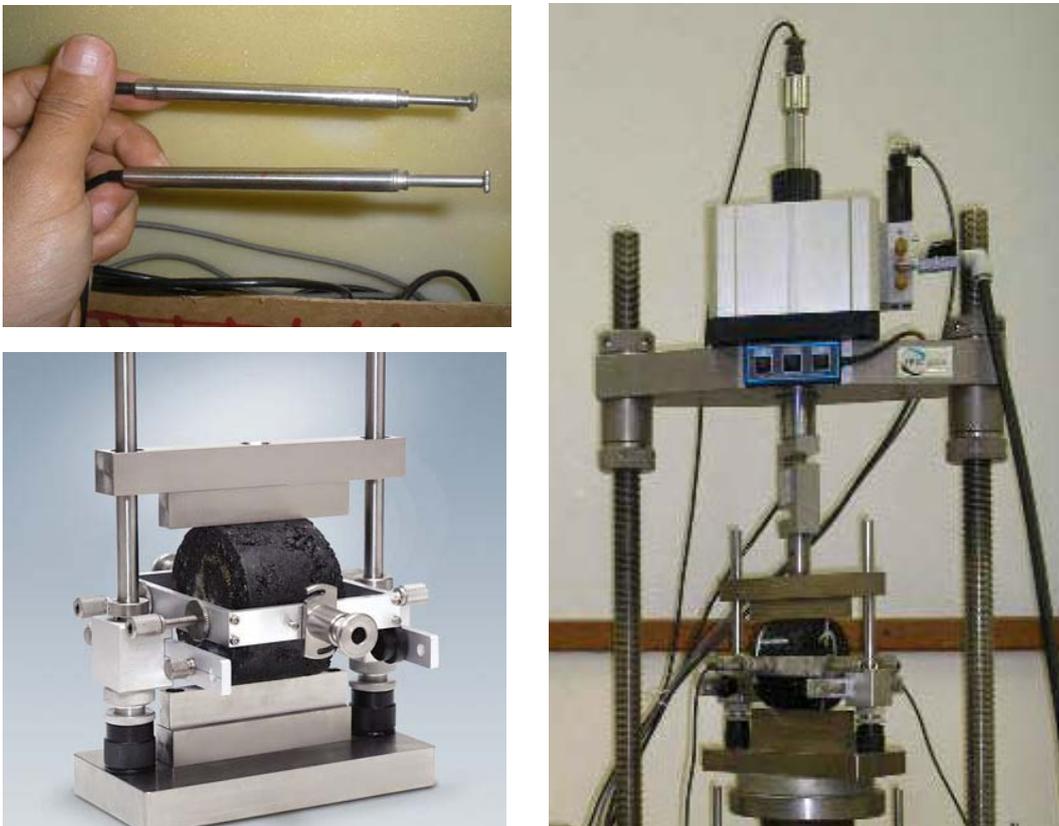


Figura 3. 32 – Detalhes do ensaio para determinação do MR.

A determinação da deformação resiliente obedece a alguns procedimentos, objetivando-se avaliar as contribuições de cada uma das parcelas da deformação total das misturas asfálticas. O equipamento utilizado nesta pesquisa adota os procedimentos especificados na ASTM D-4123-95. Analisou-se o comportamento resiliente das misturas asfálticas para valores de 10%,

20% e 30% da carga de ruptura, encontrada no ensaio de RT. O ensaio consistiu em aplicar 405 pulsos de carga, na forma semi-seno-verso (*haversine*), onde 400 destes referem-se à fase de condicionamento da amostra. O resultado do ensaio corresponde à média aritmética dos últimos 05 pulsos de carregamento, tendo sido fornecido diretamente pelo equipamento e calculado pela equação 2.9. A frequência de carregamento utilizada foi 1s para cada ciclo, correspondendo à aplicação de carga 0.1s e repouso de 0.9s.

Ressalta-se, que os resultados de cada pulso de carga são mostrados na tela durante todo o ensaio, inclusive durante a fase de condicionamento do corpo de prova, para acompanhamento de possíveis irregularidades que possam vir a ocorrer durante o experimento. O sistema de aquisição de dados permite a visualização dos resultados de módulo resiliente, deformação recuperável total, pico de carga e deformações individuais nos LVDT's, no decorrer da realização do experimento, pelos resultados gerados graficamente, seja para o carregamento ou para as deformações em cada LVDT. Para a entrada de dados, quando do início do ensaio, são definidas as dimensões do corpo de prova, a frequência de carregamento, forma do carregamento e a carga. A UTM permite realizar experimentos para várias formas de carregamento (*haversine*, triangular, exponencial, quadrada, trapezoidal, duploseno, triploseno).

3.4.4 Deformação Permanente (“Creep” Dinâmico)

Este experimento procura simular a ocorrência do afundamento de trilha de rodas, dos revestimentos asfálticos no campo. Foi executado aplicando-se cargas de compressão axial cíclica (forma *haversine*) em corpos de prova cilíndricos, por 1 hora, equivalendo a 3600 ciclos de carregamento, sendo 0,1s de carregamento e 0,9s de repouso. Inicialmente, é aplicada uma carga estática pré-condicionante de 20kPa por 10 minutos (600 ciclos). A aquisição das deformações permanentes acumuladas é registrada por meio de dois LVDT's, colocados na face superior do corpo de prova e sobre uma placa de carregamento, possibilitando uma distribuição uniforme da carga, conforme é mostrado na Figura 3.33. Nos ensaios realizados foi utilizado um carregamento, correspondente à tensão axial (σ_{axial}) de 200kPa, na temperatura de aproximadamente 27°C.

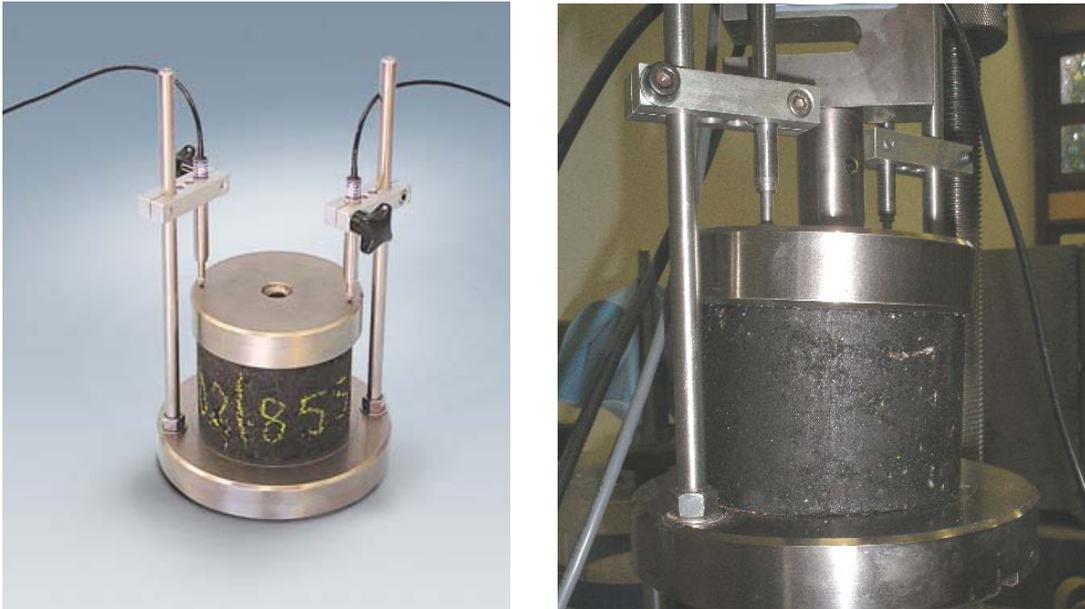


Figura 3. 33 – Ensaio de *Creep* dinâmico.

Os ensaios de compressão axial são, em geral, de simples realização. Sua dificuldade pode estar na preparação dos corpos de prova, onde atuará o carregamento axial. Para minimizar o efeito das possíveis variações, devido irregularidades nas faces de contato, foi realizado o carregamento pré-condicionante. Segundo Vianna *et al.* (2003), os processos utilizados para a eliminação destas irregularidades, tais como polimentos e capeamentos, não garantem que as deformações registradas sejam, efetivamente, as ocorridas no corpo de prova.

3.4.5 Vida de Fadiga

A fadiga é uma forma de ruptura resultante da repetição das cargas originárias, seja do tráfego ou das mudanças de temperatura. Nesta pesquisa foi realizado o ensaio à tensão controlada, cujo critério de fadiga está associado à fratura total da amostra ou aparecimento de fissuras na mesma. A carga é mantida constante, ao longo do ensaio, e as deformações atingem um valor máximo com o colapso do corpo-de-prova, em condições térmicas em torno de 27°C. Em geral, a vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga necessária à ruptura total da amostra.

O ensaio realizado para estimar a vida de fadiga consistiu na aplicação de pulsos de carga, de forma *haversine*, com frequência de 1s, sendo 0.1s correspondentes ao tempo de aplicação da carga e 0.9s ao tempo de repouso. Os carregamentos utilizados foram 10%, 20% e 30% da (RT), correspondentes à carga máxima de ruptura obtida no ensaio de resistência à tração, por compressão indireta. Durante o ensaio, procurou-se acompanhar a tela dos resultados do MR *versus* ciclos *versus* deslocamentos, apresentados pelo corpo de provas. O critério de parada utilizado, nesta pesquisa, foi o aparecimento de um grande número de fissuras na superfície do corpo de prova e/ou o decréscimo do MR em 50% do valor inicial. Tal critério foi adotado para verificar o comportamento da mistura quanto ao MR durante o ensaio de fadiga sem danificar as LVDT's localizadas diametralmente nos corpos de prova.

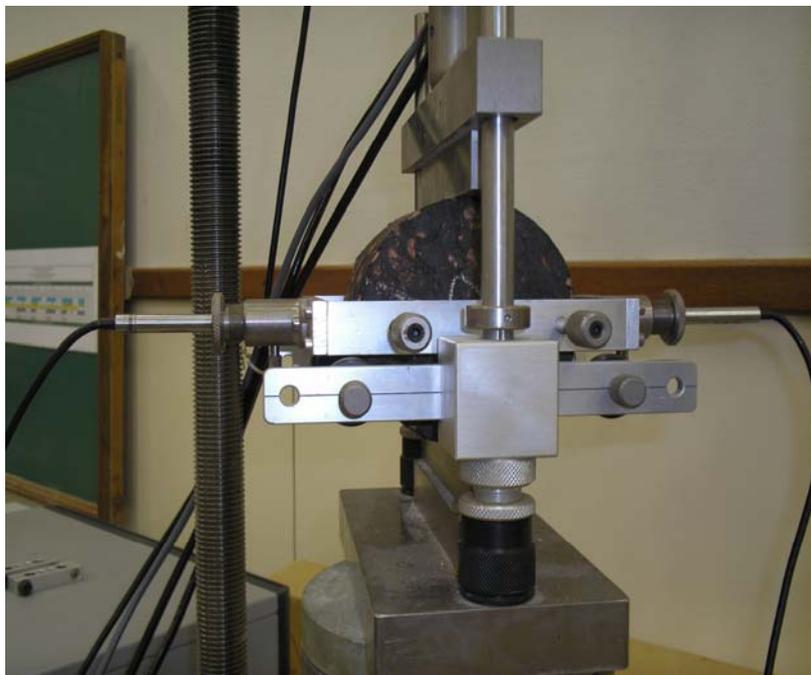


Figura 3. 34 – Ensaio de Vida de fadiga.

Segundo Pinto e Motta (1995) as tensões aplicadas aos corpos de provas têm intensidade inferior à tensão de ruptura do material, resultando no trincamento da camada do pavimento, depois de determinado número de aplicações de carga. Ou seja, o material perde sua resistência com a repetição da aplicação das cargas. O estabelecimento de um critério de ruptura, que possa indicar o momento em que a mistura asfáltica começa a apresentar

crescimento rápido do dano no ensaio de fadiga, é um importante objeto de pesquisa atual em misturas betuminosas.

O trincamento por fadiga tanto pode se iniciar nas fibras inferiores da camada do revestimento asfáltico e propagar-se por toda a espessura, até o surgimento das trincas na superfície, quanto pode começar pelo topo da mesma, devido ao surgimento de tensões críticas na fibra superior da camada, agravadas pelo enrijecimento ocasionado pelo envelhecimento, dependendo, também, da espessura da camada (Medina e Motta, 2005). Segundo Ayres (1997), inicialmente os trincamentos ocorrem em pontos críticos, tais como fibra inferior do revestimento, onde as tensões são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada, permitindo-se a passagem de água da superfície para dentro da estrutura do pavimento. Este fenômeno enfraquece e reduz o desempenho global do pavimento constituindo-se em um dos principais processos de ruptura dos pavimentos.

Crítérios diferentes, para determinação do número N , têm sido definidos e variam com o tipo de carregamento utilizado no ensaio, seja a tensão controlada (TC) ou a deformação controlada (DC). Na literatura, alguns exemplos referentes ao ensaio à TC, tem sido utilizados como definidores de critério, tais como: a) a ruptura completa (Pinto, 1991; Mourão, 2004); b) o limite de 90% na redução do módulo complexo E^* (Mamlouk e Sarofim, 1988); e c) o aumento em 100% da deformação inicial (Dijk, 1975; Rowe, 1993). No ensaio à deformação controlada (DC), os critérios utilizados tem sido a redução em 40% e 50% da carga inicial aplicada (Pinto 1991; NF P 98-261-1, 1993), 50% do módulo de rigidez inicial por flexão (S_0) ou da tensão inicial (Pronk e Hopman, 1990; Tayebali *et al.*, 1992) *apud* Loureiro (2003).

Durante os primeiros ensaios de fadiga realizados no Brasil, costumava-se fazer a medida das deformações elásticas e plásticas durante todo o ensaio à tensão controlada. Depois que ocorreram perdas dos LVDT's durante estas medições, optou-se por não mais se fazer leituras ao longo do ensaio por medida de economia, dados os custos destes aparelhos (Motta, 2006). A importância das leituras das deformações que ocorrem no corpo de prova durante o ensaio pôde ser avaliada por Pinto (1991). Segundo este autor, de acordo com as leituras realizadas observou-se que existe: a) uma fase inicial nos ensaios de fadiga que ele denominou de “fase de condicionamento”, correspondendo a menos de 5% da vida do corpo de prova. Nesta fase, há um crescimento das deformações permanentes com alguma intensidade. b) Tem-se, em

seguida, uma fase “estável”, correspondendo aproximadamente a 70% da vida de fadiga, caracterizando-se pelo surgimento da primeira trinca visível na parte externa dos corpos de prova. c) Em seguida, começa a fase de “ruptura” propriamente dita que corresponde a 25% da vida de fadiga e se caracteriza por um crescimento acelerado das deformações elásticas e plásticas até atingir ruptura total dos corpos de prova.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesta seção têm-se as discussões referentes: aos resultados dos ensaios preliminares (item 4.1), a caracterização das misturas asfálticas (item 4.2) e aos resultados dos ensaios mecânicos, que determinaram a resistência à tração (RT), o módulo resiliente (MR), o *creep* dinâmico e a vida de fadiga (item 4.3).

4.1 ENSAIOS PRELIMINARES

O objetivo deste item foi validar o solo na forma de agregado calcinado dentro das especificações do DNIT, de acordo com: ensaio de autoclave, perda de massa após a fervura, abrasão Los Angeles.

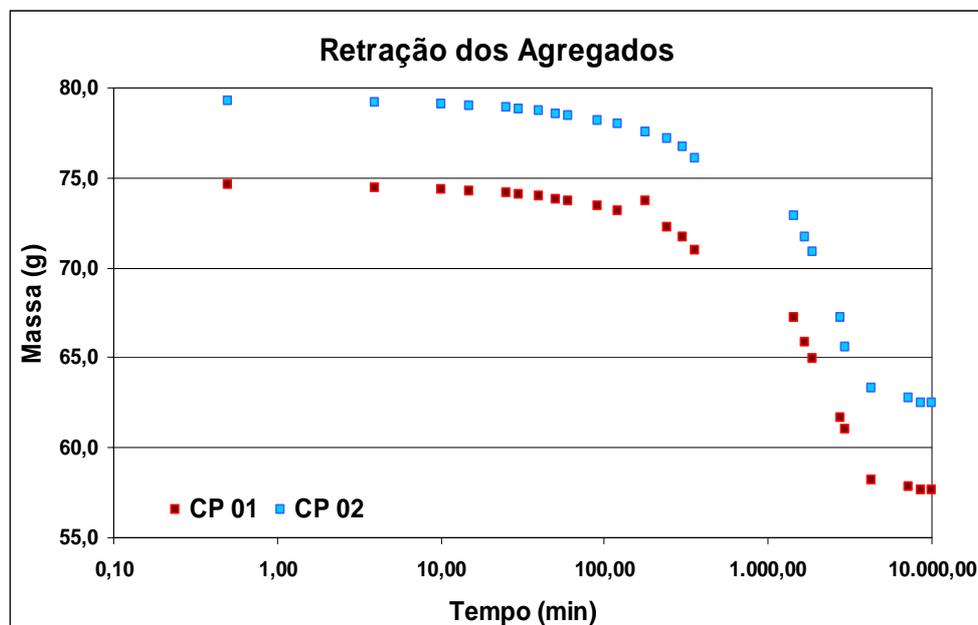
A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios preliminares comparando-os às especificações de norma. A seleção expedita pelo processo de fervura apresentou resultados satisfatórios para os dois solos estudados, ou seja, os corpos de prova não apresentaram variação de volume ou perda de consistência na avaliação táctil e visual. A perda de massa após fervura dos corpos de prova mostrou valores muito inferiores ao valor máximo estabelecido por norma para este tipo de agregado. Os resultados relativos ao ensaio de desgaste por abrasão Los Angeles, indicam valores abaixo daquele especificado pelo DNIT. Para ambos os solos o desgaste sofrido foi inferior ao máximo estabelecido por norma para uso como ASAC. No entanto no que se refere ao uso como agregado sintético para revestimentos asfálticos a norma estabelece desgaste máximo de 35%, tendo o Solo 01 diferido deste valor por apenas um ponto percentual acima deste valor.

Tabela 4. 1 – Análises Preliminares.

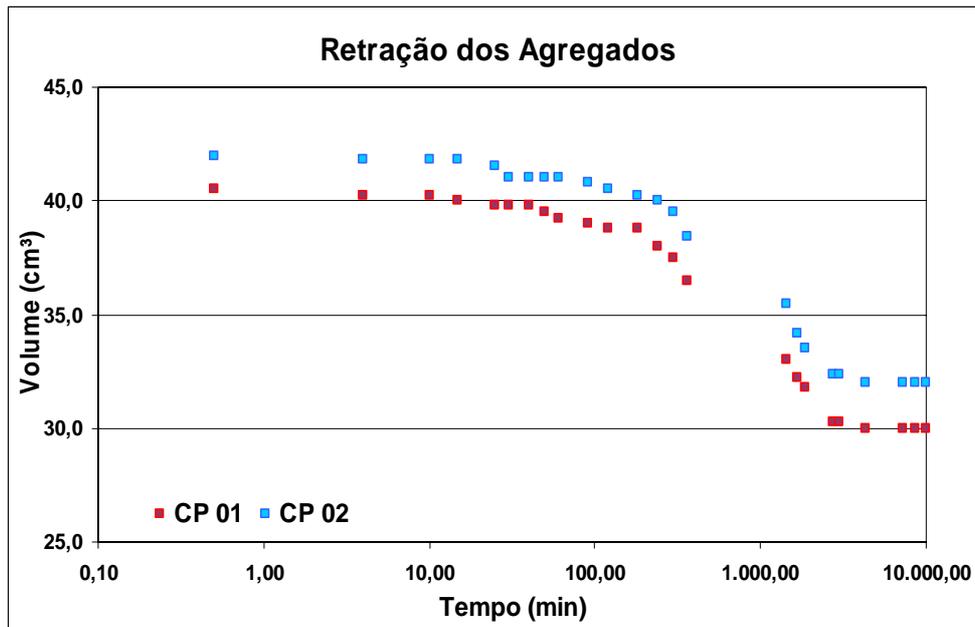
Amostra	Alterações de volume e consistência	
	Especificação para uso ASAC	Resultado
Solo 01	Não varia	Não variou
Solo 02		Não variou

Amostra	Perda de Massa (%) Especificação para uso como ASAC	Resultado (%)
Solo 01	< 10	0,01
Solo 02		0,14
Amostra	Abrasão Los Angeles Especificação para uso como ASAC (%)	Resultado (%)
Solo 01	< 35	36
Solo 02		43

Pelo exposto, os dois solos pesquisados (Solo 01 e Solo 02) apresentaram características físicas que lhes conferem condições satisfatórias para confecção de agregado sintético de argila calcinada (ASAC), segundo critérios presentes em DNER-EM 230/94. Optou-se por trabalhar apenas com o Solo 01, em razão do trabalhoso processo de produção artesanal do agregado e pela menor distância de transporte do material da jazida ao laboratório da menor distância de transporte até o Laboratório da UFAM e por apresentar menor desgaste no ensaio de abrasão, conforme mencionado no capítulo anterior.



(a) Massa para estudo da Retração



(b) Volume para estudo da Retração

Figura 4. 1 – Dados de retração do solo.

Verificou-se, também, a retração sofrida pelo solo escolhido, durante o processo de secagem ao ar. A Figura 4.1, mostra os resultados obtidos para dois corpos de prova deste material, analisados segundo variação gravimétrica e volumétrica. A retração sofrida pelo solo está diretamente relacionada à perda de água até atingir o limite de contração do solo. Observou-se que o comportamento deste material apresentou estabilidade para tempos a partir de 4000 minutos (aproximadamente 03 dias). Notou-se, também, que o comportamento das duas curvas para a variação de massa e volume apresenta-se um paralelismo em seus comportamentos. No entanto, percebe-se uma defasagem entre os valores, podendo estar relacionado, possivelmente, à presença de bolhas de ar oclusas no interior da massa de solo, ao maior grau de compactação do CP 01 em relação ao CP 02 ou a uma pequena diferença de umidade. Ao fim do ensaio os corpos de prova apresentaram uma variação em suas dimensões, em torno de 25% da massa e 22% do volume inicial (Figura 4.2).



Figura 4. 2 – Corpos de prova para avaliação da retração do solo.

Com o intuito de avaliar o enquadramento da matéria-prima para confecção de agregados calcinados, segundo os valores de determinados óxidos recomendados pelo DNIT e as possíveis transformações sofridas pelo solo antes e após a queima realizou-se a análise química. O Laboratório GEOSOL (Belo Horizonte – MG) foi o responsável por esta análise por meio de fusão com Tetraborato de Lítio - Fluorescência de Raios-X. As amostras apresentaram elevados teores de óxidos de ferro e alumínio (Fe_2O_3 e Al_2O_3), responsáveis pela cor vermelho-amarelada após a queima. Apresentou também baixo valor para perda ao fogo a 950°C de 2.4%, concernente a pouca quantidade de matéria orgânica, aferindo qualidade ao material utilizado. Os elementos fundentes (Na_2O , K_2O) encontram-se em baixa proporção, sendo estes fundamentais para a produção de agregados com baixa porosidade, fato este que possivelmente explica o grau de absorção do agregado produzido (Santos, 1975).

Na Tabela 4.2 encontram-se comparativamente os resultados obtidos para os óxidos presentes e os valores recomendados pelo DNER (1981). Verifica-se que os percentuais dos óxidos encontrados estão dentro ou próximo dos limites especificados. Observa-se que a matéria prima analisada não apresentou variação na composição química após o processo de queima. Deduz-se que para a temperatura utilizada para queima da argila pode não ter provocado alteração na composição química da mesma. No entanto, recomenda-se que sejam feitas análises mineralógicas para avaliar o comportamento dos argilominerais para a temperatura de queima.

Tabela 4. 2 – Valores aceitáveis e valores obtidos na análise química.

Óxidos	Valores recomendáveis	Solo 01 (natural)	Solo 01 (pós-calцинаção)
SiO ₂	50% a 65%	59,1%	62,9%
Al ₂ O ₃	15% a 20%	24,1%	25,7%
CaO	1% a 5%	0,22%	0,3%
Fe ₂ O ₃	5% a 10%	4,3%	4,4%
Na ₂ O + K ₂ O	1% a 5%	2,73%	2,53%

Ressalta-se que a análise química é muito importante quando se deseja saber a cor após a queima ou o ponto de fusão. No entanto, os dados da análise química, isoladamente, sem informação adicional por difração de raios X, análise térmica diferencial, análise termogravimétrica e outros métodos, pouco informam acerca das propriedades de uma argila (Souza, 1982).

4.2 PARÂMETROS FÍSICOS DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Nas Figuras 4.3 a 4.5 são apresentados os gráficos de Teor de Ligante *versus* Vv e RBV. O teor de ligante “ótimo” encontrado foi: 7,25% para a Mistura M1 (ASAC – Faixa C, Figura 4.1), 9,5% para a Mistura M2 (ASAC – *Superpave*, Figura 4.2), e 5,5% para a Mistura M3 (Seixo – Faixa C/ *Superpave*, Figura 4.3). O valor encontrado para a Mistura M2 é considerado elevado para misturas asfálticas, tendo como possível causa o aumento da superfície específica do agregado graúdo, isto é, em virtude da trituração do mesmo. Uma possível explicação para tal comportamento está relacionada ao processo de retração, ocorrido durante a secagem. Neste processo, devido ao grau de liberdade existente na face externa dos agregados, ocorre maior tendência à orientação das partículas na superfície dos mesmos criando assim uma película menos permeável. Com a britagem as novas faces expostas tendem a serem mais permeáveis facilitando a penetração do ligante, implicando em maior absorção de ligante para a mistura M2. O teor de projeto encontrado para a Mistura M3 foi o de 5,5%, sendo o mais baixo, provavelmente devido ao seixo não apresentar absorção. Quanto aos volumes de vazios (Vv) os resultados foram: 3,8%, 4,5% e 3,5% respectivamente, para as misturas M1, M2 e M3. São apresentados na Tabela 4.3 os resultados das propriedades das

misturas, relativos aos teores “ótimos” de ligantes determinados para as misturas asfálticas estudadas. Sua determinação foi realizada conforme explicado no Capítulo 3, ou seja, pelo procedimento adotado pelo 3ºDRF/ DNIT para a Mistura M3 e pelo método *Rice* para as Misturas M1 e M2 que apresentaram elevado teor de absorção.

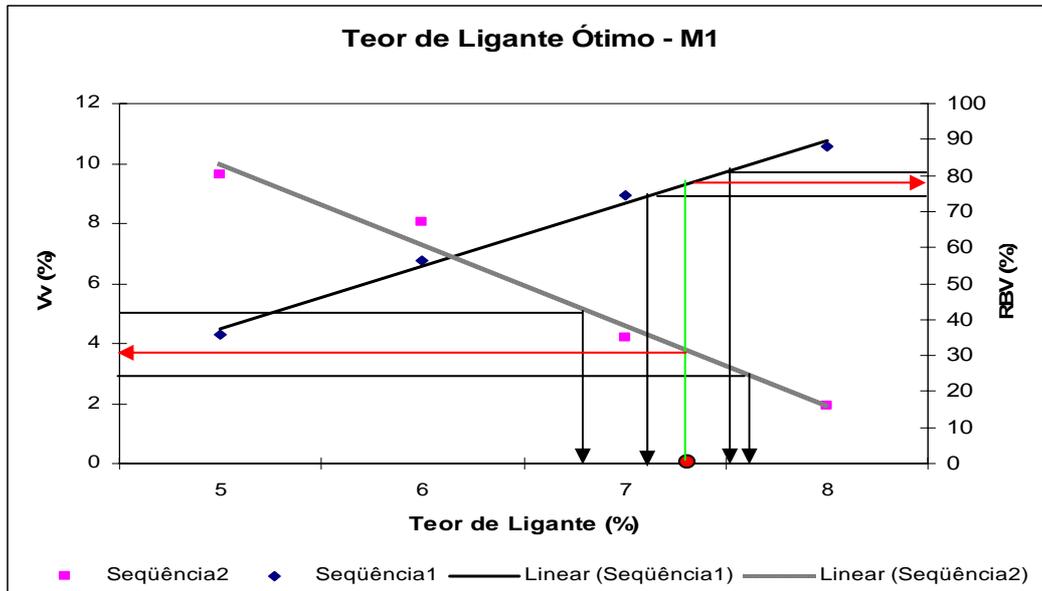


Figura 4. 3 – Determinação do teor de ligante para a Mistura M1 ASAC – Faixa C.

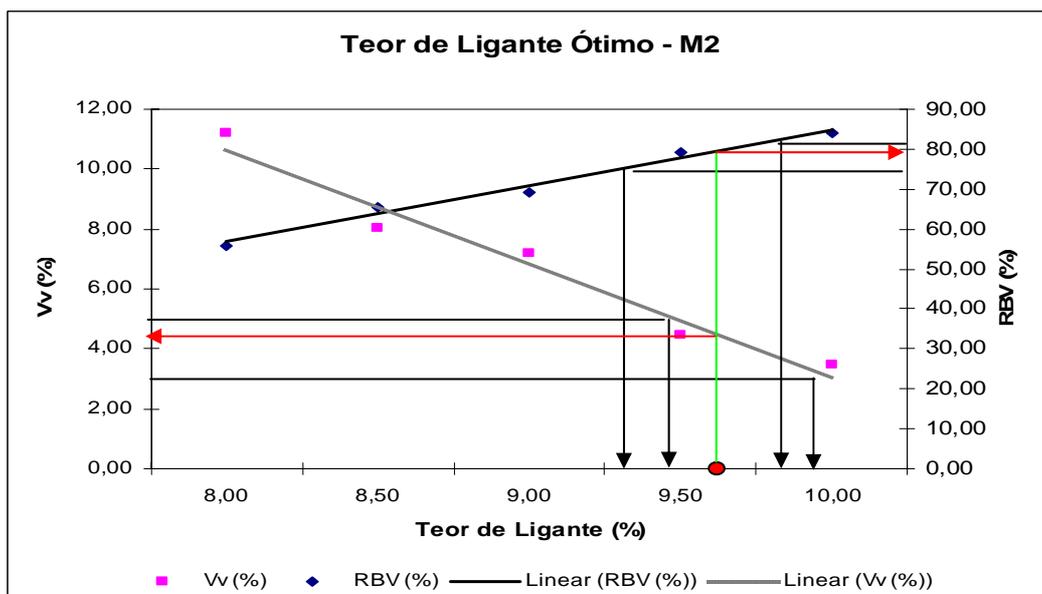


Figura 4. 4 – Determinação do teor de ligante para a Mistura M2 ASAC britado – Superpave.

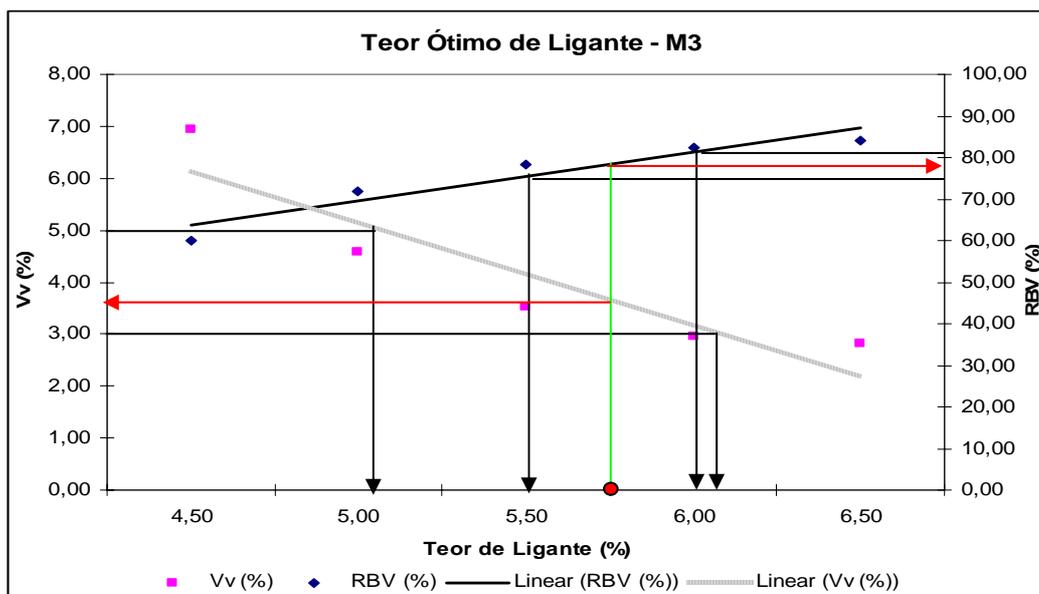


Figura 4. 5 – Determinação do teor de ligante para a Mistura M3 Seixo – Faixa C e Superpave.

Tabela 4. 3 – Índices físicos das misturas para o teor ótimo de ligante.

Mistura	Teor de asfalto (%)	VCB (%)	VAM (%)	Vv *(%)	Vv **(%)	RBV (%)
M1	7,5	12,71	16,51	12,38	3,8	76,90
M2	9,5	16,99	21,49	11,55	4,5	79,00
M3	5,5	16,30	19,8	-	3,5	82,32

Nota:

Vv* - este valor representa o resultado obtido para o volume de vazios para uma mistura asfáltica onde agregado empregado apresenta elevado teor de absorção. Esta determinação refere-se ao cálculo da DMT considerando a média ponderada das proporções e densidades.

Vv** - este valor representa o resultado obtido quando da utilização da Densidade Máxima Medida (DMM) obtida pelo *Rice Test*.

4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS MECÂNICOS

Definidos os teores “ótimos” das misturas asfálticas, passou-se a moldagem dos corpos de prova e a sua avaliação quanto ao comportamento mecânico, por meio dos ensaios dinâmicos.

4.3.1 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

A Figura 4.6 e a Tabela 4.4 apresentam, respectivamente, os resultados da carga máxima de ruptura e o valor da resistência à tração por solicitação diametral, nos corpos de prova das misturas asfálticas estudadas. Para o ensaio de RT utilizou-se 18 (dezoito) corpos de provas para a realização do citado experimento, sendo 6 corpos de prova referente a cada mistura.

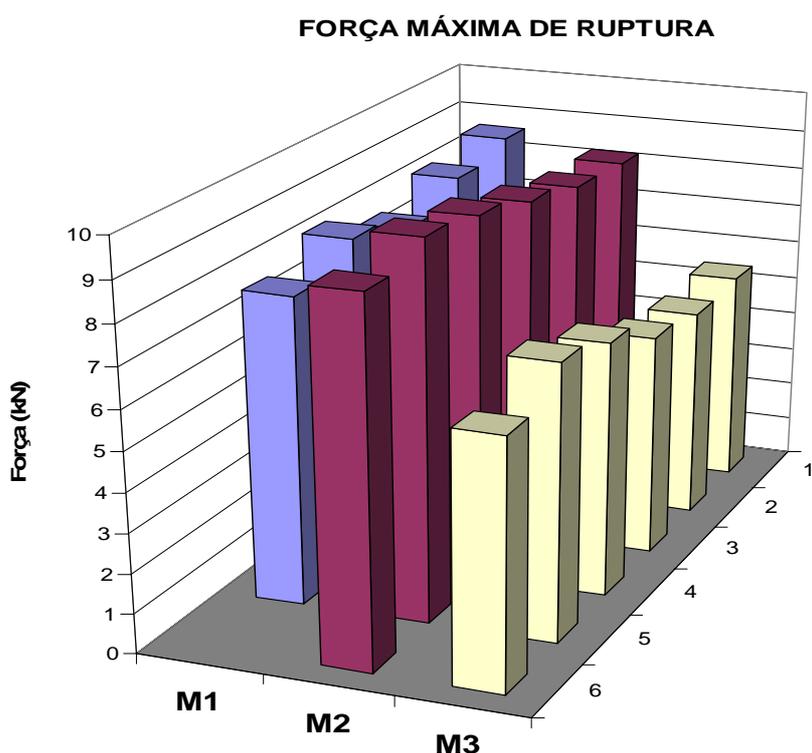


Figura 4. 6 – Carga de ruptura relativa ao ensaio de Resistência à Tração (RT).

Tabela 4.4 – Valores de RT para as misturas estudadas.

M1			M2			M3		
RT (MPa)	Desvio Padrão	Média RT (MPa)	RT (MPa)	Desvio Padrão	Média RT (MPa)	RT (MPa)	Desvio Padrão	Média RT (MPa)
0,83	0,07	0,84	0,82	0,05	0,88	0,58	0,06	0,64
0,78			0,87			0,58		
0,83			0,91			0,69		
0,78			0,92			0,59		
0,84			0,92			0,64		

Notou-se, que para as misturas confeccionadas com o ASAC (misturas M1 e M2), as cargas necessárias a ruptura oscilaram em torno de 8 kN a 9 kN. As misturas convencionalmente usadas em Manaus, produzidas com seixo (Mistura M3) apresentaram resultados inferiores, variando de 5 kN a 6,5 kN. Este fato pode estar associado às características do seixo alusivas a sua textura superficial lisa e a sua falta de angulosidade.

Corroborando com a constatação relativa a menor angulosidade e textura superficial lisa, verificou-se o comportamento dos agregados no interior das misturas, após o ensaio de RT (Figura 4.7a 4.9), quando o corpo de prova apresenta-se rompido em duas partes. Observou-se que a ruptura dos corpos de prova confeccionados com ASAC (Mistura M1 e mistura M2) ocorreu conjuntamente na mistura cisalhando os agregados. Na Mistura M3 (Seixo), notou-se, que a ruptura aconteceu somente no mástique, formado pelo agregado miúdo, filer mineral e ligante asfáltico, contornando os agregados graúdos e deixando-os praticamente intactos. Ressalta-se, também, a segregação apresentada, principalmente, pela Mistura M1, o que possivelmente contribuiu para a maior dispersão nos resultados. Notou-se a concentração dos agregados maiores lateralmente e na face inferior, quando do lançamento da mistura no ato da compactação. Espera-se solucionar este problema por meio da colocação da mistura por deposição, ao invés do escoamento, conforme foi realizado. Para as demais misturas tal comportamento não ficou tão evidenciado, sendo que estas apresentaram distribuição espacial dos agregados menos heterogênea na mistura.



Figura 4. 7 – Corpo de prova da Mistura M1(Faixa C), após ensaio de RT.



Figura 4. 8 – Corpo de prova da Mistura M2 (Superpave), após ensaio de RT.



Figura 4. 9 – Corpo de prova da Mistura M3 (Seixo), após ensaio de RT.

4.3.2 Módulo de Resiliência (MR)

O ensaio para determinação do módulo de resiliência é de caráter não destrutivo, devido a sua condicionante teórica, onde o comportamento do material deve ser considerado elástico. As normas (DNER – ME 133/94; NCHRP 1-28 e 1-28A e o Protocolo P07 do LTPP) e trabalhos (Vasconcelos, 2004; Batista, 2004; Nascimento, 2005; Motta *et al.* 2000; entre outros) não especificam a carga a ser usada para avaliar o comportamento resiliente das misturas asfálticas. Este fato gera uma série de dúvidas, quanto a melhor maneira de realizar o experimento dentro das condições elásticas. Nesta pesquisa para avaliar as condições de

carregamento e variação do módulo, empregaram-se três carregamentos, sendo as cargas correspondentes a 10%, 20% e 30% da resistência ruptura por tração (RT). As temperaturas de realização dos ensaios foram de $27^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$ (ambiente climatizado). Segundo a norma ASTM D-4123/82 a média dos valores do MR, concernentes aos últimos 05 pulsos, fornece o resultado do ensaio, após os 400 pulsos condicionantes iniciais. Foram moldados 15 (quinze) corpos de prova para cada mistura neste ensaio, sendo 05 (cinco) para cada um dos 03 (três) níveis de tensão estabelecidos.

Na Figura 4.10 são apresentados os valores médios para os resultados de MR atinentes às misturas asfálticas estudadas. Observou-se que as misturas M1 e M3, confeccionadas com o ASAC (Faixa C) e Seixo, mostraram valores inferiores aos relativos à Mistura M2 com ASAC britado (Superpave). Esta tendência perdurou para todas as condições de carregamento impostas. Notou-se, também, conforme esperado, uma redução considerável do valor do MR com o acréscimo da porcentagem da carga de ruptura. A exemplo, tem-se a Mistura M1, onde para uma carga de 10% da RT (800 N), teve-se o MR de 1750 MPa; para 20% da RT (1600 N), o MR foi de 1400 MPa; e para uma carga de 30% da RT (2400 N), obteve-se o MR de 500 MPa. A diferença de MR devido ao aumento das solicitações de 10% para 20% RT, ficou em torno de 350 MPa, correspondendo a uma redução de 20%. Mais significativa foi a variação do seu valor para um carregamento referente a 30% da RT, verificando-se uma redução de aproximadamente 70% do valor de MR, em relação ao valor deste para solicitações de 10% da RT.

Em virtude da carga necessária à ruptura nas misturas M1 e M2 apresentarem, aproximadamente, a mesma intensidade para os ensaios de RT, pôde-se comparar o comportamento das mesmas quanto às respostas do MR para um mesmo tipo de agregado, diferenciado apenas pela forma e distribuição granulométrica. Observou-se que a mistura com ASAC enquadrada na Faixa C do DNIT, apresentou menores respostas para o MR, em relação ao agregado britado, condizente com os limites *Superpave*, para os três níveis de tensões ensaiadas. Sendo, no entanto, mais acentuado para 30% de RT. A Mistura M3 apresentou valores de MR próximos da Mistura M2. No entanto, deve-se atentar para o carregamento necessário à ruptura da Mistura M3 foi de 6,0 kN sendo este bem inferior às misturas M1 e M2 (8,5 kN).

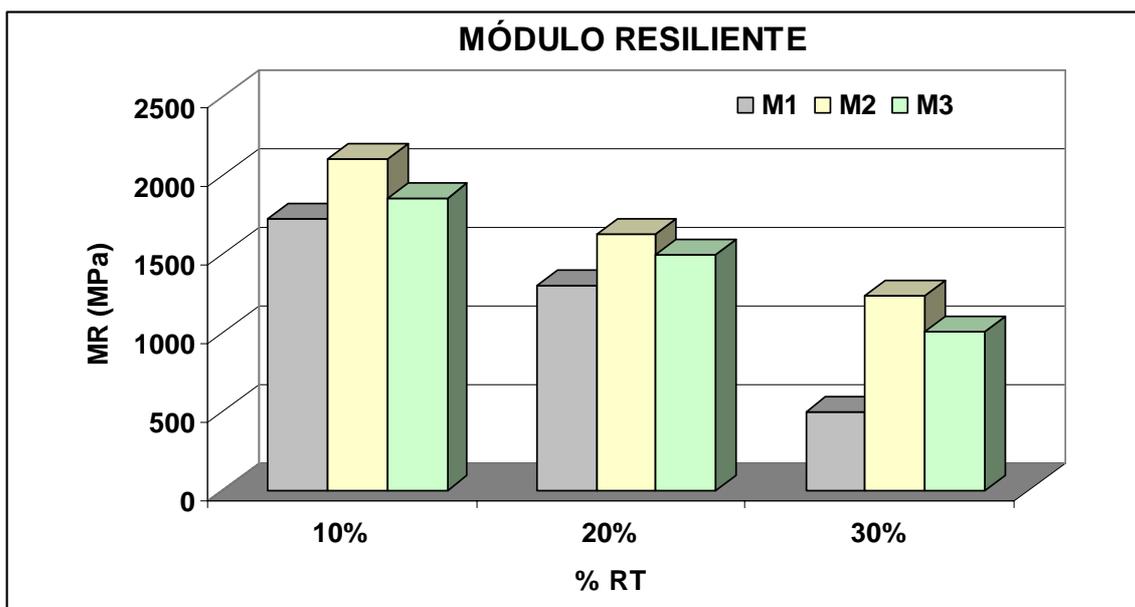


Figura 4.10 – Módulo Resiliente para as misturas asfálticas (MR).

Ao analisar isoladamente o comportamento das misturas pelo gráfico da Figura 4.10, entende-se que a Mistura M3 (Seixo) apresenta resultados de MR próximos aos obtidos para a Mistura M2 (ASAC- Britado). No entanto, tal entendimento não representa o comportamento mecânico real destas misturas, como pode ser observado no gráfico da Figura 4.11. A Mistura M3 apresenta resultados de MR inferiores às demais, quando se avalia seu comportamento considerando um mesmo carregamento. Por exemplo, para um carregamento de 1100 kN tem-se aproximadamente um módulo resiliente para M1 (ASAC – Faixa C) de 1600 MPa, M2 (ASAC – Superpave) de 1900 MPa e para M3 (Seixo) de 1500 MPa.

Os resultados obtidos foram selecionados para valores convergentes, conforme se observa na Figura 4.11 onde alguns valores foram descartados em função das divergências apresentadas. Tais divergências podem decorrer de fatores diversos, dentre eles as variações inerentes ao método Marshall de compactação e ao próprio procedimento de mistura e colocação nos moldes, conseqüentemente, aferindo-se aumento no grau de heterogeneidade do material. Como forma de aumentar o nível de confiabilidade dos resultados, realizou-se o ensaio para um número de 5 (cinco) corpos de prova para cada nível de tensão analisado, conforme citado anteriormente.

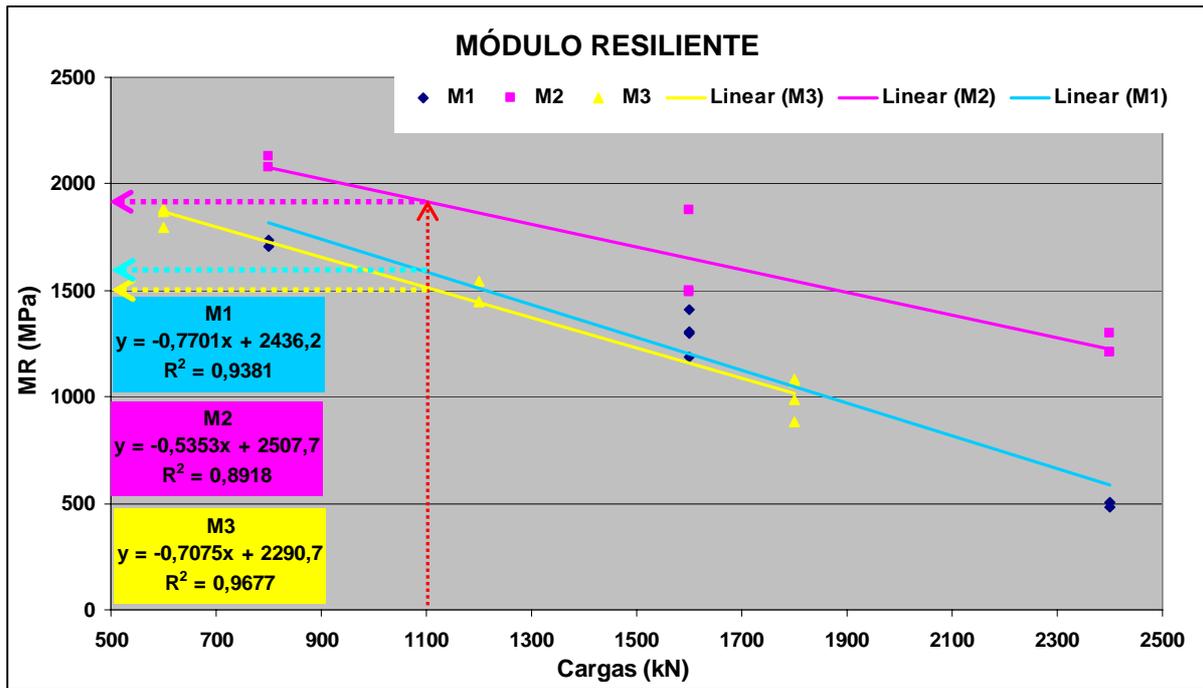


Figura 4. 11 – Módulo resiliente em função do carregamento aplicado.

Particularmente, nas Figuras 4.12 a 4.14 os gráficos alusivos ao comportamento das misturas asfálticas com o ASAC na Faixa C do DNIT, quanto às suas deformações em função das solicitações, para os últimos 5 pulsos de carga. Nota-se que quanto maior o nível da tensão, maior serão as deformações permanentes na amostra. Portanto, ao realizar ensaios para determinação do módulo resiliente deve-se levar em consideração o comportamento das misturas para aquele nível de tensão que se está utilizando, visando não provocar dano na amostras, fazendo que o seu comportamento seja o mais linear possível.

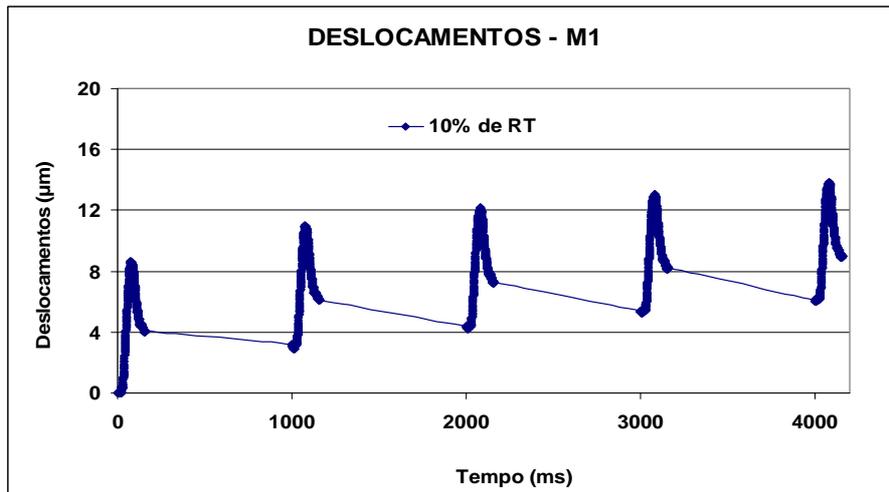


Figura 4. 12 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (10% RT - M1).

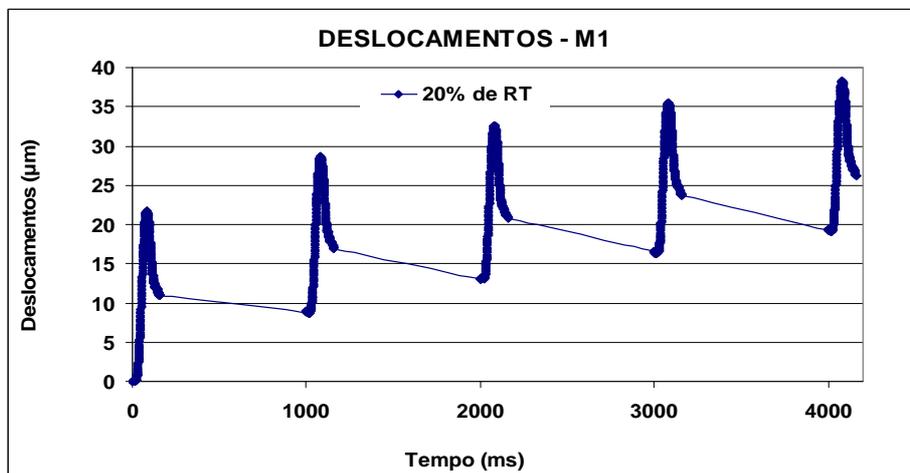


Figura 4. 13 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (20% RT - M1).

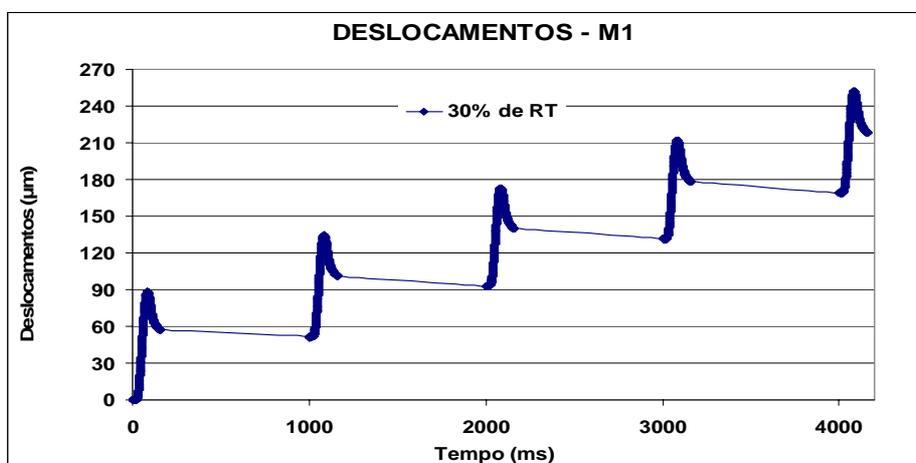


Figura 4. 14 – Deformações dos últimos 5 pulsos de carga (30% RT - M1).

Para este estudo, verificou-se que as cargas a partir de 30% de RT, possivelmente, provocarão variação no comportamento das misturas asfálticas, passando a apresentar além da fase elástica uma fase plástica bem acentuada, inviabilizando-se sua análise sob a luz da teoria da elasticidade. Deve-se, também, atentar para o número de ciclos da fase condicionante, pois se espera que após esta fase as deformações ocorrentes sejam de natureza resiliente (recuperável). Verificou-se, neste trabalho, que o número de pulsos de carga aplicados na fase de condicionamento (400 pulsos) foi satisfatório, em virtude da reduzida magnitude das deformações. Huang (1993) considera que se a carga aplicada é pequena, quando comparada à resistência do material, e é repetida por n vezes (em geral, n é acima de 200 pulsos de carga), a deformação do material é quase totalmente recuperável, podendo considerá-la elástica.

4.3.3 Relação MR/RT

A relação MR/RT é mais um parâmetro comparativo entre misturas asfálticas a fim de avaliar o comportamento das mesmas, relativo à vida de fadiga. Soares *et al.* (2002) encontraram para misturas de CBUQ (Faixa C do DNIT) e usando CAP 50/60, oriundo do petróleo venezuelano Bachaquero, valores entre 3.000 e 3.500. Vasconcelos (2004), obteve para misturas tipo SMA (Stone Matrix Asphalt) de 12,5mm e 9,5mm, compactadas pela metodologia *Superpave* (compactador giratório), resultados de 4.844 e 4.106, respectivamente. Para as misturas estudadas, confeccionadas segundo o método Marshall e enquadradas na faixa Superpave foram encontrados resultados variando de 2.336 a 3.812, para as misturas M2 e M3, respectivamente conforme mostrados na Tabela 4.5 e ilustrados na Figura 4.20.

Tabela 4.5 – Resultados da relação MR/RT.

	MR/RT		
	10%	20%	30%
M1 (ASAC)	2037	1530	525
M2 (ASAC Britado)	2336	1660	1376
M3 (Seixo)	3812	3313	1674

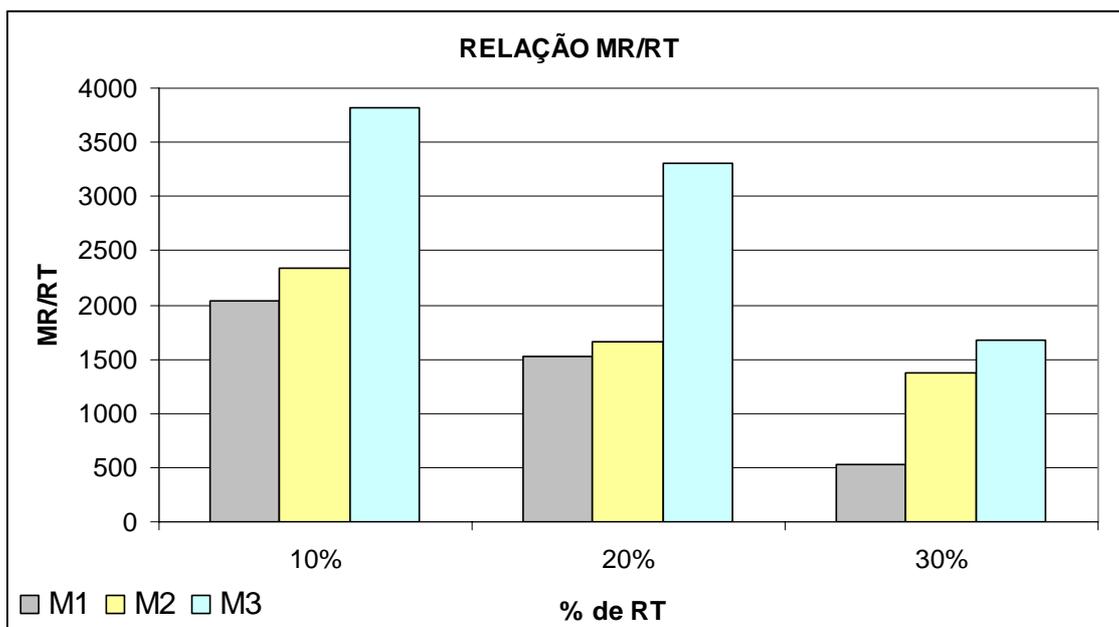


Figura 4. 15 – Resultados de MR/RT para as misturas.

Os resultados da relação MR/RT encontrados para as misturas confeccionadas com o ASAC (M1 e M2), apresentaram menores valores do que aquelas utilizando o seixo como agregado graúdo (M3). Na literatura tem-se encontrado alguns trabalhos que consideram que quanto menor o valor da razão entre o módulo resiliente e a resistência à ruptura por tração, maior será a vida de fadiga para a mistura asfáltica. Exemplo desta análise é o trabalho de Pinheiro *et al.* (2003), bem como o de Leite *et al.* (2000), onde sugerem que misturas apresentando valor de MR/RT da ordem de 3000 indicam bom comportamento estrutural, com flexibilidade e boa resistência à tração. No entanto, cabe ressaltar que não se pode assegurar este comportamento para as misturas estudadas, em virtude de não existir um banco de dados que viabilize a apreciação desta relação.

4.3.3 Deformação Permanente (*Creep* Dinâmico)

A deformação axial não recuperável tem seus resultados apresentados na Figura 4.16, de onde se observa que a mistura confeccionada com o seixo (M3) apresentou as maiores deformações específicas. Tais deformações referem-se às deformações médias obtidas pelos LVDT's colocados na placa de carregamento superior, em relação à altura inicial do corpo de prova.

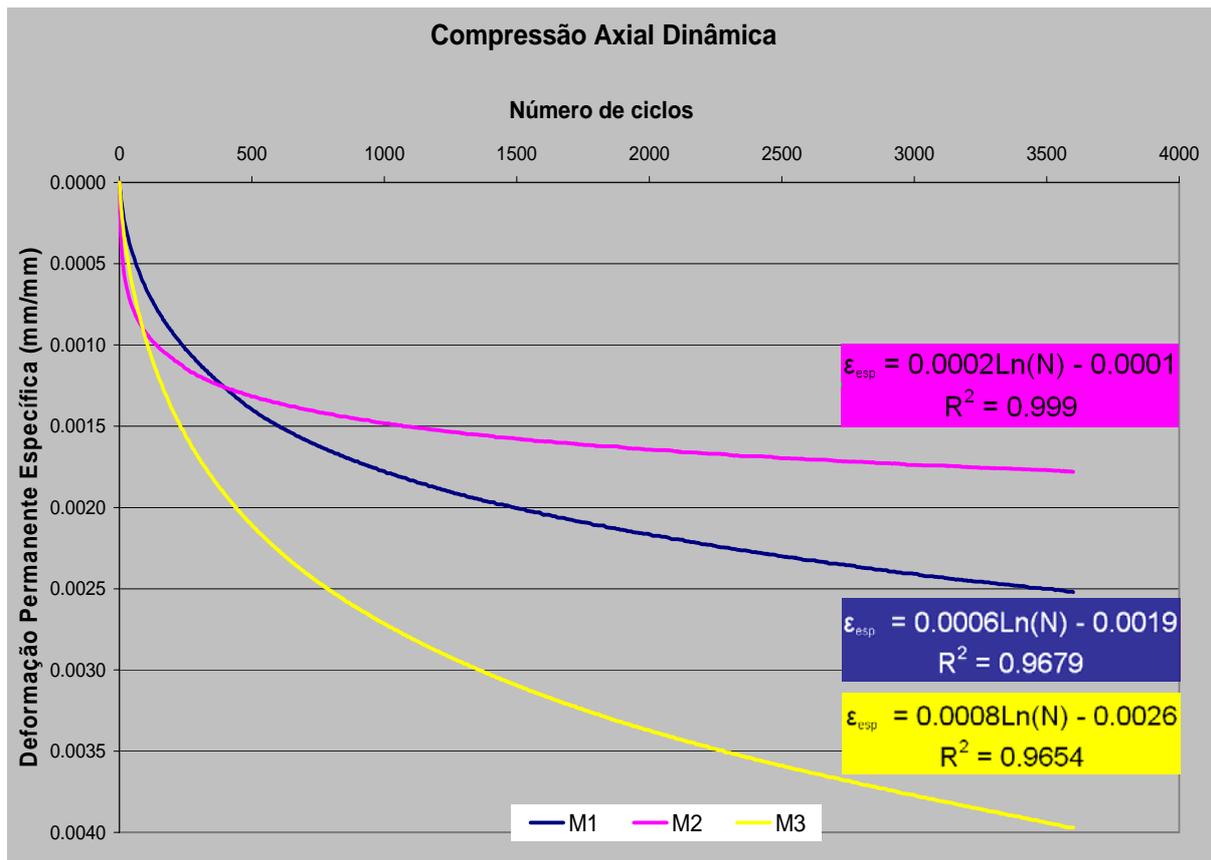


Figura 4. 16 – Resultados dos ensaios de Creep Dinâmico.

O comportamento das curvas resultantes do ensaio de *creep* dinâmico mostra que as deformações aumentam com o número de esforços solicitantes nos ciclos de carregamento. O comportamento da mistura confeccionada com o ASAC britado (M2) é sensivelmente diferenciado para os primeiros 100 ciclos, apresentado maior deformação específica. Entretanto, a partir de aproximadamente 400 ciclos há uma minimização das deformações, passando a apresentar relativa estabilidade das mesmas ao atingir 2000 ciclos de carregamento. As misturas M1 e M3 apresentaram os maiores valores, em torno de 0,0025 e 0,0040, respectivamente, além de não apresentar tendência de estabilidade no seu comportamento deformável. As equações logarítmicas mostradas na Figura 4.17, refletem o comportamento dessas misturas para o intervalo de ciclos observados.

No ensaio de *creep* a determinação da deformação plástica (permanente) não ficou evidenciada de forma significativa quanto à influência dos tipos de agregados, das faixas adotadas ou do índice de vazios da mistura. Possivelmente, esse comportamento pode ser explicado pela baixa tensão axial adotada (0,2 MPa) para os carregamentos cíclicos.

Tabela 4. 6 – Resultados do ensaio de *creep* dinâmico.

M1		M2		M3				
Def. Esp. Axial Máxima (mm/mm)	Módulo de Fluência (MF)	Def. Esp. Axial Máxima (mm/mm)	Módulo de Fluência (MF)	Def. Esp. Axial Máxima (mm/mm)	Módulo de Fluência (MF)			
0,00237	0,00284	79,34	0,0016	0,00178	112,3	0,0043	0,0039	50,38
0,00414			0,0019			0,0039		
0,00252			0,0022			0,0038		
0,00262			0,0013			0,0042		
0,00257			0,002			0,0036		

Dos resultados constantes na Tabela 4.6, observou-se que os corpos de provas ensaiados apresentaram, em média, uma variação na sua altura em virtude do carregamento axial. A Mistura M1 teve um encurtamento médio do corpo de prova de 0,29 mm e MF de 79,34; a Mistura M2 apresentou 0,18 mm e MF de 112,3; e a Mistura M3 deformou 0,40 mm com MF de 50,38.

4.3.4 Ensaio de Fadiga

As misturas asfálticas foram submetidas a carregamentos cíclicos, segundo três níveis de tensão (10%, 20% e 30%), relativos à resistência à tração (RT). Objetivou-se avaliar o comportamento das misturas quanto às deformações ao longo do tempo, até o surgimento das primeiras fissuras na superfície do corpo de prova, que corresponderia a um determinado número (N) de ciclos. O desempenho apresentado pelas mesmas, sob esforços repetitivos, é visualizado nos gráficos log*log das Figuras 4.17, 4.18 e 4.19. Tem-se nas abscissas a diferença de tensão (diferença entre a tensão de tração e tensão de compressão, ambas solicitadas no centro do corpo de prova) e nas ordenadas o número de ciclos (N). Nota-se, nestes gráficos, uma variabilidade no número de ciclos de carregamento necessários para gerar as primeiras fissuras nos CP's.

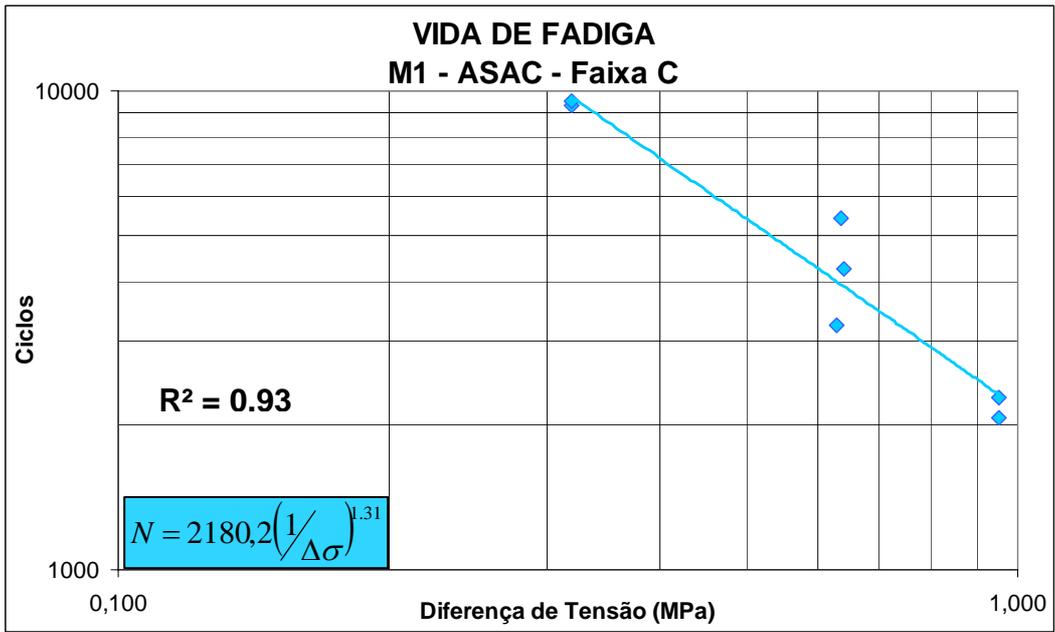


Figura 4. 17 – Ensaio de Fadiga, Mistura M1.

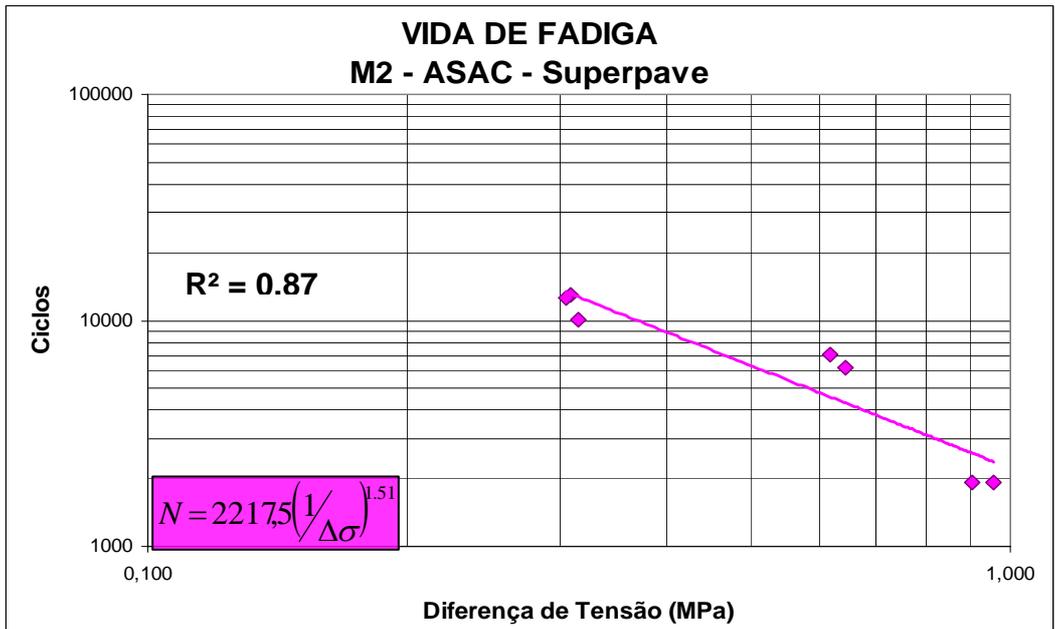


Figura 4. 18 – Ensaio de Fadiga, Mistura M2.

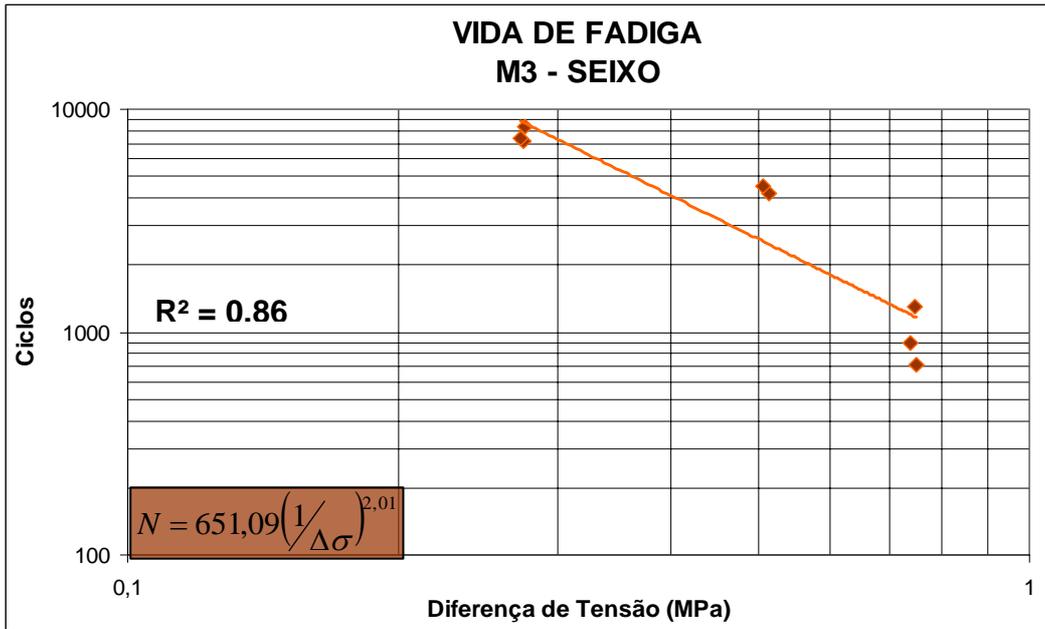


Figura 4. 19 – Ensaio de Fadiga, Mistura M3.

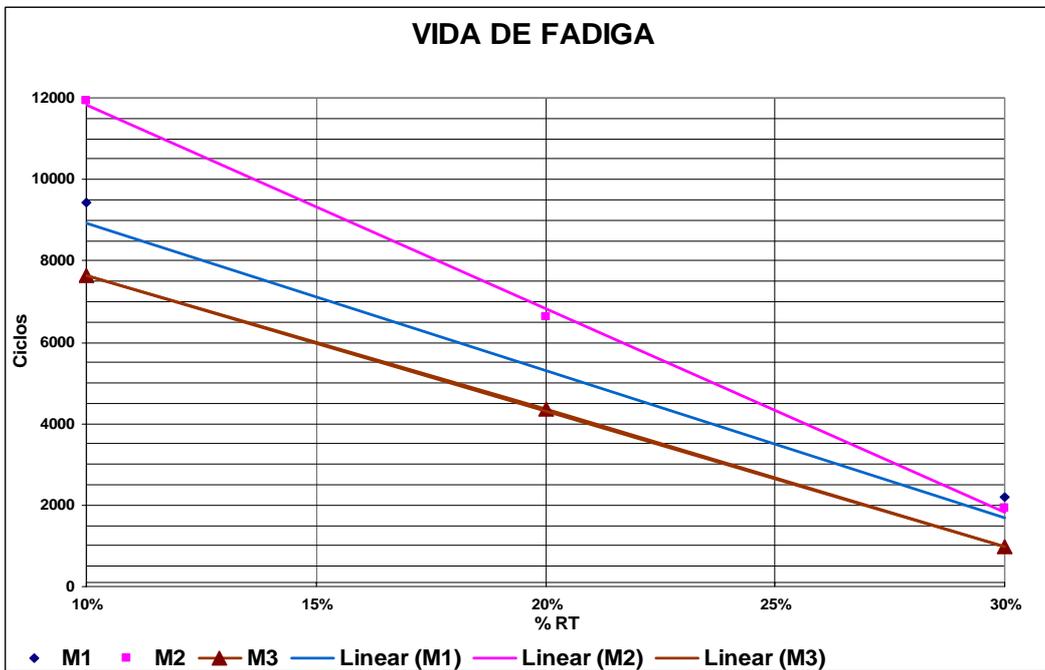


Figura 4. 20 – Comparativo das misturas para os níveis de tensão ensaiados.

Na Figura 4. 20 são apresentados os gráficos com os valores médios de N em função dos níveis de tensão solicitados. Nela pode-se comparar os comportamentos das misturas M1 – ASAC na Faixa C do DNIT e M2 – ASAC na Superpave, pois ambas apresentam comportamento semelhante para a resistência a tração (RT em torno de 0,86 MPa). Portanto, as condições de carregamento no ensaio de vida de fadiga foram as mesmas para as misturas M1 e M2, de onde comparativamente observa-se que a Mistura M2 apresentou melhores resultados para todos os níveis de tensão. A Mistura M3 – Seixo, tal qual nos outros ensaios mecânicos, apresentou resultados inferiores para os todos os níveis de tensão, mesmo estando sob tensão inferior (RT em torno de 0,64 MPa). Para a tensão de 10% da RT a Mistura M2 apresentou N superior a Mistura M1 em 20% e em relação a M3 35%. Para 20% a Mistura M2 apresentou N aproximadamente 35% superior aos valores obtidos para as misturas M1 e M3. Observou-se, ainda, que para 30% da RT há uma tendência do surgimento das fissuras para todas as misturas, em torno de aproximadamente 1500 ciclos.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 CONCLUSÕES

As principais conclusões desta pesquisa são:

- a) Os solos selecionados para produção de agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC) apresentaram características técnicas satisfatórias quanto à sua utilização em revestimento rodoviários, de acordo com os critérios pré-estabelecidos pelo Departamento Nacional de Infra-Estrutura Terrestre – DNIT;
- b) Os agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC) confeccionados com o Solo 01 apresentaram resultados para o desgaste por Abrasão *Los Angeles* próximos ao limite superior de 35% preconizado pelo DNER-EM 230/94 para uso em revestimentos de concreto asfáltico. Os agregados confeccionados com o Solo 02 apresentaram desgaste superior ao limite máximo estabelecido. No entanto, deve-se observar que este ensaio é muito rigoroso, muitas vezes reprovando materiais que no campo apresentam desempenho satisfatório;
- c) O solo natural escolhido (Solo 01) apresentou elevado teor de retração durante o processo de secagem ao ar. Entretanto, depois de calcinado, não mostrou variação nas suas dimensões e na sua composição química;
- d) Na dosagem das misturas com ASAC a determinação dos parâmetros volumétricos pela densidade máxima medida (método de *Rice*), em relação à densidade máxima teórica, mostrou-se mais adequada para o teor “ótimo” e teores superiores pelo grau de absorção deste material ser muito elevado;
- e) O teor de ligante determinado para a mistura M2 – ASAC na Faixa Superpave foi o mais elevado. Observa-se que ao britar o agregado para compor a granulometria esta apresentou partículas lamelares, possivelmente foi responsável pelo maior volume de CAP nesta mistura (aumento da absorção). Enquanto, nos agregados da Mistura M1 –

ASAC na Faixa C do DNIT não se observou tal comportamento. Provavelmente ao secarem criou-se uma impermeabilização, relacionada uma sensível vitrificação, produzida pela elevada temperatura de queima;

- f) Os agregados resultantes da britagem apresentaram-se lamelares, mais frágeis à quebra. No entanto, esta característica não ficou evidenciada nos ensaios mecânicos realizados.
- g) A Mistura M1 ASAC na Faixa C/DNIT apresentou segregação considerável, quando do lançamento da mesma no molde para compactação;
- h) No ensaio de resistência à tração (RT) a mistura M3 – Seixo enquadrada nas Faixas C do DNIT e Superpave apresentou os menores resultados em relação às misturas M1 e M2 (ambas confeccionadas com ASAC), possivelmente devido a sua textura lisa.
- i) As misturas com agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC) enquadradas em faixas diferentes (Faixa C e Superpave) apresentaram resultados semelhantes, quanto à resistência à ruptura á tração (RT);
- j) De todas as misturas estudadas a Mistura M2 – ASAC na Faixa C/DNIT apresentou-se mais rígida, com MR mais elevado, conseqüentemente, sujeita a absorver maiores tensões e sofrer menor deformabilidade;
- k) As deformações permanentes foram maiores para a mistura convencionalmente empregada em pavimentos regionais, utilizando o seixo rolado como agregado graúdo (Mistura M3). No caso das misturas confeccionadas com ASAC não houve grandes variações, apenas a Mistura M2 – ASAC Superpave mostrou-se um pouco menos deformável e com maior tendência à estabilização das suas deformações permanentes até 3600 ciclos de carregamentos;
- l) O módulo de fluência da Mistura M2 – ASAC na Superpave foi o mais elevado, em virtude desta apresentar as menores deformações permanentes para o mesmo nível de tensão;

- m) Comparando-se o desempenho das misturas confeccionadas com o ASAC, observa-se uma tendência de maior vida de fadiga para a mistura dosada na faixa Superpave (M2) relativo a Faixa C - DNIT (M1), provavelmente pela influência da distribuição dos agregados durante o processo de compactação (item g);
- n) O comportamento alcançado pelas misturas asfálticas confeccionadas com agregados sintéticos (ASAC), indicam uma forte possibilidade de sua utilização como material alternativo na composição dos revestimentos regionais;
- o) No geral, a mistura produzida com o ASAC na condição britada (M2), apresentou melhores resultados que as demais misturas para os ensaios mecânicos realizados. No entanto, sua utilização deve ser avaliada em função do elevado consumo de ligante.

5.2 SUGESTÕES PARA CONTINUAÇÃO DESTE TRABALHO

Visando complementar o entendimento quanto ao comportamento do agregado sintético de argila calcinada (ASAC) nas misturas asfálticas, a fim de otimizar sua produção e o seu emprego como material alternativo nas camadas de pavimentos, sugere-se:

- a) Realizar ensaios do tipo Análise Térmica Diferencial (ATD) visando à identificação dos argilominerais constituintes da matéria-prima selecionada para produção de agregados, e Análise Termogravimétrica (ATG) para detecção das transformações energéticas e as variações de massa durante o processo de queima;
- b) Testar várias temperaturas de queima a fim de obter uma real definição de qual temperatura produz-se agregados com melhor resistência e condições mais econômicas;
- c) Utilizar o método de Bailey para selecionar a granulometria, visando enquadrar os agregados em função do seu volume.

- d) Utilizar o resíduo proveniente da britagem dos ASAC como agregado miúdo na mistura.
- e) Avaliar o comportamento das misturas asfálticas com agregados sintéticos de argila calcinada, quanto ao envelhecimento em estufa e exposto ao ar;
- f) Realizar o ensaio de *creep* dinâmico considerando-se o tempo de recuperação da parcela viscosa, variando-se os níveis das tensões axiais e a temperatura;
- g) Comparar resultados do ensaio de fadiga sem atingir a ruptura com aqueles em que a ruptura total é o critério de parada;
- h) Avaliar a durabilidade das misturas por meio da resistência à tração retida (RRT) do ensaio AASHTO T 283-89;
- i) Determinar o coeficiente de Poisson para misturas com agregados sintéticos de argila calcinada;
- j) Determinar o MR variando: Volume de vazios, teor de CAP e temperatura para vários níveis de tensão.
- k) Fazer análise de uma estrutura típica usando programas computacionais que simulam o comportamento do pavimento.
- l) Fazer análise de custos referentes à produção do agregado sintético.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AYRES JR., M. (1997) Development of a rational probabilistic approach for flexible pavement analysis. Ph.D. dissertation, University of Maryland, College Park, USA.

ABNT (1984). ABNT/NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ. 13p.

ABNT (1987) ABNT/NBR 9776 – Agregados – Determinação da Massa Específica de Agregados por Meio do Frasco de Chapman. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1982) ABNT/NBR 7251 Agregado em Estado Solto: Determinação da Massa Unitária. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1987) ABNT/NBR 9937 Determinação da Absorção e Massa Específica de Agregados Graúdos. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT (1995). ABNT/NBR 6502 – Rochas e Solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ. 18 p.

ABNT (1994). ABNT/NBR 6508 – Grãos de Solos que passam na peneira 4,8mm – Determinação da massa específica. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ. 8 p.

ABNT (1984). ABNT/NBR 6459 – Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ. 6p.

ABNT (1984). ABNT/NBR 7180 – Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ. 3p.

BALBO, J.T. (2000). Fatos, Mitos e falácias sobre os modelos experimentais de fadiga. 32^a *Reunião Anual de Pavimentação*. Brasília, DF.

BATISTA, F. G. S. (2004). Caracterização Física e Mecânica dos Agregados de Argila Calcinada Produzidos com Solos Finos da BR-163/PA. Dissertação de Mestrado em Transportes. Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, RJ, 159p.

BELIGNI, M., VILLIBOR, D. F., CINCERRE, J. R. (2000). Mistura Asfáltica do Tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso. In: *Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPv*, V. 01, pp. 590-605, Brasília, DF.

BRITO, L. A. T. (2006) Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, RS. 156 p.

CABRAL, G.L.L (2005) Metodologia de Produção e Emprego de Agregados de Argila Calcinada para Pavimentação, Tese de Mestrado, IME, Rio de Janeiro, RJ. 60p.

COELHO, V., SÓRIA, M.H.A. (1992) Variabilidade dos Resultados do Método Marshall. *11º Encontro de Asfalto*, Instituto Brasileiro do Petróleo, Rio de Janeiro, RJ.

COOLEY JR., L.A., BROWN, E.R. (2002). Potential of using stone matrix asphalt (SMA) for Thin Overlays. 81th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.

DIJK, W. V.; MOREAUD, H.; QUEDEVILLE, A. e UGÉ, P. (1972). The Fatigue of Bitumen and Bituminous Mixes. *Proceedings of the Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements*, London, v. 1, p. 354.

DNER (1995). Mistura Betuminosa à Quente – Ensaio Marshall: ME 043/95. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1998). Agregados – Determinação da abrasão Los Angeles: ME 035/98. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1998). Agregados – Determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo: ME 081/98. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1988). Agregado miúdo – Determinação da densidade real: ME 084/95. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1994). Agregados Sintéticos Graúdos de Argila Calcinada – Especificação de Material: EM 230/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1989). Agregados Sintéticos Graúdos de Argila Calcinada – Emprego em obras rodoviárias: ES 227/89. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1994). Misturas Betuminosas – Determinação do Módulo de Resiliência: ME 133/94. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1994). Misturas Betuminosas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral: *ME 138/94*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1989). Agregados Sintéticos Graúdos de Argila Calcinada – Emprego em obras rodoviárias: *ES 227/89*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT, Rio de Janeiro.

DNER (1994). Argilas para a fabricação de agregados sintéticos de argila calcinada – Seleção expedita pelo Processo de Fervura: *ME 223/94*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens, atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte.

DNER (1994). Agregado sintético de argila calcinada – Determinação da Perda de Massa após Fervura: *ME 225/94*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens, atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte, Rio de Janeiro.

DNER (1994). Agregado sintético fabricado com argila – Desgaste por Abrasão: *ME 222/94*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens, atual Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte, Rio de Janeiro.

DNER/IPR (1981). Pesquisa de viabilidade de implantação da fábrica de Argila Expandida na Região Amazônica. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens – DNER, Atual Departamento Nacional de Instituto de Infra-Estrutura de Transportes – DNIT. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR. Divisão de Pesquisas, Rio de Janeiro.

FONSECA, O. F. (1995). Development of a time dependent model for the dynamic modulus of asphalt mixes. Ph.D. dissertation, University of Maryland, Maryland, USA.

FROTA, C. A.; C. ALENCAR; C. P.; F. R. G. NUNES (2004). Influência do Tipo de Agregado na Qualidade Técnica de Misturas Asfálticas. *35ª Reunião Anual de Pavimentação, RAPV*, CD-ROM, Rio de Janeiro, Brasil.

FROTA, C. A., NUNES F. R. G., SILVA C. L. (2003). Estudo da Substituição do Seixo por Agregados Sintéticos de Argila Calcinada. *12ª Reunião de Pavimentação Urbana, RPU*, CD-ROM, Aracajú, Brasil.

FROTA, C. A. ; SILVA, C. L., NUNES, F. R. G. (2006). Análise do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada. In: *V Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos: Políticas e Tecnologias, 2006*, Recife- PE.

GRECO, J. A.(2004). Avaliação da Influência de Alguns Fatores nas Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas Densas, à Luz da Técnica de Planejamento e Análise de Experimentos Fatoriais Fracionários Assimétricos. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP. 340p

HAAS, R., HUDSON, W. R., ZANIEWSKI, J. Z. (1994). *Modern Pavement Management* Ed. Krieger Publishing Company, Malabar, Florida, U.S.A. 579p.

HAND, A. J., EPPS, A. L. (2001). Impact of gradation relative to the superpave restricted zone on HMA performance. *80th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.

HUANG, Y.H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA. 800p

KANDHAL, P.S.; COOLEY JR., L.A. (2002). Investigation of the Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 71, p. 479-510.

KANDHAL, P.S.; MALLICK, R.B. (2001). Effect of Mix Gradation on Rutting Potential of Dense Graded Asphalt Mixtures. *80th Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.

LEITE, L. F. M., MOTTA, L. M. G., BERNUCCI, L. B., SOARES, J. B. S.(2000). Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory. In: *Asphalt Rubber – The Pavement Material of the 21st Century Proceedings*. Vilamoura, Portugal. Pp 309-318.

LOUREIRO, T. G. (2003). Estudo da Evolução do Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas. Fortaleza, Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará. p 98.

MANUAL DE ASFALTO (1989). Instituto de Asfalto. Série do Manual N° 4 (MS-4).599p.

MAMLOUK, S.M., SAROFIM, R.T. (1988). Modulus of asphalt mixtures – An unresolved dilemma. *Transportation Research Board*, Washington, DC, Estados Unidos.

MEDINA, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. 1^a. Ed. Rio de Janeiro, RJ, COPPE/UFRJ.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G. (2005). *Mecânica dos Pavimentos*. 2^a. Ed. Rio de Janeiro, RJ, COPPE/UFRJ. 574p.

MEDINA, J., MACÊDO, J.A.G., MOTTA, L.M.G., (1994). Utilização de Ensaio Defletométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos. In: *28^a Reunião Anual de Pavimentação*. V. 1, p. 595-625, Belo Horizonte, MG.

MERIGHI, J. V., SUZUKI, C. Y. (2000). O Ensaio de *Creep* Dinâmico na Previsão de Deformação Permanente de Misturas Asfálticas. In: *Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico*, São Paulo, SP.

MONISMITH, C. L., COETZEE, N. F. (1980). Reflection cracking: analyses, laboratory studies, and design considerations. *Asphalt Paving Technology*, pp 268-313, Louisville, Kentucky, U. S. A.

MOTTA, L.M.G. (1998). Contribuição para a estimativa do módulo resiliente de misturas asfálticas. *14º Encontro de Asfalto*, IBP, Rio de Janeiro, RJ.

MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. M. F., CONSTANTINO, R. S. (1996). Princípios do projeto e análise superpave de misturas asfálticas. Tradução comentada, Rio de Janeiro, RJ.

MOURÃO, F. A. L. (2004). Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA. Rio de Janeiro. Dissertação de Mestrado. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 131p.

NASCIMENTO, R. R. (2005). Utilização de Agregados de Argila Calcinada em Pavimentação: Uma Alternativa para o Estado do Acre. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro, 171p.

NUNES, F. R. G. (2006). Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada Quanto à Deformação Permanente. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes – PETRAN. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE. 203p.

PINHEIRO, J.H.M.; SOARES, J.B. e LEITE, L.F.M. (2003). Caracterização de Misturas Asfálticas com Borracha Produzidas pelo Processo Úmido e Seco. *Enviado para avaliação para o XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Rio de Janeiro, RJ.

PINTO, S., PREUSSLER, E. S. (2002). Pavimentação rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis., Copiarte, Copiadora e Artes Gráficas. Rio de Janeiro, RJ.

PINTO, S.(1996). Materiais pétreos e concretos asfálticos: conceituação e dosagem. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ. 88p.

PINTO, S. (1991). Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 478p.

PRONK, A.C. e HOPMAN, P.C. (1990). Energy Dissipation: The leading factor of fatigue. in highway research: sharing the benefits: *Proceedings of a Conference of the United States Strategic Highway Research Program*, London, p. 255-267.

ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, R. E., LEE, D., KENNEDY, T. W. (1996). Hot mix asphalt materials. Mixture Design and Construction. NAPA. Maryland, USA.

ROBERTS, F. L., MOHAMMAD, L. N., WANG, L. B. (2002). History of hot mix asphalt mixture design in the United States. *Journal of Materials in Civil Engineering*, July/August, American Society of Civil Engineers, 150th Anniversary Paper.

ROWE, G. M. (1993). Performance of Asphalt Mixtures in the Trapezoidal Fatigue Test. *Proceedings Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, v.62, p. 344-384.

SANTOS, P. S. (1975). *Ciência e Tecnologia das Argilas*. Editora Edgard Bluncher Ltda. 2ª Edição. Volumes I e II. São Paulo, SP.

SEBAALY, P. E., RIDOLFI, D., GANGAVARAM, R. S., EPPS, J.A. (1997). Selecting most desirable hot-mix asphalt mixtures. *In: Transportation Research Record 1590*, TRB, National Research Council, Washington, DC, p. 99-107.

SEED, H. B., MITRY, F. C., MONISMITH, C. L., CHAN, C. K. (1967). Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests. HRB 35, Universidade de Berkeley, Califórnia, U.S.A.

SEIBI, A. C., SHARMA M. G, ALI G. A. KENIS W. J. (2001). Constitutive relations for asphalt concrete under high rates of loading. *Transportation Research Record 1767*, Transportation Research Board, Washington, D.C., 111-119.

SIDES, A.; J. UZAN e M. PERL (1985). A comprehensive visco-elastoplastic characterization of sand-asphalt under compression and tension cyclic loading. *ASTM Journal of Testing and Evaluation*, nº 13, p. 59-59.

SILVA, R. V. P. (2004). *Estudo de Agregados de Argila Calcinação para Construção de Pavimentos, Visando à Preservação de Matérias-primas Naturais*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação Ciências do Ambiente e Sustentabilidade - PPG-CASA - Universidade Federal do Amazonas. Manaus, AM. 85p.

SOARES, J. B., FREITAS, F. A. C., CASTELO BRANCO, J. V., MOTTA, L.M.G. (2000). Método de previsão do teor ótimo de ligante em misturas asfálticas tipo CBUQ. *32ª Reunião Anual de Pavimentação*, ABPv, Brasília, v. I, p. 148-160.

TAYEBALI, A.A.; ROWE, G.M. e SOUZA, J.B. (1992). Fatigue response of asphalt-aggregate mixtures. *Proceedings Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, v. 61, p. 333-360.

TAYEBALI, A.A.; DEACON J.A.; COPLANTZ J.S. e MONISMITH C.L. (1993). Modeling fatigue response of asphalt-aggregate mixtures. *Proceedings Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, AAPT, v. 62, p. 285-421.

VIANNA, A. A. D. (2002). Contribuição para o Estabelecimento de um Material Padrão e de Metodologia para Calibração de Equipamentos de Ensaios Dinâmicos. Tese de Mestrado – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

VASCONCELOS, K. L. (2004). Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas à Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias. Dissertação de Mestrado – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes- PETRAN, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004. 149p.

VIEIRA, A., CABRAL, G. L. L. (2006). Agregado artificial de argila calcinada – a metodologia de produção, a primeira experimental e a proteção da inovação tecnológica pelo IME. Revista Pavimentação, Ano I, Rio de Janeiro, RJ. p 28 – 40.

VIEIRA, A. (2000). Agregados de Argila Calcinada: Produção e Utilização em Pavimentação Rodoviária na Amazônia. 1º Seminário de Qualificação ao Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

ZHANG, J., COOLEY JR, L. A., HURLEY, G., PARKER, F. (2004). Effect of superpave defined restricted zone on hot mix asphalt performance. 83th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC.