

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

**EFEITO DE FIBRAS SINTÉTICAS NAS PROPRIEDADES DE  
LIGANTES E CONCRETOS ASFÁLTICOS**

**MARCUS VINICIUS RIBEIRO E SOUZA**

**ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D.**

**DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM – 185/10**

**BRASÍLIA / DF: MARÇO / 2010**

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

**EFEITO DE FIBRAS SINTÉTICAS NAS PROPRIEDADES DE  
LIGANTES E CONCRETOS ASFÁLTICOS**

**MARCUS VINICIUS RIBEIRO E SOUZA**

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

**APROVADA POR:**

---

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**LIÉDI LÉGI BARIANI BERNUCCI, DSc (Escola Politécnica da USP)  
(EXAMINADORA EXTERNA)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 31 do MARÇO de 2010**

## FICHA CATALOGRÁFICA

SOUZA, MARCUS VINICIUS RIBEIRO E	
Efeitos de fibras sintéticas nas propriedades de ligantes e concretos asfálticos [Distrito Federal] 2010	
xxi, 150 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2010)	
Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.	
Departamento de Engenharia Civil	
1. Asfálto e misturas modificadas	2. Fibras de aramida e polipropileno
3. Avaliação do ligante modificado	4. Avaliação mecânica da mistura modificada
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

SOUZA, M. V. R. (2010). Efeitos de fibras sintéticas nas propriedades de ligantes e concretos asfálticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-185/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Marcus Vinicius Ribeiro e Souza

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Efeitos de fibras sintéticas nas propriedades de ligantes e concretos asfálticos.

GRAU / ANO: Mestre / 2010

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

---

Marcus Vinicius Ribeiro e Souza  
Rua Jailton Ferreira, 22  
CEP 42.700-000 Lauro de Freitas/BA – Brasil  
e-mail: [marcus\\_vrs@yahoo.com.br](mailto:marcus_vrs@yahoo.com.br)

# ***DEDICATÓRIA***

*Aos principais co-autores da minha vida dedico este trabalho, aos meus pais Péricles e Celeste Maria, e ao lado destes o meu querido irmão Paulo de Tarso.*

## ***AGRADECIMENTOS***

Agradecer é sempre oportuno para homenagearmos direta ou indiretamente os agentes fundamentais para o nosso sucesso.

A **Deus** agradeço por me fazer acreditar na vitória diante dos obstáculos da vida e na manutenção da minha calma e paciência espiritual.

Aos meus queridos e amáveis pais, **Péricles e Celeste Maria**, agradeço por tê-los sempre presentes na minha vida além de me conceder – lá e me garantir em toda a sua pluralidade a educação.

Ao meu inseparável e intenso irmão **Paulo de Tarso** sou grato pelos constantes incentivos e carinho sempre característicos do seu imenso coração que hoje abriga também outra pessoa importante para meu sucesso a minha cunhada **Rebeca**.

A todos meus parentes maternos e paternos em especial minhas avós **Nena e Tereza** (*in memória*) que sempre me apoiaram e contribuíram para meu desenvolvimento pessoal e acadêmico.

Se na vida acadêmica pudéssemos escolher pais com certeza escolheria Prof<sup>ª</sup>. **Miriam de Fátima Carvalho** e Prof<sup>º</sup>. **Sandro Lemos Machado** e a eles agradeço de forma muito especial por terem sido minhas principais referências de competência acadêmica e profissional. A eles sou eternamente agradecido pela orientação e amizade.

Ao Prof. **Márcio Muniz de Farias** fica aqui meu agradecimento imensurável por ter sido meu mestre e orientador ao longo desses dois anos. Sempre se apresentando de forma alegre e paciente definiu, a mim, o caminho a ser trilhado para obtenção do êxito.

A toda equipe, professores e funcionários, do **Programa de Pós-Graduação em Geotecnia** agradeço por contribuírem para minha formação. Aos professores em especial pelo conhecimento adquirido durante as aulas e pela amizade firmada com alguns.

Agradeço pelo apoio científico encontrado no **Laboratório de Engenharia Rodoviária – LER do CEFTRU/UnB**, pois foi fundamental para realização e sucesso desta pesquisa. A

toda equipe técnica do laboratório principalmente **Gilson e Osvaldo** que contribuíram para o sucesso de meus ensaios e análises.

Ao **laboratório de pesquisas em polímeros - LABPOL** do instituto de química da UnB pela realização de ensaios que forneceram dados adicionais a minha pesquisa.

Durante a pesquisa pessoas passam e acabam fazendo parte da nossa história e a elas devo meu agradecimento pelas verdadeiras demonstrações de amizade. Dentre estas pessoas se encontram meus amigos e colegas do PPG-UnB, Eder Santos, Luiz Gustavo, Raimundo Gonzaga, Edson Rocha, Juliana Serna, Janaina Tatto, Igor Mota, Josileide Silva, Maria Tâmara, Lorena Duarte, Roberto Cardim, Alexandre Resque, Aureliano Alves, Larissa Aguiar, Fernando Aquino, Carlos Eduardo, Diêgo Pereira, Daniel Perini, Cláudia Muneton, Hellen Karoline, Jaqueline Ferreira, James Silva, Paola Alves, Paula Emanoela, Pedro Paulo, Rafaela Silveira, Carlos Petrônio, Elmagno Catarino, Luiz Guilherme.

Aos amigos **João Paulo e Janaina Araújo** agradeço por sempre se demonstrarem dispostos a me ajudar no transcorrer da pesquisa. Nunca medindo esforços fizeram papéis importantes para o êxito da pesquisa. A minha querida e amorosa **Janaina Araújo**, em especial, agradeço pela paciência, atenção, cuidados e incentivos intermináveis que se sucederam durante a elaboração deste trabalho.

Ao apoio financeiro fomentado pelo **Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico – CNPq**.

E aos amigos de infância **Igor Matos, Sidney Paty, Antônio Azevedo, Eduardo Estelitano e Lucas Lobo** muito obrigado por fazerem parte da minha vida. E a outros amigos feitos durante a graduação deixo meus sinceros agradecimentos por terem contribuído na minha formação profissional.

A todos vocês,

MUITO OBRIGADO!

## RESUMO

---

O CAP (cimento asfáltico de petróleo) desempenha papel fundamental na ligação entre agregados e na impermeabilização do revestimento. Embora o ligante represente apenas uma pequena fração em peso das misturas asfálticas, suas propriedades são fundamentais para o desempenho mecânico da camada de revestimento. As propriedades físicas e reológicas dos ligantes convencionais podem ser melhoradas pela adição de modificantes, tais como polímeros e fibras sintéticas. Esta pesquisa visa avaliar a influência de uma composição de fibras de polipropileno e fibras de aramida incorporadas a um ligante convencional do tipo CAP 50/70 (classificação por penetração). As fibras de polipropileno supostamente agem como modificante, incorporando-se ao CAP puro, enquanto que as fibras de aramida permanecem intactas fornecendo um reforço mecânico à matriz de uma mistura asfáltica. Com o objetivo de avaliar a atuação da fibra de polipropileno como agente modificante, foram confeccionadas amostras de CAP 50/70 e fibras em diferentes teores (0% a 3%) e foram realizados ensaios convencionais de penetração, viscosidade absoluta e ponto de amolecimento antes e após o envelhecimento em estufa do tipo RTFOT, além de ensaios de estabilidade a estocagem. Observou-se melhora na maioria parâmetros físicos do ligante com o aumento do teor de fibras. Para avaliação do efeito das fibras de polipropileno e de aramida nas propriedades mecânicas de uma mistura, optou-se em trabalhar com uma mistura do tipo CPA (camada porosa de atrito), enquadrada na faixa IV (DNER ES 386/99). Para estas misturas utilizou-se o CAP 50/70 com teor de fibras de aramida e polipropileno de 0,05% do peso total da mistura. Foi estudada a dosagem adequada e confeccionados diferentes corpos de prova, os quais foram submetidos a ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência, desgaste cântabro, fadiga (por tração indireta) e fluência estática (creep). Esta campanha de ensaios mecânicos produziu resultados contraditórios em relação aos ganhos gerados pela adição de fibras. Em relação às amostras convencionais, os corpos de prova com a incorporação de fibras, no geral, apresentaram maior resistência à tração, módulos de resiliência mais elevados e maior vida de fadiga, entretanto também apresentaram maior desgaste cântabro e deformações permanentes mais elevadas. Os parâmetros obtidos durante a campanha experimental para as amostras convencionais e modificadas/reforçadas forneceram subsídios para a avaliação mecanística da estrutura de um pavimento típico, utilizando-se o programa KENLAYER. Para as condições específicas analisadas, a estrutura com o revestimento reforçado não apresentou melhor desempenho que o tradicional. A melhora observada em laboratório para a vida de fadiga foi contrabalançada pelo módulo de resiliência mais elevado da mistura com fibras. As deformações permanentes por fluência também foram mais elevadas.

## **ABSTRACT**

---

The asphalt cement plays a major role in hot mix asphalts (HMA) by bonding the mineral aggregates and conferring impermeability. Despite the relatively small percentage of asphalt cement in hot mixes, the mechanical properties of asphalt layers are highly dependent on the quality of the binder. The physical and rheological properties of asphalt binders can be improved by the addition of modifiers, such as polymers and synthetic fibers. The main objective of this dissertation is to investigate the influence of a blend of polypropylene and aramid fibers added to a conventional binder classified as CAP 50/70 (Brazilian penetration grade). The polypropylene (PP) fibers supposedly act as real modifiers, being incorporated into the straight binder, while the aramid fibers should remain intact and act as a mechanical reinforcement to the HMA matrix. In order to evaluate the first effect, several samples of modified binders were prepared by incorporating different percentages (0% to 3%, every 0.5%) of PP fibers. The modified binders were subjected to conventional tests, such as penetration, rotational viscosity and softening point, before and after an aging process in rolling thin film oven (RTFOT). The stability to storage was also verified. Most of the physical properties showed some small improvement with the addition of PP fibers. In order to check the mechanical effects of blend mix of fibers, the author prepared porous asphalt mixes, known as CPA, using aggregates (gap graded gradation, envelope IV) specified by Brazilian standard DNER ES 386/99. The amount of the blend of fibers corresponded to 0.05% of the weight of the total mix. After investigation the best dosage, the samples of CPA were subjected to the following mechanical tests: indirect tensile strength, modulus of resilience, Cantabro abrasion, fatigue life (using indirect tension) and static creep. Based on the results of this experimental campaign, the benefits of the addition of these fibers were contradictory. Compared to samples using conventional binders, the samples with fibers generally produced higher indirect tensile strength, higher fatigue life and high resilient modulus, but also resulted in higher Cantabro loss and higher permanent deformations during the creep test. The parameters calibrated from these tests for conventional and modified/reinforced samples were used to perform mechanistic analyses of a typical pavement structure, using program Kenlayer. For the conditions analyzed here, the pavement using fibers did not perform better than the conventional one. Possible gains in fatigue life were counterbalanced by the higher resilient modulus of the modified mixes. Permanent deformations were also higher, due to creep effects.

# ÍNDICE

---

<b>CAPÍTULO 1</b> .....	<b>1</b>
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	1
1.2. HISTÓRICO DE ASFALTOS MODIFICADOS.....	4
1.3. RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	5
1.4. OBJETIVOS.....	6
1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO .....	7
<b>CAPÍTULO 2</b> .....	<b>9</b>
2.1. CONSIDERAÇÃO INICIAL.....	9
2.2. LIGANTES ASFÁLTICOS .....	9
2.2.1. INTRODUÇÃO.....	9
2.2.2. QUÍMICA DO ASFALTO.....	10
2.2.2.1. MODELOS ESTRUTURAIS DOS CIMENTOS ASFÁLTICOS.....	12
2.2.3. REOLOGIA DO ASFALTO.....	14
2.2.3.1. VISCOELASTICIDADE LINEAR EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	17
2.2.3.2. MODELOS REOLÓGICOS.....	20
2.2.4. ESPECIFICAÇÕES DAS PROPRIEDADES DOS LIGANTES ASFÁLTICOS.....	22
2.3. LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS.....	24
2.3.1. MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM FIBRAS.....	25
2.3.2. HISTÓRICO SOBRE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS/REFORÇADAS COM FIBRAS.....	26
2.3.3. TIPOS DE FIBRAS.....	28
2.3.3.1. FIBRAS DE POLIPROPILENO.....	29
2.3.3.2. FIBRAS DE ARAMIDA.....	30
2.3.4. COMPÓSITO REFORÇADO POR FIBRAS.....	31
2.3.4.1. PRINCIPAIS PARÂMETROS DE MATERIAS COMPÓSITOS FIBROSOS.....	32
2.3.4.2. MODOS DE RUPTURA.....	35
2.3.5. ASSOCIAÇÃO ASFALTO-FIBRA.....	36
2.3.6. AÇÃO DAS FIBRAS.....	37
2.3.7. TEORES/PORCENTUAIS DE FIBRA ADICIONADAS EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	38
2.3.8. EXECUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS ADICIONADAS COM FIBRAS.....	38

2.4.	REVESTIMENTO ASFÁLTICO DRENANTE / CAMADA POROSA DE ATRITO	39
2.4.1.	INTRODUÇÃO .....	39
2.4.2.	PRINCÍPIOS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES.....	40
2.4.3.	CLASSES DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES .....	42
2.4.4.	PERMEABILIDADE NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES.....	43
2.4.5.	ASFALTOS DRENANTES VERSUS RUÍDOS ORIUNDOS DO TRÁFEGO .....	44
<b>CAPÍTULO 3.....</b>		<b>45</b>
3.1.	INTRODUÇÃO .....	45
3.2.	MATERIAIS UTILIZADOS .....	45
3.2.1.	LIGANTE & FIBRA UTILIZADA.....	45
3.2.1.1.	PREPARAÇÃO DO CAP MODIFICADO POR POLIPROPILENO .....	47
3.3.	PROCEDIMENTO DE MISTURA.....	48
3.4.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE.....	51
3.4.1.	ENSAIO DE PENETRAÇÃO (DNER ME 003/99) .....	52
3.4.2.	PONTO DE AMOLECIMENTO (DNER ME 247/94).....	53
3.4.3.	DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUSCETIBILIDADE TÉRMICA .....	54
3.4.4.	DETERMINAÇÃO DA DUCTILIDADE (DNER ME 163/98).....	55
3.4.5.	RECUPERAÇÃO ELÁSTICA (DNER ME 382/99) .....	56
3.4.6.	ENSAIO DE PONTO DE FULGOR (DNER ME 148/94) .....	57
3.4.7.	DENSIDADE DE MATERIAL BETUMINOSO (DNER ME 193/96).....	58
3.4.8.	DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE APARENTE (ASTM D 4402/95).....	58
3.4.9.	ROLLING THIN FILM OVEN TEST – RTFOT (ASTM D 2872/97).....	60
3.5.	ENSAIO DE ESTABILIDADE A ESTOCAGEM (ASTM D 5892).....	62
3.6.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DA FIBRA .....	63
3.6.1.	TGA (ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA) .....	63
3.7.	CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO .....	65
3.7.1.	GRANULOMETRIA.....	66
3.7.2.	DENSIDADE DO AGREGADO E ABSORÇÃO .....	67
3.7.3.	ABRASÃO LOS ANGELES (DNER ME 035/98).....	70
3.7.4.	RESISTÊNCIA AO CHOQUE (DNER ME 399/99).....	71
3.7.5.	DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA (DNER ME 086/94).....	71
3.7.6.	ADESIVIDADE (DNER ME 078/94).....	73
3.8.	DOSAGEM DA MISTURA .....	74

3.8.1. DEFINIÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA MISTURA .....	74
3.8.2. CONFEÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	76
3.8.2.1. TEMPERATURAS DE MISTURA E COMPACTAÇÃO .....	76
3.8.2.2. MÉTODO DE MISTURA .....	78
3.8.2.3. COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA.....	80
3.8.2.4. DEFINIÇÃO DO TEOR ÓTIMO .....	81
3.8.2.4.1. ENSAIOS UTILIZADOS NA DOSAGEM DO TEOR ÓTIMO.....	82
3.8.3. ENSAIOS MECÂNICOS E FÍSICOS.....	84
3.8.3.1. RESISTÊNCIA AO DESGASTE CÂNTABRO .....	85
3.8.3.2. RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (DNER ME 138/94).....	86
3.8.3.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (DNER ME 133/94).....	88
3.8.3.4. MÓDULO DE FLUÊNCIA (CREEP) .....	90
3.8.3.5. FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	92
<b>CAPÍTULO 4.....</b>	<b>96</b>
4.1. INTRODUÇÃO .....	96
4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS .....	96
4.2.1. LIGANTE ASFÁLTICO .....	96
4.2.1.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E REOLÓGICA DO LIGANTE ASFÁLTICO .....	98
4.2.1.1.1. ENSAIOS DE PENETRAÇÃO E PONTO DE AMOLECIMENTO, ANTES E APÓS O RTFOT .....	99
4.2.1.1.2. ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDADE TÉRMICA, ANTES E APÓS O RTFOT 100	
4.2.1.1.3. AVALIAÇÃO DAS AMOSTRAS ENVELHECIDAS NA ESTUFA RTFOT 101	
4.2.1.1.4. ENSAIOS DE DENSIDADE.....	104
4.2.1.1.5. ENSAIOS DE RECUPERAÇÃO ELÁSTICA .....	105
4.2.1.1.6. ENSAIO DE DUCTILIDADE .....	106
4.2.1.1.7. ENSAIO DE ESTABILIDADE À ESTOCAGEM.....	106
4.2.1.1.8. ENSAIOS DE VISCOSIDADE BROOKFIELD.....	108
4.2.2. ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA DAS FIBRAS.....	112
4.2.3. AGREGADO.....	115
4.2.3.1. GRANULOMETRIA .....	115

4.2.3.2. RESISTÊNCIA DO AGREGADO .....	116
4.2.3.3. RESULTADOS DA DENSIDADE DO AGREGADO E ABSORÇÃO .....	117
4.2.3.4. ÍNDICE DE FORMA .....	117
4.2.3.5. ENSAIOS DE ADESIVIDADE.....	118
4.2.4. DOSAGEM DA MISTURA TIPO CPA .....	119
4.2.4.1. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	123
4.2.5. ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS .....	125
4.2.5.1. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	127
4.2.5.2. ENSAIOS DE DESGASTE CÂNTABRO.....	129
4.2.5.3. ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA .....	130
4.2.5.4. ENSAIO DE VIDA DE FADIGA.....	131
4.2.5.5. ENSAIO DE FLUÊNCIA ESTÁTICA .....	132
4.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA .....	134
4.3.1. ESTRUTURA DE PAVIMENTO E CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO .....	135
4.3.2. MODELO GENERALIZADO .....	136
4.3.3. RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS .....	138
<b><i>CAPÍTULO 5</i></b> .....	<b>140</b>
5.1. INTRODUÇÃO .....	140
5.2. CONCLUSÕES .....	140
5.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	143
<b><i>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS</i></b> .....	<b>145</b>

# ÍNDICE DE FIGURAS

---

Figura 1.1. Condições da superfície das rodovias para as rodovias de forma geral, sobre gestão pública e concessionadas.....	2
Figura 1.2. Número de veículos existentes no Brasil, por ano de fabricação de 1990 a março de 2009. 4	
Figura 2.1. Esquema das principais etapas do fracionamento do ligante asfáltico.....	11
Figura 2.2. Representação do modelo de micelas de Yen (Leite, 1999).....	12
Figura 2.3. Ilustração de comportamentos Newtonianos e não-newtonianos (Modificado e traduzido - (Papagiannakis & Masad, 2007)).....	15
Figura 2.4. Representação de um carregamento do tipo senoidal aplicado ao ligante asfáltico.....	16
Figura 2.5. Esquema das componentes de deformação para um material elasto-viscoplástico submetido a um estado de tensão. ....	17
Figura 2.6. Representação gráfica de uma amostra sobre um carregamento harmônico.....	18
Figura 2.7. Representação dos modelos reológicos básicos, a mola de Hooke e o amortecedor de Newton.....	21
Figura 2.8. Gráfico <i>log-log</i> da viscosidade (cP) versus a temperatura absoluta (°R). Ligante virgem vs. ligante modificado (Mello <i>et al.</i> , 2008).....	28
Figura 2.9. Representação esquemática da fratura dúctil (Ferrante, 1996 <i>apud</i> Bento, 2006).....	35
Figura 2.10. Esquema de funcionamento do CPA – (A) Camada Porosa Drenante, (B) Camada Convencional Densa, (C) Dispositivo de Drenagem Externo (Roseno, 2005).....	41
Figura 2.11. Comportamento de duas vias uma feita com um revestimento drenante (CPA) e uma com revestimento fechado (CBUQ) (Modificado de Reis & Santo, 1999).....	42
Figura 2.12. Tipos de poros existentes em uma mistura asfáltica drenante.....	43
Figura 3.1. Detalhe das fibras usadas para adição nas misturas asfálticas: aramida (amarela) e polipropileno (cinza).....	46
Figura 3.2. Amostras de fibra de polipropileno para o teor de 3,0%.....	48
Figura 3.3. Equipamento utilizado na mistura.....	50
Figura 3.4. Procedimento de adição das fibras e mistura.....	51
Figura 3.5. Equipamento utilizado no ensaio de penetração (a), amostra de CAP -50g (b), execução do ensaio (c) e detalhe da penetração na amostra (d).....	53

Figura 3.6. Equipamento utilizado no ensaio ponto de amolecimento (a), colocação da amostra no aparato de ensaio (b), execução do ensaio (c) e detalhe do término do ensaio (d) .....	54
Figura 3.7. Equipamento (a) e amostra (b) utilizados no ensaio de ductilidade e detalhe da execução do ensaio (c) .....	56
Figura 3. 8. Distensão da amostra até 200mm (a) e (b) ponto onde amostra foi cortada para posterior leitura de recuperação elástica .....	57
Figura 3. 9. Equipamento para determinação do ponto de fulgor; Vaso aberto de Cleveland; LER-Ceftru-UnB.....	57
Figura 3.10. Medidas feitas para determinação da densidade de ligantes asfálticos .....	58
Figura 3.11. Aparato utilizado no ensaio de viscosidade brookfield. (a) Controle de temperatura do viscosímetro, (b) viscosímetro rotacional brookfield, (c) coleta da amostra - 8,0g de CAP e (d) tubos de ensaio e <i>spindles</i> , da esquerda para direita .....	59
Figura 3.12. Procedimentos realizados durante o ensaio de envelhecimento. (a) Preparação e (b) pesagem da amostra 35g e (c) Estufa RTFOT utilizada no ensaio de envelhecimento a curto prazo....	60
Figura 3.13. Amostras e procedimentos realizados no ensaio de envelhecimento. (a) Frascos com amostras antes do envelhecimento, (b) amostras na prateleira da estufa e (c) amostras após o ensaio. 61	
Figura 3.14. Esquema para realização do ensaio de estabilidade a estocagem.....	63
Figura 3.15. Equipamento e procedimentos do ensaio de TGA. (a) Equipamento utilizado nas análises termogravimétricas, (b) colocação do cadinho para em ensaio, (c) detalhe do tamanho do cadinho utilizado e (d) detalhe da disposição do cadinho no equipamento.....	64
Figura 3.16. Frações do agregado calcário utilizado na pesquisa.....	65
Figura 3.17. Esquema da análise granulométrica .....	67
Figura 3.18. Esquema de alguns procedimentos feitos para determinação da densidade aparente do agregado graúdo .....	68
Figura 3.19. Esquema do ensaio para determinação da massa específica de agregados miúdos.....	69
Figura 3.20. Esquema do ensaio para determinação da peso específico do filer.....	70
Figura 3.21. Máquina <i>Los Angeles</i> ; LER-Ceftru-UnB (Araújo, 2009).....	70
Figura 3.22. Esquema do ensaio sobre resistência ao impacto Treton.....	71
Figura 3.23. Esquema do ensaio de adesividade .....	74
Figura 3.24. Esquema de cálculo efetuado para definição composição granulométrica.....	76
Figura 3.25. Gráfico utilizado na definição das faixas de temperatura usadas na compactação (em azul na parte superior) e na mistura (em vermelho na parte inferior). .....	77
Figura 3.26. Formação de grumos de fibras de aramida quando adicionadas ao CAP .....	78

Figura 3.27. Procedimentos de mistura mecânicos (a) e (b) e manual (c) .....	79
Figura 3.28. Processo de preparação dos copos de prova .....	81
Figura 3.29. Componentes Físicos de uma mistura asfáltica .....	83
Figura 3.30. Esquema do ensaio de desgaste cântabro (LER-Ceftru-UnB) .....	86
Figura 3.31. Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral (DNER ME 138/94).....	87
Figura 3.32. Procedimentos e prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração; LER-Ceftru-UnB.....	88
Figura 3.33. Equipamento pneumático de carga repetida do LER-Ceftru-UnB e seus detalhes .....	89
Figura 3.34. Retificação das faces dos corpos-de-prova para um melhor paralelismo entre as faces....	91
Figura 3.35. Esquema de montagem do CP para o ensaio de fluência estática .....	92
Figura 3.36. Esquema de montagem para o ensaio de fadiga.....	95
Figura 4.1. Gráficos dos resultados de penetração (I e III) e ponto de amolecimento (II e IV) antes e após o ensaio RTFOT .....	99
Figura 4.2. Variação da perda de massa perante aumento do teor de fibras de PP no ligante.....	102
Figura 4.3. Aumento do ponto de amolecimento após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados.....	103
Figura 4.4. Valor de penetração retida após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados.....	104
Figura 4.5. Variação da densidade com o aumento do teor de fibras de PP.....	105
Figura 4.6. Variação do valor da recuperação elástica com o aumento do teor de fibras de PP .....	105
Figura 4.7. Variação da ductilidade após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados .....	106
Figura 4.8. Diferença dos valores de ponto de amolecimento das amostras avaliadas quanto a estabilidade a estocagem. ....	108
Figura 4.9. Variação da viscosidade com o aumento da temperatura.....	109
Figura 4.10. Variação da viscosidade (cP) para os diversos teores de ligante modificados versus o aumento da temperatura (°C).....	110
Figura 4.11. Variação da viscosidade com o aumento concomitante da velocidade e temperatura. ...	111
Figura 4.12. Aumento da viscosidade do cimento asfáltico modificado com fibras de PP para diversos teores de fibra em relação ao CAP 50/70 sem adição de fibras para três níveis de temperatura. ....	112

Figura 4.13. Curva TG e DTG da fibra de aramida .....	114
Figura 4.14. Curva TG e DTG da fibra de polipropileno.....	114
Figura 4.15. Curvas granulométricas dos agregados e filer .....	116
Figura 4.16. Resultado dos ensaios de adesividade para todos os teores de CAP modificado.....	119
Figura 4.17. Resultados dos ensaios para dosagem da mistura CPA (teste 1) .....	120
Figura 4.18. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 2/50 golpes)...	121
Figura 4.19. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 2/75 golpes)...	121
Figura 4.20. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 3).....	122
Figura 4.21. Resultados dos ensaios para dosagem da mistura CPA (teste 5) .....	123
Figura 4.22. Composição da curva de projeto baseada na faixa IV da DNER ES 386/99.....	124
Figura 4.23. Comportamento da ruptura para cada corpo de prova elaborado por asfalto modificado por fibras ou só com CAP 50/70.....	128
Figura 4.24. Gráfico de área entre a resistência à tração média <i>versus</i> deslocamento para os dois tipos de misturas avaliadas. Mistura modificada por fibras (a) e mistura sem fibras (b). .....	129
Figura 4.25. Curvas da vida de fadiga das misturas estudadas.....	132
Figura 4.26. Resultados do ensaio de fluência para as amostras modificadas e não modificadas por fibras sintéticas. ....	133
Figura 4.27. Comportamento das misturas estudadas frente ao deslocamento antes e após o descarregamento .....	134
Figura 4.28. Perfil típico utilizado nas análises paramétricas e os parâmetros utilizados.....	135
Figura 4.29. Comparação dos resultados obtidos pela série de Prony com diferentes números de elementos. (I) mistura modificada com fibras e (II) mistura com apenas CAP 50/70.....	137
Figura 4.30 Esquema dos pontos de análise utilizados nas análises paramétricas.....	138

# ÍNDICE DE TABELAS

---

Tabela 2.1. Principais modelos reológicos .....	21
Tabela 2.2. Especificações para ligantes brasileiros (Resolução ANP 19 de 11/07/2005) .....	23
Tabela 2.3. Tipos de modificadores de asfalto .....	24
Tabela 2.4. Fibras utilizadas na modificação de cimentos asfáltico e suas principais vantagens de desvantagens (PIARC, 1998) .....	29
Tabela 3.1. Especificações do asfalto em estado natural .....	46
Tabela 3.2. Propriedades físicas das fibras usadas .....	47
Tabela 3.3. Quantitativo de fibras de polipropileno para cada campanha.....	48
Tabela 3.4. Levantamento dos fatores controláveis em diversas referências .....	49
Tabela 3.5. Determinação da graduação do material após análise granulométrica (DNER ME 086/94) .....	72
Tabela 3.6. Faixas Granulométricas para Camada Porosa de Atrito (DNER ES 386/99).....	75
Tabela 4.1. Especificações para ligantes modificados por copolímero SBS, modificados por borracha e por polímeros.....	97
Tabela 4.2. Resumo dos resultados para todos os teores de modificante para 30 minutos de mistura ..	98
Tabela 4.3. Comparação do I.S.T. antes e após o RTFOT .....	100
Tabela 4.4. Níveis de significância para valores de perda de massa entre os teores estudados.....	102
Tabela 4.5 Níveis de significância para valores de aumento do ponto de amolecimento entre os teores estudados.....	103
Tabela 4.6 Níveis de significância para valores de penetração retida entre os teores estudados.....	104
Tabela 4.7. Resultados de estabilidade a estocagem (ASTM D 5892/96) .....	107
Tabela 4.8. Aumento da viscosidade do cimento asfáltico modificado com fibras de PP para diversos teores de fibra em relação ao CAP 50/70 sem adição de fibras para três níveis de temperatura .....	112
Tabela 4.9. Distribuição granulométrica do agregado mineral.....	115
Tabela 4.10. Resultados de perda a abrasão <i>Los Angeles</i> e ao choque no aparelho Treton .....	117
Tabela 4.11. Densidade dos agregados .....	117
Tabela 4.12. Resultado do Índice de Forma .....	118

Tabela 4.13. Traços e composição granulométrica da mistura estudada. ....	125
Tabela 4.14. Dados dos corpos de prova com CAP 50/70. ....	126
Tabela 4.15. Dados dos corpos de prova modificados com 0,05% de fibras sintéticas. ....	126
Tabela 4.16 Valores de resistência à tração para os dois tipos de mistura. ....	127
Tabela 4.17. Desgaste cântabro das misturas modificadas e não modificadas por fibra.....	130
Tabela 4.18. Módulo de resiliência das misturas modificadas e não modificadas por fibra. ....	130
Tabela 4.19. Parâmetros experimentais para cada tipo de mistura. ....	131
Tabela 4.20. Valores dos parâmetros da série de Prony (modelo generalizado) para diferentes quantidades de elementos. I) mistura modificada com fibras e (II) mistura com apenas CAP 50/70..	137
Tabela 4.21. Resultados da retroanálise da vida de fadiga para o caso hipotético analisado .....	139
Tabela 4.22 Comparação entre as deformações nos pontos de análise para os tipos de misturas estudados .....	139

## NOMENCLATURAS E ABREVIações

---

AA	Aramida
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
AAUQ	Areia Asfáltica Usinada a Quente
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMF	Asfalto Modificado por Fibras
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ANUT	Associação Nacional dos Usuários de Transporte de Carga
APP	Polipropileno Atático
<i>apud.</i>	Citado por
ASTM	American Society for Testing and Materials
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
Ceftru	Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CP	Corpo de prova
CPA	Camada Porosa de Atrito
DETRAN	Departamento Estadual de Trânsito
DF	Distrito Federal
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagens
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DSC	Calorimetria Exploratória Diferencial
DSR	Dynamic Shear Rheometer
DTA	Análise Térmica Diferencial
DTG	Termogravimetria Derivada
EBA	Etileno acrilato de butil
EMA	Copolímero de etileno acrilato de metila
EPDM	Elastômero de dieno propileno etileno
ES	Especificação de serviço
<i>et al.</i>	E outros
EUA	Estados Unidos da América
EVA	Copolímero de etileno acetato de vinila
GEIPOT	Grupo Executivo de Integração da Política de Transportes
IIR	Isobuteno - copolímero de Isopreno

IST	Índice de susceptibilidade térmica
JH	Japan Highway Public Corporation
LER	Laboratório de Engenharia Rodoviária
LVDT	Linear Variable Differential Transducer
Máx.	Máximo
ME	Método de Ensaio
MG	Minas Gerais
Mín.	Mínimo
MR	Módulo de Resiliência
N	Vida de Fadiga
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
ODOT	Ohio State Department of Transportation
OGFC	Open-Graded Friction Course
PE	Polietileno
PET	Polietileno tereftalato
PIARC	World Road Association
PP	Polipropileno
PS	Poliestireno
PVC	Policloreto de vinila
RT	Resistência à Tração
RTFOT	Rolling Thin Film Oven Test
SBR	Borracha estireno butadieno
SBS	Estireno butadieno estireno
Sc	spindle
SEPIN	Superintendência de Pesquisa e Informação
SEPLAN-GO	Secretaria de Estado do Planejamento e Desenvolvimento - Governo de Goiás
SHRP	Strategic Highway Research Program
SMA	Stone Matrix Asphalt – Matriz Pétreas Asfáltica
SSS	Agregado na condição Saturada Superfície Seca
Superpave	Superior Performing Asphalt Pavements
T0	Teor de referência que passou pelo mesmo processo de agitação que os teores com fibra
T1	Teor 1 com 0,5% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/70
T2	Teor 2 com 1,0% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/71
T3	Teor 3 com 1,5% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/72
T4	Teor 4 com 2,0% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/73

T5	Teor 5 com 2,5% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/74
T6	Teor 6 com 3,0% de fibras de polipropileno adicionado ao CAP 50/75
TG	Termogravimetria
TGA	Análise termogravimétrica
UnB	Universidade de Brasília
UTM	Universal Testing Machine
V <sub>v</sub>	Volume de vazios

# SÍMBOLOS

---

A	Área de secção transversal
a	Absorção
A <sub>n</sub>	Abrasão Los Angeles
cm	Centímetro
cm <sup>3</sup>	Centímetro cúbico
cP	Centipoise
cSt	Centistoke
D	Densidade do cimento asfáltico
D(t)	Função (ou módulo) de fluência
dB	Decibel
d <sub>f</sub>	Densidade do papel filme
dmm	Décimos de milímetros
DMT/Gmm	Densidade máxima teórica da mistura
E	Módulo de Elasticidade
E'	Módulo de armazenamento
E''	Módulo de perda
E(t)	Módulo de relaxação
E*	Módulo complexo
E*	Módulo dinâmico
g	Gramas
g/cm <sup>3</sup>	Gramas por centímetro cúbico
Gmb	Densidade aparente
GPa	Giga Pascal
Hz	Hertz
i	Gradiente hidráulico
I <sub>c</sub>	Índice de Instabilidade Coloidal
K	Coefficiente de permeabilidade
Kgf/cm <sup>2</sup>	Quilograma força por centímetro quadrado
Km	Quilômetro
kN	Quilonewtons

kPa	Quilo Pascal
mℓ/min.	Mililitros por minuto
MPa	Mega Pascal
mPa.s	milipascal-segundo
N	Newton
°C	Grau Celsius
°C/min.	Grau Celsius por minuto
°R	Grau Rankine
Pa.s	Pascal-segundo
PEN	Penetração a 25°C, com 100g de carga, durante 5 segundos
Q	Vazão
R\$	Real, moeda corrente no Brasil
RE	Recuperação elástica
rpm	Rotações por minuto
s	Segundos
T°C	Valor do ponto de amolecimento
#	Peneira
%	Porcentagem
%massa	Porcentagem em massa
φ	Ângulo de fase em misturas asfálticas
δ	Ângulo de fase em ligantes asfálticos

# *CAPÍTULO 1*

## *Introdução*

---

### 1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O modal rodoviário é o mais utilizado no Brasil e em sua grande maioria, as rodovias são pavimentadas utilizando revestimentos flexíveis. Atualmente o Brasil tem como principal modo de circulação de pessoas e bens o transporte rodoviário, responsável por mais de 90% do transporte de passageiros e 61,1% do transporte de cargas (CNT, 2009).

Os revestimentos asfálticos nestas estruturas devem resistir diretamente às ações do tráfego, atenuar as transferências de energia para as camadas inferiores, agir como impermeabilização e principalmente proporcionar conforto e segurança aos usuários.

Pesquisa realizada pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) em 2009, no entanto, revela dados contundentes frente às condições das rodovias brasileiras, contrariando assim as características almejadas para um pavimento. Verifica-se que existem longos trechos rodoviários em estado crítico com 54,2% (48.599 km) da extensão pesquisada com o pavimento em estado regular, ruim ou péssimo. Para que o sistema rodoviário atinja padrões satisfatórios de segurança e de desempenho, estima-se um investimento imediato da ordem de R\$ 23,6 bilhões e, para a correta manutenção da malha, investimentos de R\$ 1,34 bilhão por ano, valores superiores aos historicamente aplicados (CNT, 2007).

O mesmo estudo da Confederação Nacional do Transporte classificou as condições da superfície do pavimento em: (i) totalmente destruído, (ii) afundamentos/ondulações/buracos, (iii) trinca em malha/remendos, (iv) desgastado e (v) totalmente perfeito. A pesquisa constatou a partir da classificação que do total analisado 53,2% (46618 km) encontra-se em situação favorável e 46,7% (40974 km) precisa de algum tipo de intervenção que minimize ou sane os defeitos (i), (ii), (iii) e (iv).

Dados interessantes da pesquisa rodoviária são apresentados na Figura 1.1, que mostra as percentagens dos vários estados da superfície do pavimento *versus* as rodovias avaliadas de forma geral, e especificadamente, os trechos sobre a gestão pública e as rodovias concessionadas. Da extensão da malha rodoviária que foi pesquisada pode-se observar, na Figura 1.1, que aquelas sob gestão pública apresentam algum tipo de comprometimento nas condições da superfície de rolamento. Para os trechos concessionados a realidade é totalmente oposta apresentando bons índices nas condições de superfície, no entanto, pode-se verificar a existência de defeitos (afundamentos/ondulações/buracos, trinca em malha/remendos e desgaste) que totalizam 14,7% da extensão do trecho concessionado.

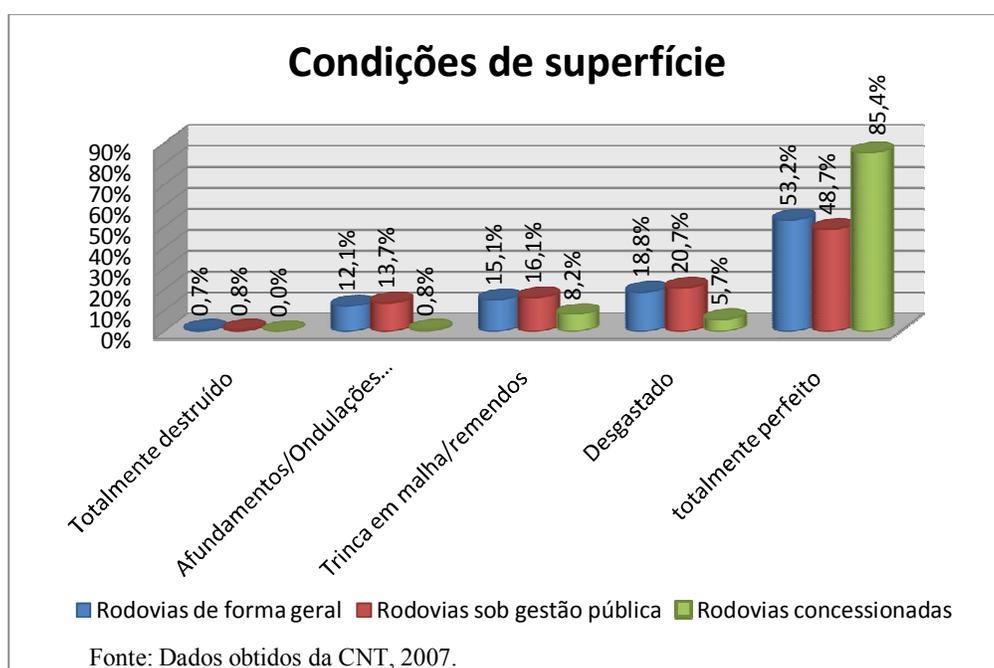


Figura 1.1. Condições da superfície das rodovias para as rodovias de forma geral, sobre gestão pública e concessionadas.

Segundo pesquisa realizada pela ANUT (Associação Nacional dos Usuários de Transporte de Carga) em 2008, o principal motivo dessa situação das rodovias brasileiras se origina pela incapacidade de a máquina estatal realizar as obras programadas. Em 2004, o Ministério do Transportes somente conseguiu executar 29% dos recursos autorizados para investimento em infraestrutura; em 2005, 46%; em 2006, 35,47%; em 2007, 30,9%. E em 2008, até 30 de novembro, dos R\$ 6, 8 bilhões inscritos como restos a pagar de 2007, e dos R\$ 9,70 bilhões

autorizados no orçamento geral da união, não tinha executado mais do que R\$ 5,0 bilhões, o que equivale a 30% do que poderia e deveria gastar (ANUT, 2008).

Este problema causa expressivas dificuldades operacionais aos transportadores e demais usuários, e resulta em maiores custos e perda de competitividade do país. Isto impacta o potencial de crescimento econômico, a integração entre regiões, pessoas e a própria inserção do país no cenário mundial. Assim transmite-se para o mercado mundial insegurança do transporte rodoviário nacional, traduzido em elevado número de acidentes e também em incidentes de roubo de carga.

É notório que os valores citados para manutenção e/ou reconstrução precoce dos pavimentos nacionais são de caráter extremamente expressivo. Mediante tal assertiva e embasado que atualmente tem-se equipamentos de ponta (laboratoriais e de campo) e uma formação de recursos humanos cada vez mais de alto nível, é que torna inaceitável esta situação de completo descaso das rodovias nacionais. Nesse contexto, engenheiros rodoviários buscam novas soluções tecnológicas e investigações de novos materiais aplicados aos revestimentos asfálticos para que o mesmo responda com uma melhor segurança, redução de custos e uma vida útil maior para a via pavimentada.

Diante dos crescentes volumes de veículos comerciais (Figura 1.2) que elevam o peso por eixo nos corredores de tráfego pesado canalizado e frente às condições adversas de clima iniciou-se o desenvolvimento de novos tipos de revestimentos que conferissem melhor comportamento a estas situações adversas.

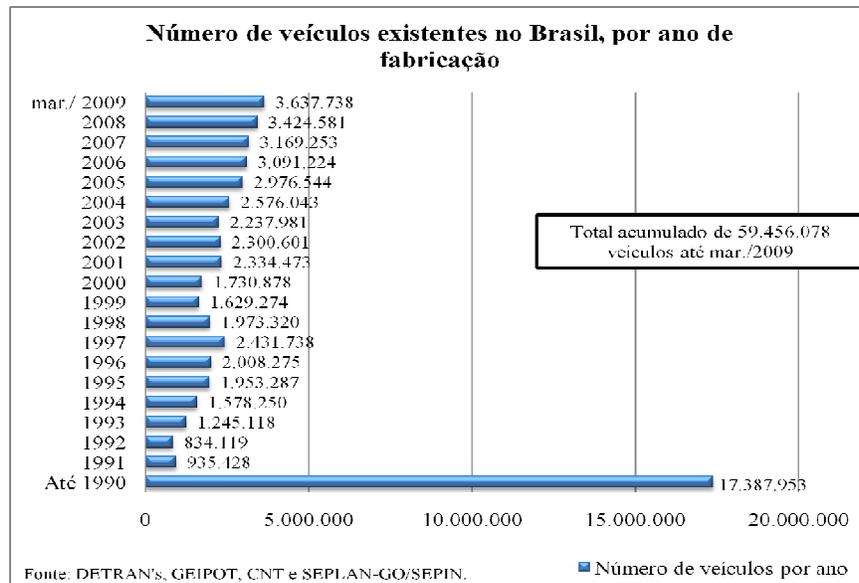


Figura 1.2. Número de veículos existentes no Brasil, por ano de fabricação de 1990 a março de 2009.

Com esse cenário é que se estabelece esta pesquisa, onde procura-se avaliar a adição de fibras sintéticas (polipropileno e aramida) no comportamento de ligantes e da misturas asfálticas (abertas). Sendo a pesquisa conduzida por, uma análise experimental e posteriormente mediante uma análise paramétrica do comportamento mecânico da mistura modificada com fibras quando aplicadas a estruturas de pavimentos hipotéticas.

## 1.2. HISTÓRICO DE ASFALTOS MODIFICADOS

Historicamente, o homem vem associando materiais de reforço (fibras) e agentes modificadores a matrizes (solos, concretos de cimento Portland e asfálticos) para melhoria das propriedades do elemento como um todo. Palmeira (1992) faz um levantamento de alguns processos de reforço ao longo da história: técnicas de reforço de solos são encontradas em partes da Muralha da China, em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço e a utilização de mantas de algodão em 1926, pelo departamento de estradas da Carolina do Sul, EUA, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos.

As aplicações práticas de asfaltos modificados se iniciaram em 1901, quando a *Société du Pavage en Asphalt Caoutchoute* foi estabelecida na França. Em 1902 foi construída a primeira estrada utilizando asfalto modificado com borracha natural, em Cannes, França. Depois de

1945, após término da segunda guerra mundial, passaram a ser utilizados também polímeros sintéticos como modificadores do asfalto (Lima *et al.*, 2005).

A adição de modificadores ao asfalto para fins de pavimentação intensificou-se por volta de 1970, nos Estados Unidos e na Europa, onde, na Itália foram produzidos revestimentos asfálticos modificados com a adição de polietileno durante o processo de usinagem da mistura (Greco, 2008).

No Brasil, segundo diversas pesquisas, o uso de ligantes modificados em rodovias começou a ser testado somente a partir de 1974, com um CAP (cimento asfáltico de petróleo) modificado com resina epóxi aplicado na BR-116 (Rio – São Paulo) e também na ponte Rio-Niterói. Nos anos 1980 usou-se uma emulsão asfáltica modificada por polímeros no Autódromo de Jacarepaguá o qual em 1996 e 1997 recebeu uma mistura asfáltica e pintura de ligação, sendo ambas modificadas, respectivamente, por SBS (estireno butadieno estireno) e SBR (borracha estireno butadieno). No Rio de Janeiro, em 1990, o DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) realizou trechos com misturas modificadas por copolímeros SBS e EVA (Etileno Acetato de Vinila). Em 1997 já eram comercializados asfaltos modificados pelo polímero SBS, pela companhia Ipiranga Asfaltos S.A.. A PETROBRAS iniciou a comercialização de asfaltos modificados por SBS e por SBR em 1998 (Bernucci *et al.*, 2006).

Recentemente Mello *et al.* (2008), na Universidade do Arizona - EUA, verificaram o uso de fibras sintéticas de polipropileno e aramida, misturadas aleatoriamente, em concretos betuminosos usinados a quente (CBUQ) e constataram os benefícios trazidos por esta adição.

### 1.3. RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A literatura demonstra que as fibras podem melhorar o desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação permanente, ao trincamento por fadiga e à suscetibilidade das misturas a variações térmicas. Mello *et al.* (2008), numa parceria entre a Universidade do Arizona - EUA e a Universidade de Brasília (UnB), elaboraram estudos sobre a adição de fibras sintéticas de polipropileno e de aramida no pavimento, obtendo significativas melhorias em ligantes e concretos asfálticos utilizados nos EUA.

Segundo Fernandes *et al.* (2007) as melhorias nos ligantes e misturas asfálticas (modificadas) ocorrem, basicamente, pela redução da suscetibilidade do material à temperatura e devido ao

aumento de sua flexibilidade. De forma geral, Silva (2005) *apud* Fernandes *et al.* (2007) cita que os efeitos oriundos da adição de modificadores são os listados a seguir:

- ❖ Endurecimento do ligante e misturas a altas temperaturas de forma a minimizar a deformação;
- ❖ Flexibilização do ligante a baixas temperaturas minimizando a formação de fissuras por efeito térmico;
- ❖ Melhoria da resistência a fadiga, da coesão entre asfalto-agregado (reduzindo o descolamento de agregado (melhora de adesividade)), da resistência à abrasão e da resistência ao envelhecimento;
- ❖ Formação de filmes mais espessos sobre os agregados;
- ❖ Redução da espessura dos pavimentos flexíveis, da suscetibilidade da mistura à água (uma vez que o maior dano da água ocorre pelo deslocamento do filme de ligante da superfície do agregado) e
- ❖ Redução dos custos de conservação e restauração durante a vida útil do pavimento.

Diante da gama de produtos (polímeros, borrachas de pneu, fibras etc.) e de novos tipos de aplicações rodoviárias (asfaltos drenantes, microvestimentos, membranas antifissuras, pavimentos de alto módulo, pavimentos ultradelgados e SMA (*Stone Matrix Asphalt* – Matriz Pétrea Asfáltica)) é que se torna necessária uma reavaliação do desempenho das misturas modificadas com fibra, tanto experimentalmente quanto por modelagens numéricas, para a validação dos benefícios dessa adição no dimensionamento de pavimentos flexíveis, já que existem poucas pesquisas com resultados experimentais.

#### 1.4. OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa se dividem em duas etapas, um estudo experimental e uma avaliação paramétrica.

Inicialmente, por meio de um estudo laboratorial, misturas (abertas) modificadas (pela adição de fibras sintéticas de polipropileno e aramida) serão avaliadas comparativamente com

misturas convencionais sem adição de fibras, verificando se houve ou não melhoria no desempenho do material asfáltico, seja ele, mistura ou ligante.

Por fim, os resultados obtidos dessa campanha laboratorial, em forma de parâmetros, fornecerão subsídios para uma análise paramétrica a partir de um modelo numérico, baseado na teoria elástica de múltiplas camadas, já implementado no programa KENLAYER (Huang, 1993) o qual será utilizado para análises de estruturas hipotéticas de um pavimento tipo.

## 1.5. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A pesquisa desenvolvida é dividida em cinco (5) capítulos. Descreve-se, de maneira resumida, a enumeração de cada capítulo reportando o assunto que é tratado por cada um deles:

**Capítulo 1: Introdução** expõe a problemática a ser estudada situando-a no contexto nacional buscando demonstrar as ações desenvolvidas. Em seguida é feito um apanhado histórico de asfaltos modificados tanto mundialmente como nacionalmente, e em seguida são expostas as relevâncias da pesquisa e, por fim, colocam-se os objetivos pretendidos neste trabalho.

**Capítulo 2: Revisão bibliográfica** aborda as propriedades e características principais dos materiais utilizados para confecção de um revestimento asfáltico. Inicialmente são definidas as propriedades físicas, químicas e reológicas do ligante virgem e modificado, assim como os tipos de ligantes modificados. A seguir, é feito um apanhado sobre misturas usinadas a quente abertas, tipo CPA. Por fim, é feita uma revisão sobre materiais compósitos e misturas asfálticas modificadas por fibra, onde se procurou citar os principais tipos de fibras, os mecanismos, os teores e os benefícios da associação asfalto fibra.

**Capítulo 3: Materiais e métodos;** descreve os materiais utilizados (ligante, agregado, fibras (aramida & polipropileno)) e os ensaios de caracterização de cada material. São descritos os ensaios mecânicos e o método de dosagem feitos na mistura sem e com modificante.

**Capítulo 4: Apresentação e análise dos resultados experimentais;** apresenta os resultados extraídos das campanhas laboratoriais com suas respectivas discussões. Também são apresentados os resultados obtidos durante a análise paramétrica para estruturas hipotéticas de um pavimento típico.

**Capítulo 5: Conclusões e sugestões para trabalhos futuros;** são apresentadas as conclusões do presente estudo, as recomendações de projeto e as sugestões para futuros estudos acerca de misturas asfálticas densas, abertas e descontínuas virgens e modificadas por fibras de aramida e polipropileno.

# CAPÍTULO 2

## *Revisão Bibliográfica*

---

### 2.1. CONSIDERAÇÃO INICIAL

Misturas asfálticas utilizadas nos revestimentos flexíveis são formadas por associações de agregados e ligantes asfálticos e, em alguns casos, de produtos complementares, como polímeros e fibras. Estas associações buscam melhorar diferentes aspectos do desempenho do revestimento asfáltico que exigem, em caso específico dessa pesquisa, maior coesão, melhor adesão aos agregados, boa resistência ao envelhecimento e susceptibilidade térmica mais adequada em toda a faixa de utilização de temperatura do pavimento. Muitos estudos se desenvolveram sobre estes assuntos e a seguir é feito um breve resumo dos materiais e propriedades mais relevantes para esta pesquisa.

### 2.2. LIGANTES ASFÁLTICOS

#### 2.2.1. INTRODUÇÃO

Bernucci *et al.* (2006) descrevem que a pavimentação asfáltica é a técnica mais empregada mundialmente, e que cerca de 95% das estradas brasileiras são constituídas por revestimentos asfálticos. Dentre as motivações que propiciam o uso intensivo desse material tem-se: ocorrência de uma forte união entre os agregados, agindo como um ligante que permite flexibilidade controlável; é impermeabilizante, é durável e resistente à ação da maioria dos ácidos, dos álcalis e dos sais, podendo ser utilizado aquecido ou emulsionado, em amplas combinações de esqueleto mineral, com ou sem aditivos.

A produção de asfalto, do final de 2008 (2.125.959 m<sup>3</sup>) ao final de abril em 2009 (500.200 m<sup>3</sup>), no Brasil corresponde, segundo dados da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), de 1 a 2% do total de derivados de petróleo produzidos nacionalmente. Isto corresponde a um acréscimo, em média aritmética, de 38% para o ano de 2008 em relação aos anos entre 2000 e 2007.

O asfalto utilizado na pavimentação é um ligante betuminoso que provém da destilação do petróleo e que tem a propriedade de ser um adesivo semi-sólido à temperatura ambiente, viscoelástico, que se comporta como um sólido vítreo a baixas temperaturas e/ou durante carregamento rápido (pequeno tempo de aplicação de carga – alta frequência de aplicação) e como um fluido viscoso a altas temperaturas e/ou durante carregamento lento (longo tempo de aplicação de carga – baixa frequência de aplicação). A resposta do ligante asfáltico ao esforço é, por consequência, dependente de ambos, temperatura e tempo de aplicação de carga. Consequentemente, a reologia do ligante asfáltico é definida pela sua resposta à tensão/deformação/tempo/temperatura (Airey & Brown, 1998 *apud* Morilha Jr., 2004; Bernucci *et al.* 2006).

No entanto, o asfalto ou ligante pode variar suas características de acordo com o tipo de petróleo ou ainda com tipo de planta industrial da refinaria onde é obtido colaborando para variabilidade das propriedades físicas, químicas e reológicas do ligante. Nessa linha de pensamento é apresentada a seguir uma síntese referente a algumas características e especificações dos ligantes asfálticos que são importantes para o entendimento desta pesquisa.

### 2.2.2. QUÍMICA DO ASFALTO

Haja vista que, dependendo do petróleo e do processo de refino, têm-se variados tipos de cimentos asfálticos é que se torna necessário um prévio conhecimento da química do ligante asfáltico a qual influencia no desempenho físico e mecânico das misturas asfálticas, mas tendo sua maior influência nos processos de incorporação de agentes modificadores. É na escala micro do asfalto que vai residir uma boa ou ruim compatibilidade entre o agente modificador e a matriz asfáltica.

Em várias pesquisas, (Leite, 1999; Lucena, 2005; Silva, 2005), o CAP é definido quimicamente como sendo mistura complexa de 90 a 95% de hidrocarbonetos e de 5 a 15% de heteroátomos (oxigênio, enxofre, nitrogênio e metais – vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio) unidos por ligações covalentes.

Diante da complexidade de sua composição química onde cada molécula tem o número de átomos de carbono variando de 20 a 120 e peso molecular de 300 a 2000, muitos pesquisadores elaboraram metodologias de separação dos ligantes asfálticos como os métodos de Schweyer & Traxler; Rostler & Sternberg e o método de Corbett um dos mais utilizados.

No entanto, o método mais moderno empregado atualmente é a da ASTM D 4124-01, aquele que separa as seguintes frações: saturados, nafteno-aromáticos, polar-aromáticos e asfaltenos. Os asfaltenos são separados primeiro por precipitação com adição de n-heptano, e os outros constituintes, englobados na designação genérica de maltenos, são solúveis no n-heptano e separados por cromatografia de adsorção. Na Europa utiliza-se método similar conhecido como SARA (S de saturados, A de aromáticos, R de resinas e A de asfaltenos), sendo a separação dos constituintes realizada por cromatografia de camada fina com detecção por ionização de chama (Leite, 1999). Em ambos os métodos, ASTM D 4124-01 e SARA, a separação é feita conforme Figura 2.1 a seguir:



Figura 2.1. Esquema das principais etapas do fracionamento do ligante asfáltico

Os asfaltenos, fração correspondente a 5 a 25% CAP, segundo Bernucci *et al.* (2006) e Lucena (2005) são aglomerados de compostos polares e polarizáveis formados por associações intermoleculares, constituídos de hidrocarbonetos naftênicos condensados e de cadeias saturadas curtas, sendo sólidos amorfos pretos ou marrons. As resinas são compostos de hidrogênio e carbono, com pequena proporção de oxigênio, enxofre e nitrogênio. São sólidos ou semi-sólidos marrons escuros, sendo de natureza polar e fortemente adesiva. Os componentes aromáticos são de baixa massa molar e em maior proporção no asfalto, sendo o meio de dispersão e peptização dos asfaltenos. Esses componentes formam um líquido viscoso amarelo polar, com cadeias não-saturadas de carbono, constituindo de 40 a 65% do total do asfalto. Os saturados são cadeias retas e ramificadas de hidrocarbonetos, sendo óleos viscosos não-polares transparentes, compondo de 5 a 20% dos asfaltos.

Com este arcabouço tão complexo é evidente que as propriedades do CAP podem ser confrontadas com cada fração que os constitui. Corbett e Petrovski (1978) *apud* Lucena (2005) creditam aos saturados a influência negativa na susceptibilidade térmica, aos aromáticos a contribuição para a melhoria de propriedades físicas, as resinas a melhoria da ductilidade e na dispersão dos asfaltenos e aos asfaltenos a contribuição no aumento da viscosidade o que torna o CAP menos susceptível a variações de temperatura, embora se deva considerar ainda a forma do asfaleno, sendo maior o efeito sobre a reologia quanto mais esférica for a partícula.

Por fim, as proporções de cada fração, resinas e/ou asfaltenos, governa o comportamento como solução (Sol) ou como gelatina (Gel) do CAP. Isto acaba por aguçar os pesquisadores na busca por modelos que representem a estrutura do asfalto.

#### 2.2.2.1. MODELOS ESTRUTURAIS DOS CIMENTOS ASFÁLTICOS

Basicamente existem dois modelos estruturais propostos para o CAP: o modelo de micelas de Yen e o modelo elaborado pelo corpo de pesquisadores do SHRP (*Strategic Highway Research Program*).

O modelo de Yen (Figura 2.2), o mais antigo entre os dois, considera o asfalto composto por um sistema coloidal onde as micelas individuais ou aglomerados delas, compostas por asfaltenos, ficam envoltas por um meio oleoso (óleos saturados e aromáticos). As resinas entram no modelo no espaço de transição entre o centro da micela até o meio oleoso.

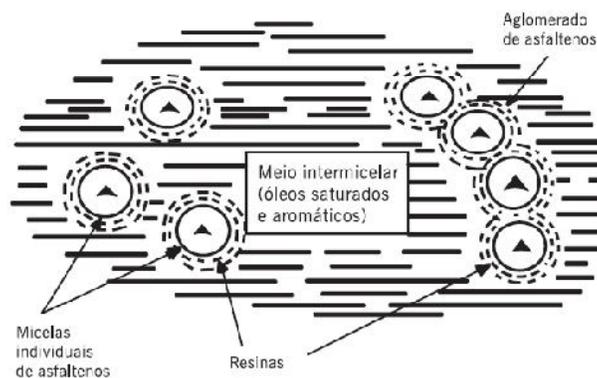


Figura 2.2. Representação do modelo de micelas de Yen (Leite, 1999)

Com o modelo de micelas várias pesquisas se desenvolveram e como resultado criou-se três conceitos interdependentes em função da concentração de cada uma das frações presentes no

asfalto. Os conceitos estabelecidos foram os comportamentos Sol e Gel do asfalto e o índice de instabilidade coloidal ( $I_c$ ).

Quando o CAP assume características de um fluido Newtoniano ou apresenta-se como uma solução diz-se que este é do tipo Sol. Isto decorre da boa mobilidade das micelas que estão intimamente ligadas à quantidade de resinas e aromáticos e o quanto as micelas apresentam-se peptizadas ou dispersas no meio intermicelar. A boa mobilidade deste CAP, no entanto, fornece pouca influência no revestimento durante aplicação de cargas, devido a sua alta capacidade de fluxo plástico, mas em compensação, ajuda muito o revestimento no retorno das micelas a posição original (Lucena, 2005). Ao contrário do CAP tipo Sol o do tipo Gel tem a razão de aromáticos e resinas insuficiente para peptizar as micelas. Esta falta de balanceamento entre meio intermicelar e as micelas colabora para formação de uma estrutura de pacotes de micelas com aberturas entre as micelas interligadas, na qual os vazios internos são preenchidos com um fluido intermicelar ou de constituição mista. Este tipo de estrutura confere ao asfalto características de um fluido não-Newtoniano que segundo Ramos *et al.* (1995) *apud* Bernucci *et al.* (2006) leva o CAP do tipo Gel a uma maior resistência à aplicação das cargas e menos suscetível ao retorno, consequentemente são mais propensos ao trincamento prematuro.

Na busca de estabelecer parâmetros para uma definição do comportamento do asfalto, frente a sua composição química, Gaestel (1971) *apud* Silva (2005) desenvolveu o Índice de Instabilidade Coloidal ( $I_c$ ) o qual quantifica e qualifica, em Sol e/ou Gel, um determinado tipo de asfalto por meio da equação 2.1:

$$I_c = \frac{\text{Asfaltenos} + \text{Saturados}}{\text{Aromáticos} + \text{Resinas}} \quad (2.1)$$

Silva (2005) expõe que ligantes asfálticos com  $I_c$  inferior a 0,1 são ligantes pouco estruturados, cujo comportamento pode ser chamado de SOL. Valores de  $I_c$  superiores a 0,5 representam um ligante bastante estruturado, com comportamento de GEL. Considera-se também que quanto maior for  $I_c$ , maior será a instabilidade coloidal do asfalto e mais difícil a incorporação de um modificador.

O segundo modelo de representação da estrutura do asfalto é reflexo da evolução da química (desenvolvimento de novas técnicas de análise química) que em conjunto com anos de

pesquisas desenvolvidas pelo programa de pesquisa SHRP estabeleceu um novo modelo estrutural que confronta a idéia de uma estrutura formada por micelas proposta pelo modelo de Yen. Então dentro das pesquisas do SHRP definiram o asfalto como uma matriz molecular tridimensional formada por moléculas polares e não-polares, ligadas por forças intra e intermoleculares (Van der Waals, pontes de hidrogênio e ligações  $\pi$ - $\pi$ ) que explicam as características viscoelásticas do ligante asfáltico.

Segundo pesquisadores do programa SHRP o modelo estrutural coloidal descrito anteriormente não explica o comportamento reológico do CAP, em função da temperatura, tempo de carga, envelhecimento e sua relação com o desempenho em serviço. A evolução da química, através de técnicas desenvolvidas na última década de determinação de pesos moleculares e raios x, demonstrou que o peso molecular médio do CAP é de 700 a 900, bem menor do que se imaginava anteriormente e evidenciou a existência de estruturas formadas por associações moleculares, fracamente ligadas, denominadas microestruturas (Anderson, 1991 *apud* Leite, 1999; Lucena, 2005; Bernucci *et al.*, 2006).

Diante do novo modelo estrutural ficaram mais evidentes os comportamentos viscoelásticos do asfalto submetido a aumentos de temperatura ou por ação de forças cisalhantes. A seguir serão traçados alguns modelos reológicos que buscam representar o comportamento desse complexo esqueleto que compõe o asfalto.

### 2.2.3. REOLOGIA DO ASFALTO

É de senso comum entre muitas pesquisas e/ou livros como em Amaral (2000), Mello (2008), Papagiannakis & Masad (2007) afirmar que o asfalto é considerado um material viscoelástico podendo apresentar um fluxo viscoso ou uma recuperação elástica dependendo da temperatura e do tempo de carregamento a ele imposto. Nesse contexto é que se enquadram os estudos da reologia na qual busca-se analisar a deformação e fluxo dos materiais, seja nas formas líquida e sólida em termos da elasticidade e da viscosidade do material.

Contudo, inicialmente, para melhor entendimento é importante traçar algumas considerações sobre dois conceitos distintos que mutuamente vão definir o comportamento dos asfaltos, os conceitos de viscosidade e de elasticidade.

Segundo Papagiannakis & Masad (2007) um material viscoelástico combina o comportamento de um sólido elástico e um líquido viscoso. O sólido elástico é representado

pela lei de Hooke  $\tau = G \cdot \gamma$ , onde  $G$  é o módulo de cisalhamento e o  $\gamma$  a distorção, o líquido viscoso é representado por relação newtoniana viscosa  $\tau = \eta \cdot \dot{\gamma}$ , onde  $\eta$  é a viscosidade e  $\dot{\gamma}$  e a taxa de deformação cisalhante.

Viscosidade ( $\eta$ ), de maneira simples, é a relação linear existente entre a tensão de cisalhamento ( $\tau$ ) aplicada e a taxa de deformação ( $d\gamma/dt$ ) podendo ser expressa pela equação 2.2.

$$\eta = \frac{\left(\frac{F}{A}\right)}{\left(\frac{dv}{dx}\right)} = \frac{\tau}{\dot{\gamma}} \quad (2.2)$$

Quando um líquido apresenta uma relação conforme a acima citada o mesmo é descrito como tendo um comportamento newtoniano ou como sendo um líquido viscoso ideal. Esta linearidade indica que a  $\eta$  é independente da taxa de cisalhamento. Porém, a realidade no revestimento asfáltico é diferente. As temperaturas e tempos de duração das cargas de serviço impostas ao concreto asfáltico fazem que ele apresente um comportamento não-newtoniano onde a viscosidade é função da taxa de deformação conforme Figura 2.3.

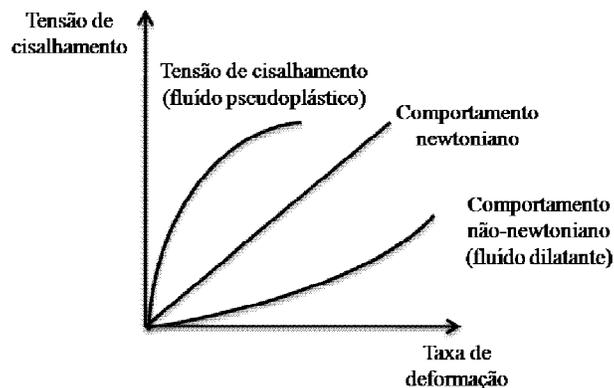


Figura 2.3. Ilustração de comportamentos Newtonianos e não-newtonianos (Modificado e traduzido - (Papagiannakis & Masad, 2007))

Ao analisar o ligante asfáltico sob um carregamento senoidal como pode ser observado na Figura 2.4, materiais viscoelásticos como o CAP não apresentam a taxa de deformação de forma não proporcional a tensão aplicada. Assim, a partir de ensaios específicos define-se os valores do módulo complexo e ângulo de fase pelas equações 2.3 e 2.4:

$$\delta = \omega \cdot \Delta t \quad (2.3)$$

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \quad (2.4)$$

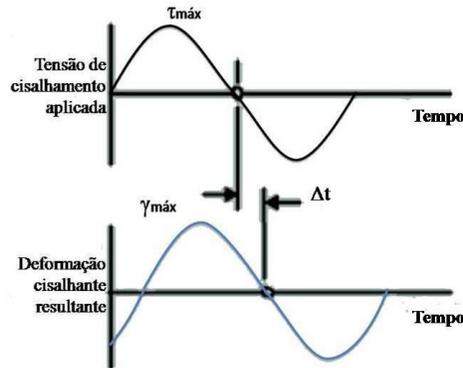


Figura 2.4. Representação de um carregamento do tipo senoidal aplicado ao ligante asfáltico. O módulo complexo ( $G^*$ ) é a medida da resistência total do material à deformação quando exposto a pulsos repetidos de tensões de cisalhamento e consiste de um componente elástico (recuperável) e outro viscoso (não-recuperável), representados nas equações 2.5 e 2.6 respectivamente.

$$G' = |G^*| \cdot \cos(\delta) \quad (2.5)$$

$$G'' = |G^*| \cdot \sin(\delta) \quad (2.6)$$

O ângulo de fase ( $\delta$ ) é um indicador da quantidade relativa de deformação recuperável e não-recuperável, o mesmo se traduz como a defasagem entre a máxima deformação aplicada e o cisalhamento máximo conforme mostrado na Figura 2.4. Dessa forma materiais elásticos  $\delta = 0^\circ$  e materiais totalmente viscosos  $\delta = 90^\circ$ .

Segundo Mello (2008), para certas condições (temperatura e carregamento, por exemplo), não muito raras, a resposta de um concreto asfáltico tem parcelas elásticas ( $\epsilon^{ve}$ ,  $\epsilon^e$ ), plásticas ( $\epsilon^p$ ) e viscoplásticas ( $\epsilon^{vp}$ ) como representado na Figura 2.5.

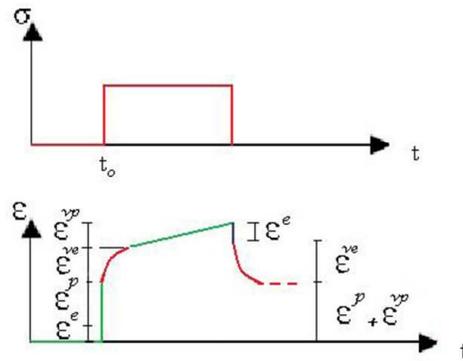


Figura 2.5. Esquema das componentes de deformação para um material elasto-viscoplástico submetido a um estado de tensão.

Onde:

$\varepsilon^e$ : deformação elástica (recuperável e independente do tempo);  $\varepsilon^p$ : deformação plástica (irrecuperável e independente do tempo);  $\varepsilon^{ve}$ : deformação viscoelástica (recuperável e dependente do tempo);  $\varepsilon^{vp}$ : deformação viscoplástica (irrecuperável e dependente do tempo).

Dessa maneira no próximo item está descrito o comportamento reológico de misturas asfálticas que se aproxima do comportamento do cimento asfáltico.

### 2.2.3.1. VISCOELASTICIDADE LINEAR EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Considera-se aceitável a aplicação da hipótese elástico-linear, quando o tempo de duração do carregamento for relativamente baixo e a temperatura de serviço do pavimento for relativamente baixa (inferior a 25°C), pois quando a temperatura de serviço do pavimento for relativamente alta, a parcela elástica das deformações torna-se desprezível, principalmente sob a ação de cargas estáticas ou de longa duração (Amaral, 2000).

Modelos e ensaios reológicos foram desenvolvidos com o intuito de caracterizar e determinar as propriedades reológicas das misturas asfálticas que influenciam significativamente o desempenho das misturas asfálticas durante a usinagem, a compactação e o tempo de serviço. Segundo Huang (1993) existem dois métodos gerais para caracterizar materiais viscoelásticos: um por um modelo mecânico e o outro por uma curva de compliância de fluência.

Mello (2008) e Ramos (2009) descreveram que as propriedades viscoelásticas são caracterizadas comumente sob um carregamento harmônico ou estático constante. No primeiro caso, o material é caracterizado pelo módulo complexo ( $E^*$ ) e pelo ângulo de fase ( $\varphi$ ).

Para um carregamento uniaxial harmônico ou oscilatório, a relação entre os valores de tensão e deformação são traduzidos como sendo o módulo complexo ( $E^*$ ). Contudo, quando

amostras estão submetidas a tal tipo de carregamento as respostas de tensão e deformação apresentam-se defasadas entre si. Esta defasagem é definida como o ângulo de fase ( $\varphi$ ). Assim, considerando uma deformação que obedeça a uma função senoidal, conforme equações 2.7, 2.8 e Figura 2.6, defini-se matematicamente  $E^*$  como na equação 2.10.

$$\varepsilon_{(t)} = \varepsilon_0 \cdot \sin(\omega \cdot t - \varphi) \quad (2.7)$$

$$\sigma_{(t)} = \sigma_0 \cdot \sin(\omega \cdot t) \quad (2.8)$$

onde:  $\varepsilon_0$  é a amplitude de deformação,  $\sigma_0$  é a amplitude de tensão,  $\varphi$  é o ângulo de fase e  $\omega$  é a velocidade angular a qual é relacionada com a frequência  $f$  por:

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f \quad (2.9)$$

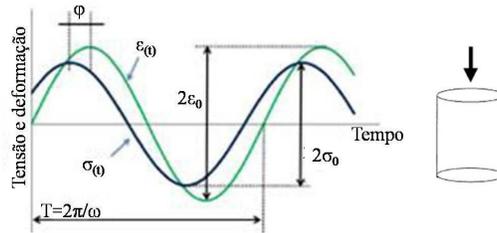


Figura 2.6. Representação gráfica de uma amostra sobre um carregamento harmônico

O módulo complexo possui partes reais e imaginárias e é definido pela Equação 2.10. As parcelas  $E''$  (módulo de perda) e  $E'$  (módulo de armazenamento) são parâmetros proporcionais à energia armazenada e dissipada durante um ciclo e são conhecidas como módulo de perda e módulo de armazenagem, respectivamente (Equações 2.11 e 2.12). O valor absoluto do módulo complexo é conhecido como módulo dinâmico  $|E^*|$ , definido como a relação entre as amplitudes de tensão e deformação em um carregamento harmônico.

$$E^* = E' + i \cdot E'' \quad (2.10)$$

$$E' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \cos(\varphi) = |E^*| \cdot \cos(\varphi) \quad (2.11)$$

$$E'' = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \cdot \sin(\varphi) = |E^*| \cdot \sin(\varphi) \quad (2.12)$$

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (2.13)$$

Sob carregamento estático constante ou deslocamento constante o comportamento viscoelástico é caracterizado por meio da função (ou módulo) de fluência ou *creep compliance*  $D(t)$  e pelo módulo de relaxação  $E(t)$ .

As funções  $E(t)$  e  $D(t)$  representam as propriedades mecânicas de um material viscoelástico e podem ser obtidas em ensaios laboratoriais. De maneira resumida, a função de relaxação define o comportamento do material quando este está submetido a certa deformação constante, com a tensão se desenvolvendo ao longo do tempo. Já a função de fluência define o comportamento do material quando submetido a uma tensão constante, com a deformação se desenvolvendo ao longo do tempo (Mello, 2008). O módulo de relaxação é mais complexo de ser avaliado, já que a manutenção de uma deformação constante em materiais viscoelásticos não é uma tarefa simples (Kim *et al.*, 2002b *apud* Mello, 2008).

Assim uma amostra sob um carregamento de fluência apresenta a relação entre a deformação  $\varepsilon(t)$  e a tensão constante  $\sigma_0$  correspondente a *creep compliance* conforme equação 2.14.

$$D(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} \quad (2.14)$$

Por outro lado em um experimento de relaxamento, o material apresenta a relação entre a tensão e a deformação como sendo o módulo de relaxação calculado conforme equação 2.15.

$$E(t) = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon_0} \quad (2.15)$$

Observa-se que os modos de obtenção das duas funções são opostos. Porém, não é válido no domínio do tempo, ou seja, no plano real que o módulo de relaxação seja igual ao inverso do módulo de fluência. Usando a transformada de Laplace pode-se definir que a transformada da função do módulo de relaxação é a inversa da transformada do módulo de fluência. Como os materiais viscoelásticos apresentam um comportamento dependente do tempo e da taxa de carregamento, suas respostas não dependem somente do carregamento aplicado no instante específico, mas do histórico completo do carregamento (Christensen, 1982 *apud* Ramos, 2009). Pensando nisso foram desenvolvidas as chamadas integrais hereditárias (convolução) ou integrais de Superposição de Boltzmann. Tais integrais carregam em sua estrutura funções

conhecidas como de memória ou hereditárias, pois fazem a ligação do estado presente do material com o previamente observado, como pode ser visto nas equações 2.16 e 2.17.

$$\varepsilon(t) = \int_0^t D(t-\tau) \cdot \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (2.16)$$

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t-\tau) \cdot \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} \cdot d\tau \quad (2.17)$$

onde:  $\sigma$  é a tensão,  $\varepsilon$  é a deformação,  $E$  é a função de relaxação,  $D$  é a função de fluência,  $t$  é o tempo transcorrido e  $\tau$  é a variável auxiliar de integração.

Utilizando a equação 2.16 pode-se obter a deformação de um material viscoelástico linear uma vez conhecido o histórico de tensão e a função para módulo de fluência com o tempo. De modo similar, pode-se determinar a resposta da tensão de um material viscoelástico linear submetido a uma determinada história de deformação conhecendo-se o módulo de relaxação do material, utilizando-se a equação 2.17. No entanto para resolução das equações 2.16 e 2.17 se faz necessária a representação matemática das funções de relaxação e de fluência. Uma das representações comumente mais utilizadas na representação de sólidos viscoelásticos é a chamada série de Prony. Esta série é obtida por regressão mediante dados obtidos a partir de avaliações laboratoriais de *creep* ou relaxação. Então as duas funções de  $D(t)$  e  $E(t)$  podem ser representadas pelas equações 2.18 e 2.19.

$$D(t) = D_0 + \sum_{i=1}^N D_i \cdot \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right) \right] \quad (2.18)$$

$$E(t) = E_\infty + \sum_{i=1}^N E_i \cdot \left[ 1 - \exp\left(-\frac{t}{P_i}\right) \right] \quad (2.19)$$

onde:  $D_0$ ,  $D_i$ ,  $E_\infty$ ,  $E_i$ ,  $T_i$  e  $P_i$  são coeficientes da série de Prony e  $N$  é o número de termos. Fisicamente  $T_i$  pode ser interpretado como o tempo de retardo, e  $P_i$  o tempo de relaxação.

### 2.2.3.2. MODELOS REOLÓGICOS

É comum no meio técnico representar materiais viscoelásticos por meio de modelos reológicos, dessa maneira a série de Prony também representa um modelo reológico conhecido como modelo generalizado o qual emprega sistemas de molas e amortecedores associados de diferentes maneiras. Basicamente os modelos reológicos para materiais viscoelásticos advêm de associações de dois modelos básicos, a mola ou elemento de Hooke e

o amortecedor ou elemento de Newton, que representam respectivamente as propriedades fundamentais da elasticidade e da viscosidade. As representações dos dois elementos básicos se encontram na Figura 2.7 abaixo.

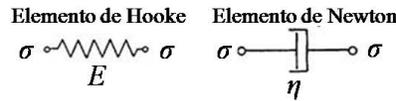
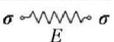
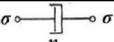
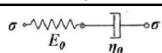
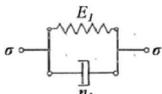
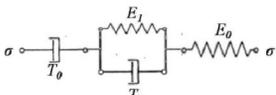
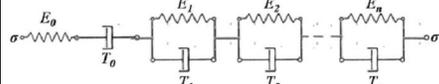


Figura 2.7. Representação dos modelos reológicos básicos, a mola de Hooke e o amortecedor de Newton.

Associando em paralelo e/ou em série os elementos de Hooke e Newton vão sendo criados elementos mais complexos (Maxwell, Kelvin, Burgers e combinações destes como no modelo generalizado) que buscam estabelecer uma relação de dependência entre a deformação e o tempo. Então de forma compacta os principais modelos viscoelásticos e suas relações constitutivas estão compilados na Tabela 2.1.

Tabela 2.1. Principais modelos reológicos

Modelo	Nome	Relação constitutiva das deformações	Associações
	Elástico	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$	-
	Viscoso	$\varepsilon = \frac{\sigma \cdot t}{\eta}$	-
	Maxwell <sup>(1)</sup>	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} + \frac{\sigma \cdot t}{\eta_0} = \frac{\sigma}{E_0} \cdot \left(1 + \frac{t}{T_0}\right)$	Combinação em série dos modelos elástico e viscoso
	Kelvin	$\int_0^\varepsilon \frac{d\varepsilon}{\sigma - E_1 \cdot \varepsilon} = \int_0^t \frac{dt}{\eta_1}$ ou $\varepsilon = \frac{\sigma}{E_1} \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_1}\right)\right]$	Combinação em paralelo dos modelos elástico e viscoso
	Burgers <sup>(1), (2)</sup>	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \cdot \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \frac{\sigma}{E_1} \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_1}\right)\right]$	Combinação em série dos modelos de Kelvin e Maxwell.
	Generalizado	$\varepsilon = \frac{\sigma}{E_0} \cdot \left(1 + \frac{t}{T_0}\right) + \sum_{i=1}^n \frac{\sigma}{E_i} \cdot \left[1 - \exp\left(-\frac{t}{T_i}\right)\right]$	Combinação em série de um modelo de Burgers com "n" modelos de Kelvin.

(1) - Estes dois modelos não devem ser utilizados na representação do comportamento de sólidos, pois estes modelos desenvolvem deformações irreversíveis que tendem ao infinito devido ao fluxo viscoso inerente ao amortecedor associado em série.

(2) - Representa bem o comportamento de um material viscoelástico, porém um único conjunto do tipo de Kelvin pode não ser suficiente para cobrir grandes tempos de deformação retardada. Por isso desenvolveu-se o modelo Generalizado.

O modelo generalizado é composto por constantes viscoelásticas ( $E_0$ ,  $T_0$ ,  $E_i$  e  $T_i$ ) que são determinadas por dois métodos, o método dos resíduos sucessivos e o método da colocação (Huang, 1993). Ambos utilizam a curva do ensaio de *creep* para a determinação dos

coeficientes da série de Prony (ou modelo generalizado). O método dos resíduos sucessivos baseia-se na subdivisão da curva do ensaio *creep* em diversas partes, cada uma representando o comportamento de um corpo de Kelvin. O método da colocação, no entanto, baseia-se no fato de que a função de fluência é linear com relação aos coeficientes  $D_i$ , porém não linear com relação aos tempos de relaxação  $T_i$ . Assim sendo, assumindo-se valores para coeficientes  $T_i$ , pode-se determinar os coeficientes  $D_i$  através da solução de um sistema de equações lineares (Souza e Soares, 2002a *apud* Ramos, 2009).

#### 2.2.4. ESPECIFICAÇÕES DAS PROPRIEDADES DOS LIGANTES ASFÁLTICOS

A avaliação cuidadosa das propriedades do ligante asfáltico, seja ele modificado ou não, é imprescindível para uma posterior avaliação da mistura asfáltica resultante. Assim ensaios e/ou procedimentos que visam verificar a adequação de um determinado ligante asfáltico foram criados. Basicamente dentre os principais procedimentos realizados se encontram: os que visam avaliar a consistência e a viscosidade do ligante. No entanto agregado a essas avaliações vêm outras que avaliam características físicas, de durabilidade, de pureza e de segurança.

Atualmente no Brasil os ensaios realizados são os de acordo com a Resolução ANP nº19 de 11/07/2005 e DNIT EM 095/2006 onde os ligantes brasileiros devem se enquadrar nas especificações da Tabela 2.2. Contudo é importante que se ressalte que nessa mesma resolução da ANP já se encontram ensaios da metodologia proposta pelo programa americano SHRP (*Strategic Highway Research Program*) o qual veio somar positivamente nos estudos para avaliação do ligante asfáltico. O programa criado nos EUA veio de forma contundente confrontar as antigas especificações americanas (ASTM) de cimentos asfálticos que, assim como as brasileiras, eram baseadas em resultados de ensaios carregados de empirismo. Assim pesquisadores americanos criaram novos requisitos baseados em ensaios reológicos com critérios relacionados ao desempenho em serviço. As novas especificações resultantes desta pesquisa originaram uma nova metodologia denominada Superpave (*Superior Performance Pavements*). Segundo Lucena (2005) dentro desta nova metodologia encontram-se ensaios (como o ensaio de viscosidade Brookfield, ensaio de envelhecimento na estufa RTFOT (*Rolling Thin Film Oven Test*), DSR (*Dynamic Shear Rheometer*)) que visam controlar ou eliminar três tipos de falha em pavimentos: deformação permanente, trincamento por fadiga e trincamento térmico.

Tabela 2.2. Especificações para ligantes brasileiros (Resolução ANP 19 de 11/07/2005)

Características	Unidades	Limites				Métodos		
		CAP 30/45	CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 150/200	ABNT	ASTM	DNER
Penetração (100g,5s,25°C)	0,1mm	30-45	50-70	85-100	150-200	NBR 6576	D 5	ME 003/99
Ponto de amolecimento, mín.	°C	52	46	42	37	NBR 6560	D36	
Viscosidade Saybolt Furol	S					NBR 14950	E 102	ME 004/94
a 135 °C, mín		192	141	110	80			
a 150 °C, mín		90	50	46	36			
a 177 °C		40-150	30-150	15-60	15-60			
ou								
Viscosidade Brookfield	cP					NBR 15184	D 4402	
a 135°C, SP 21, 20 rpm, mín		374	274	214	155			
a 150 °C, SP 21, mín.		203	112	97	81			
a 177 °C, SP 21		76 - 285	57 - 285	28 - 114	28 - 114			
Índice de susceptibilidade térmica (1)		(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)	(1,5) a (+0,7)			
Ponto de fulgor mín	°C	235	235	235	235	NBR 11341	D 92	ME 149/94
Solubilidade em tricloroetileno, mín	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	NBR 14855	D 2042	ME 153/94
Ductilidade a 25° C, mín	cm	60	60	100	100	NBR 6293	D 113	ME 163/98
<i>Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min</i>							D 2872	
Varição em massa, máx (2)	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5			
Ductilidade a 25° C, mín	cm	10	20	50	50	NBR 6293	D 113	ME 163/98
Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	8	8	8	NBR 6560	D 36	
Penetração retida, mín (3)	%	65	55	55	50	NBR 6576	D 5	ME 003/99

(1) O Índice de susceptibilidade térmica é obtido a partir da seguinte equação:

$$\frac{[500x\log(PEN)]+[20x(T^{\circ}C)]-1951}{120-[50x\log(PEN)]+(T^{\circ}C)}$$

Onde:

(T °C) = Ponto de amolecimento; PEN = penetração a 25 °C, 100g, 5 seg.

(2) A Variação em massa, em porcentagem, é definida como:

$$(M = (M_{\text{inicial}} - M_{\text{final}}) / M_{\text{inicial}} \times 100$$

onde: M<sub>inicial</sub> = massa antes do ensaio RTFOT; M<sub>final</sub> = massa após o ensaio RTFOT

(3) A Penetração retida é definida como:

$$PEN_{\text{retida}} = (PEN_{\text{final}} / PEN_{\text{inicial}}) \times 100$$

Onde: PEN<sub>inicial</sub> = penetração antes do ensaio RTFOT; PEN<sub>final</sub> = penetração após o ensaio RTFOT

Os procedimentos adotados para avaliar cimentos asfálticos, aqui demonstrados na Tabela 2.2, serão descritos de forma mais minuciosa no capítulo 3.0 onde serão elucidados todos os procedimentos experimentais efetuados durante esta pesquisa.

### 2.3. LIGANTES ASFÁLTICOS MODIFICADOS

A adição de modificadores, geralmente polímeros, nos ligantes asfálticos proporciona melhorias físicas, químicas e reológicas ao ligante asfáltico tradicional, visando aumentar a sua durabilidade, por meio do aumento da recuperação elástica, aumento da resistência à deformação permanente e mitigação do envelhecimento (Morilha Jr., 2004).

Tendo-se em conta os benefícios que estes modificadores podem trazer ao revestimento asfáltico, muitas pesquisas sobre o desenvolvimento desses materiais vêm sendo concebidas. No entanto não existe um modificante universal que atenda todos os benefícios desejados para um revestimento asfáltico. Atrelado a um modificante asfáltico, especificado para uma determinada função almejada, vem uma lista de fatores que influenciam no seu comportamento. Papagiannakis & Masad (2007) listam algumas dessas características como, a concentração, o peso molecular, os componentes químicos, os tamanhos das partículas e a orientação molecular do modificante. Os tipos de modificantes mais encontrados comumente no mercado estão listados na Tabela 2.3:

Tabela 2.3. Tipos de modificadores de asfalto

<b>Categorias do modificante</b>	<b>Exemplos de modificantes</b>
Polímeros termorrígidos	Resina epóxi Resina acrílica Resina de poliuretano
Polímeros elastoméricos	Borracha natural Borracha vulcanizada (pneu) SBS (Copolímero de Estireno Butadieno) SBR (Borracha de Butadieno Estireno) EPDM (Elastômero de dieno propileno etileno) IIR (Isobuteno - copolímero de isopreno)
Polímeros termoplásticos	EVA (Copolímero de etileno acetato de vinila) EMA (Copolímero de etileno acrilato de metila) EBA (Etileno acrilato de butil) PE (polietileno) PVC (Policloreto de vinila) PS (Poliestireno)
Modificadores químicos e extensores	Enxofre Lignina
Fibras	Celulose Fibra de vidro Asbestos Aramida Polipropileno
Agentes melhoradores de adesividade	Amidas Aminas

Segundo Morilha Jr. (2004) após ensaios de envelhecimento asfáltico e ensaios mecânicos de ligantes e misturas asfálticas modificadas por polímeros tipo SBS, EVA e borracha moída de pneus verificou-se que as misturas modificadas apresentaram melhor resistência ao envelhecimento do que os ligantes tradicionais e em termos de comportamento mecânico, as misturas elaboradas com ligantes modificados por polímero apresentaram, com base nos ensaios de resistência à tração e módulo de resiliência, menor suscetibilidade térmica.

Fernandes *et al.* (2007) avaliaram que com adição de SBS no ligante se constata uma melhoria na elasticidade, na resistência a abrasão e na maior resistência ao fluxo do asfalto.

Como pode ser visto muitos trabalhos sobre ligantes modificados foram desenvolvidos até os dias atuais. Contudo vale ressaltar o trabalho realizado por Leite (1999) no qual abarcou os principais modificantes utilizados em ligantes asfálticos. Para tal a pesquisadora fez uso de cimentos asfálticos oriundos de petróleos árabes e brasileiros modificando-os com copolímeros SBS, SBR, EVA, PE e borracha moída de pneu. Esta pesquisa trouxe ao meio técnico muitas contribuições quanto a forma de melhor adequação, mistura e avaliação de misturas e ligantes modificados, além de ratificar os benefícios aqui já relatados.

### 2.3.1. MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM FIBRAS

As fibras na sua concepção, quando adicionadas ao ligante asfáltico, funcionam como agentes de reforço, portanto não podem ser consideradas como modificadores destes. No entanto existem fibras que reagem quimicamente com o ligante asfáltico e nesses casos pode-se considerar estas fibras como sendo um modificante. Quando age como agente de reforço e modificante influencia diretamente nas propriedades mecânicas e na durabilidade da mistura asfáltica. O efeito depende do tipo (forma, tamanho, superfície de contato, ramificações) e teor de fibra adicionado. A temperatura de adição é específica para cada tipo de fibra.

As fibras podem ser oriundas de celulose (orgânica), vidro (inorgânica) ou material mineral. As fibras de celulose têm a função de evitar a segregação da mistura em seu transporte, facilitar a aplicação e evitar o escorrimento do ligante asfáltico. As fibras de celulose fazem com que o ligante betuminoso fique mais consistente a altas temperaturas diminuindo a formação dos afundamentos de trilha de roda, visto que o ligante betuminoso é empregado em porcentagens elevadas variando de 6,5% e 8,0% em peso nas misturas asfálticas do tipo SMA (Mourão, 2003).

Considerando as características das fibras, sua adição ao concreto asfáltico pode ser muito diferente. Por exemplo, se as fibras são muito longas, pode criar o chamado *balling*, ou seja, algumas das fibras podem agrupar e assim as fibras não se misturam bem ao concreto asfáltico. Se as fibras são muito curtas, podem não fornecer qualquer efeito de reforço e poderá servir como um caro material de enchimento na mistura (Jahromi & Khodaii, 2008).

### 2.3.2. HISTÓRICO SOBRE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS/REFORÇADAS COM FIBRAS

Historicamente o homem vem associando materiais de reforço (fibras) a matrizes (solos, concretos armados e asfálticos) para melhoria das propriedades do elemento como um todo. Palmeira (1992) faz um levantamento de alguns processos de reforço ao longo da história: técnicas de reforço de solos são encontradas em partes da Muralha da China, em estradas construídas pelos Incas, no Peru, empregando lã de lhama como reforço e a utilização de mantas de algodão em 1926, pelo departamento de estradas da Carolina do Sul, EUA, como reforço de camadas asfálticas em pavimentos.

Entretanto, a comercialização das fibras como material de reforço para estruturas só se estruturou no início do século XX, sendo a fibra de amianto (asbestos) a primeira a ser empregada em larga escala (Bernardi, 2003). Já para misturas asfálticas, a adição de fibras tem sido utilizada apenas há cerca de 20 anos, sendo que somente após um período de estudos experimentais que essa prática atingiu níveis de industrialização satisfatórios (Bento, 2006).

Porém, segundo Silva (2005), a modificação de ligantes asfálticos por fibras atingiu a escala industrial há aproximadamente 14 anos em países como a França, Alemanha, Suécia, Polônia, Canadá e Áustria.

Com a popularização e o avanço da engenharia de fibras nacionalmente e internacionalmente vem se conduzindo avançadas pesquisas no uso de fibras em duas áreas da engenharia principalmente: (i) geotecnia com estudos de reforço em solos de fundação e de camadas de pavimentação (revestimentos e base) e (ii) estruturas com a adição de fibras em concretos de cimento Portland.

Feuerharmel (2000), Casagrande (2001), Bento (2006) e Reschetti (2008) avaliaram o desempenho da inclusão de diversos tipos de fibras em solos. Bernardi (2003) verificou que a fibra de aramida mostrou-se uma alternativa viável e promissora no reforço de matrizes com

bases cimentícias. Os resultados obtidos mostraram que é possível obter um concreto com peso específico menor, ou seja, um concreto mais leve do que o convencional e ainda incrementar o comportamento mecânico do mesmo sob certos aspectos.

Os benefícios trazidos pela incorporação de fibras em misturas asfálticas também foram constados por alguns pesquisadores, tais como, Homem (2002), Bueno *et al.* (2003), Lee *et al.* (2005), Bento (2006) e Mello *et al.* (2008).

Homem (2002) buscou avaliar o comportamento de um concreto asfáltico poroso/aberto modificado pela adição de fibras de vidro entre 0 a 1% do total do peso da mistura. O mesmo obteve contribuições positivas sobre o módulo de resiliência, com aumento da temperatura, e os valores de deformação permanente encontrados para a mistura foram minimizados.

Bueno *et al.* (2003) utilizaram ensaios da metodologia Marshall para definir a combinação ótima entre uma emulsão asfáltica e tipo, tamanho e teor de fibras de polipropileno. As amostras ensaiadas foram submetidas a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos. Os resultados demonstraram que a adição de fibras é responsável por variações nos parâmetros de resistência bem como substanciais quedas no módulo de resiliência quando comparados a misturas convencionais sem adição de fibras, no entanto, isto não afetou os resultados de deformação permanente das misturas.

Lee *et al.* (2005) desenvolveram um ótimo trabalho ao avaliar a adição de fibras de náilon recicladas de carpete na resistência à fadiga por meio da energia de ruptura. Os autores concluíram que o acréscimo da energia de ruptura representa um potencial para a melhora na vida útil das misturas asfálticas.

Bento (2006) além de estudar a adição de fibras sintéticas e de PET (polietileno tereftalato) reciclado em solos no estado natural e modificado pela adição de cal, para estruturas de um pavimento, também avaliou a resistência à tração por compressão diametral pela introdução de fibras metálicas numa mistura tipo AAUQ (areia asfáltica usinada a quente), a qual só ofereceu ganhos de resistência quando se incorporou cal à mistura. Segundo a autora, a cal proporciona uma maior rigidez para a mistura e com isso auxilia a fibra a obter melhores resultados.

Recentemente Mello *et al.* (2008) verificaram o uso de fibras sintéticas de polipropileno e aramida, misturadas aleatoriamente, em concretos betuminosos usinados a quente (CBUQ), a

um teor de 0,05% do peso da mistura. Foram realizadas campanhas experimentais nas misturas com fibras e em misturas convencionais que serviram como comparação e assim verificou-se a melhora do comportamento das misturas com fibras. Na pesquisa constatou-se que as fibras de polipropileno e aramida agiram de duas maneiras distintas, reduzindo a potencialidade do aparecimento de deformações permanentes e também aumentando a resistência à fadiga pelo trabalho realizado pelas fibras de aramida.

A fibra de aramida age como reforço da mistura e a fibra de polipropileno como modificante do ligante. Os resultados mostram que a adição de fibras de polipropileno melhora a susceptibilidade térmica do ligante, como indicado pela menor inclinação da curva viscosidade-temperatura (Figura 2.8). A presença da fibra de polipropileno também aumenta a viscosidade do ligante, principalmente para altas temperaturas, o que é um indicativo indireto de um melhor comportamento da mistura frente ao aparecimento de deformações permanentes em campo.

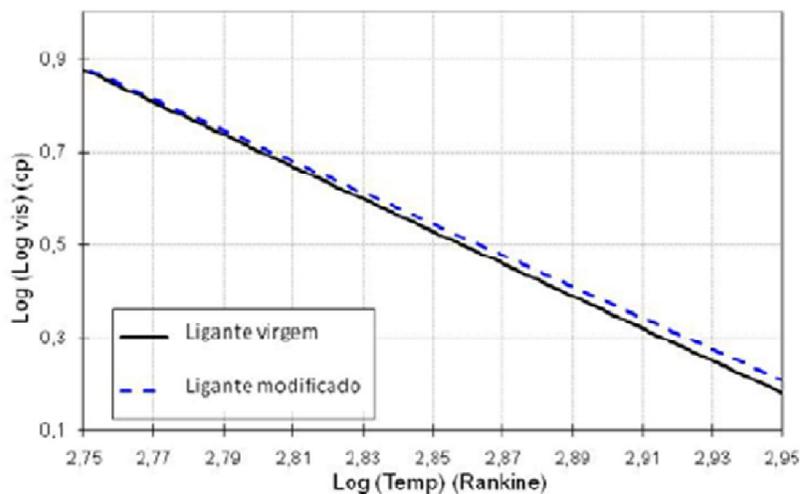


Figura 2.8. Gráfico *log-log* da viscosidade (cP) versus a temperatura absoluta (°R). Ligante virgem vs. ligante modificado (Mello *et al.*, 2008)

### 2.3.3. TIPOS DE FIBRAS

Dentre as fibras utilizadas podem ser encontradas as naturais, como de celulose e asbestos, ou sintéticas, como de poliéster, acrílicas, polipropileno e polietileno, além de fibras metálicas e inorgânicas, como de aço, de vidro e mineral. No levantamento em 2001 efetuado pelo SHRP demonstra que a fibra de celulose é a mais utilizada, seguida da de polipropileno e poliéster.

Na Tabela 2.4 são listadas as principais fibras utilizadas em misturas asfálticas e suas vantagens e desvantagens:

Tabela 2.4. Fibras utilizadas na modificação de cimentos asfáltico e suas principais vantagens de desvantagens (PIARC, 1998)

<i>Fibra</i>	<i>Vantagens</i>	<i>Desvantagens</i>
<b>Asbestos</b>	Alta capacidade de ligar-se ao asfalto Durabilidade Possível melhora de resistência a deformações permanentes	Nocivo à saúde
<b>Celulose</b>	Alta capacidade de ligar-se ao asfalto	Suscetível à umidade Pouco ou nenhum efeito de reforço
<b>Mineral</b>	Alta capacidade de ligar-se ao asfalto	Pouco ou nenhum efeito de reforço
<b>Vidro</b>	Atua como reforço Possível melhora de resistência da mistura	Fragilidade Baixa capacidade de aderência ao asfalto sem a utilização de tratamento superficial
<b>Sintéticas</b> >Poliéster >Polipropileno >Acrílica	Atua como reforço Possível melhora de resistência da mistura	Baixa capacidade de aderência ao asfalto
<b>Aço</b>	Atua como reforço Possível melhora de resistência da mistura	Nenhuma capacidade de aderência ao asfalto Ferrugem Problemas de compactação e de característica da superfície

### 2.3.3.1.FIBRAS DE POLIPROPILENO

O polipropileno é um plástico abundante e de baixo custo, possuindo grande e significativa importância industrial, devido a sua alta resistência a produtos químicos e umidade, bem como boas propriedades mecânicas. O tipo de configuração das cadeias do polipropileno afeta extremamente suas propriedades mecânicas. As fibras de polipropileno são constituídas de um material polimérico termoplástico. Os polímeros termoplásticos são constituídos por uma série de longas cadeias de moléculas polimerizadas. Todas as cadeias são separadas e podem deslizar uma sobre as outras (Hollaway, 1994).

Félix (2002), *apud* Bernardi (2003), explica que o polipropileno é um plástico incolor, inodoro, atóxico e com densidade de 0,9 g/cm<sup>3</sup> aproximadamente. Por isso, é um dos plásticos mais leves. Apresenta uma estrutura apolar, sendo inerte quimicamente, pois só é suscetível a

solventes polares. A fibra de polipropileno apresenta resistência aos álcalis, temperatura de fusão alta, na ordem de 165°C, baixo custo e sensibilidade à luz e ao fogo.

Feuerharmel (2000) e Homem (2002) comentam que em função de sua constituição, as fibras de polipropileno possuem uma grande flexibilidade e tenacidade, seu módulo de elasticidade gira em torno de 8 GPa (menor que qualquer outra fibra) e sua resistência à tração é de aproximadamente 400 MPa. Tais características conferem aos materiais a que estas fibras são incorporadas uma substancial resistência ao impacto (Taylor, 1994).

Silva (2005) complementa em sua pesquisa que as poliolefinas como PE (Polietileno) e PP (Polipropileno), em particular o polipropileno atático (APP), são mais comumente utilizadas em mantas asfálticas impermeabilizantes do que na modificação de asfalto para pavimentação. A ausência de duplas ligações nestes polímeros confere uma boa estabilidade térmica, porém sua dispersão no ligante asfáltico torna-se difícil principalmente pela baixa densidade destes em relação ao ligante. Quando adicionadas ao ligante asfáltico, as poli(alfa)olefinas são dispersas pela agitação mecânica e após recristalizam no resfriamento, sem formação de rede em sua estrutura. O ligante modificado altamente instável tem suas propriedades alteradas principalmente devido a um aumento de sua viscosidade, o que contribui para melhorar suas propriedades impermeabilizantes.

Algumas literaturas afirmam que as fibras de PP não têm um uso frequente em misturas asfálticas devido sua baixa resistência a temperaturas elevadas. Contudo existe um crescente uso deste material como modificante asfáltico ou como sendo reforço de misturas asfálticas pré-misturadas a frio, tornando seu uso bem plausível. Reforçando esta ideia as fibras de polipropileno são usadas também como um modificador em concreto betuminoso, nos Estados Unidos. *Ohio State Department of Transportation (ODOT)* publicou normas para a utilização de fibras de polipropileno em concreto asfalto de alto desempenho (Jahromi & Khodaii, 2008).

#### 2.3.3.2. FIBRAS DE ARAMIDA

A fibra de aramida é uma fibra sintética, encontrada sob diversas formas e com diferentes seções transversais. Sua designação decorre da junção dos termos poliamida aromática que expressam sua composição química.

De acordo com a *U.S. Federal Trade Commission*, a palavra aramida é utilizada como um termo genérico para designar um conjunto de fibras manufaturadas formadas por longas cadeias sintéticas de poliamidas, na qual pelo menos 85% das ligações de amidas são formadas pela união direta de dois anéis aromáticos (Yang, 1993 *apud* Bernardi, 2003).

Os polímeros aromáticos são reconhecidos pela sua estabilidade térmica em altas temperaturas. Devido à estabilidade molecular conferida pelo núcleo benzênico, os aromáticos são os hidrocarbonetos que apresentam a maior resistência à auto-ignição, ou seja, tem alto poder antidetonante. De fato, as poliamidas aromáticas tendem a apresentar uma excepcional resistência ao calor, resistindo a valores da ordem de 550°C. Por esta razão são usadas extensivamente em equipamentos de combate a incêndios e materiais anti-chama.

Devido ao processo de manufatura do seu polímero constituinte as fibras acabam por ter suas moléculas reforçadas durante o processo de fabricação. Assim elas tendem a apresentar uma alta resistência e módulo de elasticidade (Bento, 2006). A resistência pode chegar a valores cinco vezes maiores do que os do aço, isso com uma densidade na ordem de 1,44g/cm<sup>3</sup> a 1,47g/cm<sup>3</sup> bem menor do que a do aço (7,86g/cm<sup>3</sup>).

A fibra de poliamida aromática, comercialmente conhecida por Kevlar, é a fibra orgânica de maior sucesso. Existem dois tipos de Kevlar, o Kevlar 29, cuja resistência mecânica é da ordem de 3000 MPa e o módulo de elasticidade intermediário é de aproximadamente 64GPa, e o Kevlar 49, cuja resistência é a mesma do anterior, mas seu módulo é de 300 GPa (Hollaway, 1994).

De fato, as fibras de aramida apresentam uma excelente resistência química, sendo resistentes à corrosão na presença da maioria dos produtos químicos, solventes, combustíveis, detergentes e ao ataque da água do mar. No entanto, um problema potencial é que as fibras de aramida são higroscópicas, ou seja, podem absorver água. Isto pode causar o inchamento das fibras acarretando, em longo prazo, problemas de aderência ou de durabilidade.

#### 2.3.4. COMPÓSITO REFORÇADO POR FIBRAS

Sabe-se que o efeito significativo das fibras em compósitos reforçados ocorre na fase pós-fissuração, fissuras, onde as fibras agem como uma ponte atrasando o processo de falência. Ensaio de arrancamento (*Pull-out test*) podem simular a transferência de carga entre a fibra e a fissura onde uma única fibra é puxada para fora do asfalto (Lee *et al.*, 2005).

Misturas asfálticas modificadas por adição de fibras têm seu estudo entrelaçado com a teoria de materiais compósitos. Assim neste tópico estão dispostos alguns comentários sobre compósitos fibrosos.

Segundo Budinski (1996), *apud* Casagrande (2001), materiais compósitos são misturas de dois ou mais materiais diferentes com características inferiores à do material resultante. São, portanto, constituídos por duas fases: a matriz (concretos asfálticos e de cimento Portland, silicões, argamassas, etc.) e o elemento de reforço (fibras, papéis, aço, etc.) e são desenvolvidos para otimizar os pontos fortes de cada uma das fases. Sendo um material heterogêneo, o constituinte descontínuo, no caso as fibras, oferece a resistência ao esforço externo, e o constituinte contínuo, no caso a matriz, oferece o meio de transferência para esse esforço.

A matriz, segundo Higgins (1982) *apud* Bento (2006), possui ainda três funções principais que são: proteger a superfície da fibra de danos por abrasão (os quais levariam a fratura); aderir à superfície da fibra de tal forma que a força aplicada seja transferida à mesma; e separar as fibras entre si de maneira que as trincas transversais não possam se propagar de uma fibra a sua vizinha.

As fibras por sua vez atuam controlando a abertura e o espaçamento entre as fissuras, distribuindo de forma mais uniforme as tensões dentro da matriz. Devido a isto, apresentam-se como um obstáculo para a propagação de fissuras, funcionando como uma ponte de transferência dos esforços através da mesma, garantindo, portanto, uma capacidade resistente após a abertura da mesma (Bento, 2006).

Em resumo as fibras em uma matriz cimentada podem em geral ter dois efeitos importantes. Primeiro, elas tendem a reforçar o compósito sobre todos os modos de carregamento que induzem tensões de tração, isto é, tração indireta, flexão, e cisalhamento, e, secundariamente, melhoram a ductilidade e a tenacidade de uma matriz com características frágeis (Casagrande, 2001).

#### 2.3.4.1. PRINCIPAIS PARÂMETROS DE MATERIAS COMPÓSITOS FIBROSOS

Para que a combinação da matriz com a fibra produza resultados satisfatórios é evidente que alguns aspectos sejam refletidos. Por exemplo, quando se analisa a orientação de uma fibra relativa ao plano de ruptura, ou fissura, verifica-se que este aspecto influencia fortemente na

habilidade da fibra em transmitir cargas. Uma fibra que se posiciona paralela ao plano de ruptura não tem efeito, enquanto que uma perpendicular tem efeito máximo. Isto justifica os mais variados tipos, tamanhos, características e forma de disposição (ordenada ou aleatória) dentro na matriz em que um elemento de reforço pode assumir.

Casagrande (2001) apresenta os principais parâmetros, listados por Taylor (1994), relacionados ao desempenho dos materiais compósitos cimentados reforçados com fibras. Juntando-os com os parâmetros descritos por Bento (2006) podem-se listar os seguintes itens:

- a) *Teor de Fibra*: as propriedades mecânicas dos compósitos são inerentes ao teor de fibra adicionado, uma vez que as fibras representam o componente estrutural. Inicialmente, quanto maior o teor de fibras melhor será o seu desempenho, pois maior será o número de fibras que intercepta cada microfissura, evitando assim, sua propagação e permitindo o controle da fissuração. O aumento do teor de fibra pode ainda gerar um aumento do módulo de elasticidade e da tensão de ruptura máxima do compósito, pois as fibras passam a absorver os esforços impostos à matriz, absorvendo parte das tensões internas e contribuindo para a melhoria das propriedades mecânicas do compósito. Entretanto, a adição de fibras não deve ser feita indiscriminadamente, mas procurando um teor ótimo de fibras.
- b) *Módulo de elasticidade da fibra*: um alto valor do módulo de elasticidade causaria um efeito similar ao teor de fibra, mas, na prática, quanto maior o módulo maior a probabilidade de haver o arrancamento das fibras;
- c) *Aderência entre a fibra e a matriz*: as características de resistência, deformação e padrões de ruptura de uma grande variedade de compósitos cimentados reforçados com fibras dependem fundamentalmente da aderência fibra/matriz. Uma alta aderência entre a fibra e a matriz reduz o tamanho das fissuras e amplia sua distribuição pelo compósito;
- d) *Resistência da fibra*: aumentando a resistência das fibras, aumenta, também, a ductilidade do compósito, assumindo que não ocorra o rompimento das ligações de aderência. A resistência necessária dependerá, na prática, das características pós-fissuração necessárias, bem como do teor de fibra e das propriedades de aderência fibra-matriz;

- e) *Comprimento da fibra*: As fibras podem possuir várias formas e tamanhos, apresentando-se curtas, longas, contínuas ou de forma aleatória. Quanto maior for o comprimento das fibras, menor será a possibilidade de elas serem arrancadas. Torna-se evidente a importância não apenas do comprimento da fibra, mas também do diâmetro desta. A relação  $\ell/d$  (comprimento/diâmetro) ou fator de forma, como é conhecido, é proporcional ao quociente entre a resistência à tração da fibra e a resistência da aderência fibra/matriz. Se a fibra tem uma alta resistência à tração, como por exemplo, fibra de aço, então, ou a resistência de aderência necessária deverá ser alta para impedir o arrancamento antes que a resistência à tração seja totalmente mobilizada, ou fibras de alta relação  $\ell/d$  deverão ser utilizadas.
- f) *Orientação das fibras*: fibras orientadas aleatoriamente com pequeno índice de forma podem proporcionar comportamento isotrópico, mas melhoras nas propriedades mecânicas podem não ser alcançadas. Quando um composto é criado utilizando um alinhamento unidirecional das fibras, podem-se alcançar ótimos valores de tensão e rigidez, caso o carregamento seja aplicado paralelamente à direção das fibras. Entretanto, estas propriedades podem ficar reduzidas caso o carregamento seja aplicado de maneira perpendicular à direção das fibras. Os compostos formados por fibras longas apresentam um grande grau de orientação, uma vez que as fibras tendem a alinhar-se na direção maior. Já os compósitos de fibras curtas apresentam fibras orientadas em diversas direções, podendo, entretanto, apresentar uma orientação predominante, devido aos processos de mistura e adensamento (Bernardi, 2003).
- g) *Ligação e falha*: particularmente em matrizes compostas por materiais poliméricos e metais, uma boa ligação entre os seus constituintes pode ser obtida. As fibras podem ser firmemente ligadas ao material da matriz se o carregamento for transmitido corretamente da matriz para as fibras. Na adição, caso essa ligação seja fraca, as fibras podem ser retiradas da matriz durante o carregamento, reduzindo a força e a resistência à fratura do compósito. Outro fator que deve ser considerado na combinação da matriz com as fibras é a similaridade entre os coeficientes de expansão térmica dos dois materiais. Se a fibra expande-se e contrai-se num índice muito diferente da matriz, as ligações podem ser rompidas e falhas prematuras podem ocorrer. Este fato pode ocorrer em misturas asfálticas, onde a temperatura que se desenvolve no interior da mesma é muito alta, sendo necessária uma boa

compatibilidade entre os coeficientes de expansão térmica da fibra e da massa asfáltica, a fim de que não prejudique o bom desempenho do compósito (Bento, 2006).

#### 2.3.4.2. MODOS DE RUPTURA

Para os materiais de engenharia, dois modos de ruptura são possíveis: dúctil e frágil. A classificação é baseada na capacidade de um material frente a seu comportamento mediante deformações plásticas. Materiais dúcteis normalmente exibem deformação plástica substancial com alta absorção de energia antes da fratura, devido ao grande trabalho de deformação que a envolve. Por outro lado, existe normalmente pouca ou nenhuma deformação plástica com baixa absorção de energia em uma fratura frágil (Callister Jr., 1997).

O termo fratura dúctil refere-se ao modo de fratura ou a um colapso por deformação plástica, seguido de uma ruptura do material. Com a aplicação da carga, a matriz se deforma e um processo de deformação macroscópica se instaura, fazendo com que a deformação plástica se torne instável e a estricção local dos ligamentos que separam as cavidades conduzam ao crescimento e ao coalescimento das mesmas, conduzindo a estrutura à fratura final (Figura 2.9).

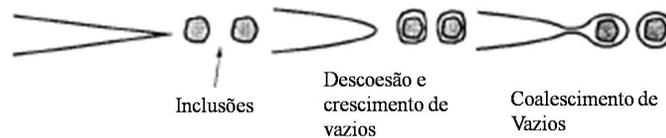


Figura 2.9. Representação esquemática da fratura dúctil (Ferrante, 1996 *apud* Bento, 2006)

Na fratura frágil, dois eventos são discerníveis: a iniciação e a propagação das trincas, com essa última ocorrendo de maneira súbita. A iniciação pode ser causada devido à fratura de uma partícula sob influência da deformação plástica da matriz. Este tipo de fratura é favorecida por fatores que intensificam a tensão disponível para propagação do núcleo da trinca, tais como tensões geradas numa trinca preexistente ou matriz com baixa capacidade de deformação plástica. A direção do movimento de fissuração é quase perpendicular à direção da tensão aplicada à tração e produz uma superfície de fratura relativamente plana (Callister Jr., 1997).

Fratura dúctil quase sempre é preferida por duas razões. Primeiramente a fratura frágil ocorre subitamente e catastróficamente, sem qualquer aviso, o que é uma consequência da propagação de trincas espontânea e rápida. Por outro lado, para a fratura dúctil, a presença de deformação plástica dá “aviso” de que a fratura é iminente, permitindo que medidas preventivas sejam

tomadas. Em segundo lugar, a energia necessária para induzir a fratura, em materiais dúcteis é geralmente maior.

Portanto, pode-se afirmar que, em função de apresentarem características distintas, as fibras interagem de forma diferente, aumentando ou diminuindo a energia global da fratura. Esse comportamento distinto é observado quando as fibras de um compósito são contínuas ou descontínuas. Para o primeiro caso, o trabalho da fratura é executado pela deformação das fibras e o escorregamento dessas na matriz, sendo este mecanismo chamado de “descolamento” (*debonding*). Para o segundo caso, a energia dissipa-se principalmente no processo de arraste e destacamento das fibras, sendo chamado de arrancamento (*pull-out*) (Ferrante, 1996 *apud* Bento, 2006).

Vale ressaltar que a transferência de cargas da matriz para as fibras depende essencialmente da qualidade da acoplagem entre esses dois componentes. Esse problema de compatibilidade depende da instauração de ligações químicas ou de aderência física, assim como da manutenção de uma dessas duas modalidades durante o uso dos compósitos. Para o caso de adesão física, a mesma é originada da diferença de expansão térmica fibra/matriz, efeito esse que é aumentado quando a fibra exibe rugosidade superficial, somando-se aí a contribuição da ancoragem mecânica.

### 2.3.5. ASSOCIAÇÃO ASFALTO-FIBRA

Segundo *World Road Association* - PIARC (1998) a capacidade das fibras associarem-se com o asfalto pode ser maior do que os finos convencionais de similar área específica. Essa capacidade deve-se a diferentes fatores, como a forma, o estado superficial e as ligações que podem ser criadas através de adsorções físicas e químicas.

Fibras naturais juntamente com algumas fibras artificiais, como aço e vidro, não são, ao contrário das fibras sintéticas, termoplásticas. Isso significa que elas não amolecem ou derretem em temperaturas elevadas. Dessa forma, nenhuma associação com asfalto é esperada. Também não existe reação química com o asfalto. Uma boa adesividade requer que a energia superficial do material da fibra seja maior do que a energia do asfalto ( $25\text{mJ/m}^2$ ). Por isso, as fibras de vidro utilizadas em pavimentação recebem usualmente um tratamento superficial a fim de garantir uma boa adesividade ao asfalto (PIARC, 1998).

Fibras sintéticas utilizadas em aplicações de asfalto a quente, por exemplo, poliéster, são termoplásticas, mas possuem um alto ponto de liquefação a fim de prevenir o derretimento quando misturada com o asfalto. Elas não se associam nem reagem com o asfalto. Já as fibras de polietileno e polipropileno, em função de possuírem um baixo ponto de amolecimento, não são utilizadas em aplicações asfálticas a quente (PIARC, 1998).

### 2.3.6. AÇÃO DAS FIBRAS

As fibras atuam de duas formas distintas quando adicionadas em misturas betuminosas. Elas possuem uma ação a curto prazo, que atua durante a produção, transporte e espalhamento na pista, de forma a possibilitar o aumento do percentual de ligante sem que ocorra o escorrimento do mesmo. Além disso, as fibras possuem uma ação a longo prazo, influenciando as propriedades mecânicas e a durabilidade da mistura asfáltica durante sua vida de serviço (Homem, 2002).

Os efeitos das fibras dependem de suas características. Algumas possuem uma ação a curto prazo, enquanto outras possuem uma ação a longo prazo. Também existem as que atuam a curto e a longo prazo. Dessa forma, a influência das fibras nas propriedades de misturas betuminosas não pode ser generalizada.

Da mesma forma, o aumento de rigidez do mástique ao adicionar-se fibras pode ser claramente demonstrado através dos ensaios de Anel e Bola (Serfass e Samanos, 1996).

Testes em misturas areia-asfalto-fibras têm demonstrado um ganho de resistência ao cisalhamento e à extrusão em função da adição de fibras. Os resultados usualmente indicam a existência de um teor de fibra ótimo, que depende da natureza da fibra. Esse teor ótimo de fibra é encontrado observando-se dois mecanismos opostos gerados pela adição de fibras (Serfass e Samanos, 1996):

- O aumento da resistência devido ao aumento do intertravamento e o reforço do ligante;
- A queda da resistência a partir de um determinado limite, em função do decréscimo da compactação e, dessa forma, perda na densidade.

O acréscimo de fibras minerais e de fibras de celulose aumentam a rigidez do asfalto a elevadas temperaturas. No entanto, essas fibras praticamente não influenciam na rigidez do asfalto nas temperaturas usuais de serviço de um pavimento. Portanto, a ação desses tipos de fibras limita-se à atuação como um estabilizante, atuando apenas a curto prazo (PIARC, 1998).

Já com a adição de fibras de vidro ou fibras sintéticas ocorre uma melhora das características do ligante tanto a curto prazo, quanto a longo prazo. Pode-se dizer então que esses tipos de fibras atuam como estabilizantes (curto prazo) e materiais de reforço (longo prazo) (PIARC, 1998).

As fibras metálicas atuam como um reforço a longo prazo, não tendo nenhuma influência como um material estabilizante (Homem, 2002).

A adição de fibras nas misturas asfálticas possibilita um aumento da quantidade de asfalto, na medida em que aquelas atuam prevenindo o escorrimento de ligante, possibilitando um aumento do filme de asfalto sobre os agregados e, conseqüentemente, uma maior durabilidade da mistura.

### 2.3.7. TEORES/PERCENTUAIS DE FIBRA ADICIONADAS EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Em misturas asfálticas porosas, fibras minerais são adicionadas em percentuais da ordem de 1%, enquanto fibras de celulose são adicionadas da ordem de 0,3 a 0,5%.

Em SMA (*Stone Matrix Asphalt*) adiciona-se fibras de celulose em percentuais variando entre 0,3 e 0,5% em peso. Essa quantidade de fibra é suficiente para estabilizar o mástique (asfalto e filler) e evitar o escorrimento de ligante.

### 2.3.8. EXECUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS ADICIONADAS COM FIBRAS

A adição de fibras é utilizada tanto em misturas a frio quanto em misturas a quente. No caso de misturas a quente, as fibras são adicionadas à mistura durante o seu preparo. Já no caso de misturas a frio, usualmente adiciona-se as fibras no momento de lançamento da mistura em campo (PIARC, 1998).

Usualmente, em usinas asfálticas as fibras são adicionadas antes da inclusão de asfalto. Entretanto, as fibras de vidro devem ser introduzidas ao final do processo de mistura pelo fato de serem bastante frágeis.

As fibras a serem utilizadas em misturas asfálticas devem ser especialmente armazenadas a fim de protegê-las da chuva e da umidade. Essas fazem com que as fibras se aglomerem, dificultando sobremaneira a sua posterior mistura.

Aplicações de misturas asfálticas com fibras sem a utilização de vibroacabadoras são de difícil execução e altas energias de compactação são necessárias. A observância da correta temperatura de compactação é de extrema importância. Quando a utilização de fibras é associada a altos teores de asfalto, não é recomendado o uso de compactadores pneumáticos, pois existe uma forte tendência de o asfalto aderir aos pneus, sendo, portanto, preferível o emprego de compactadores de rolo liso.

## 2.4. REVESTIMENTO ASFÁLTICO DRENANTE / CAMADA POROSA DE ATRITO

### 2.4.1. INTRODUÇÃO

Os revestimentos asfálticos drenantes ou camada porosa de atrito (CPA) têm sido muito utilizados com a finalidade de aumentar a segurança em rodovias e aeroportos. Este tipo de revestimento consiste numa mistura com um elevado índice de vazios, que a torna permeável à ação das águas de chuva e, conseqüentemente, reduz a espessura da lâmina d'água sobre a superfície (Oliveira, 2003). Originalmente desenvolvidos para resolver aspectos relativos à segurança, os revestimentos asfálticos drenantes apresentaram uma boa capacidade de redução dos ruídos provenientes do tráfego de veículos, reduzindo o impacto ambiental sofrido pela vizinhança das rodovias e vias urbanas (Takahashi & Partl, 1999).

Segundo Takahashi & Partl (1999), diversos países vêm utilizando o concreto asfáltico drenante como solução para melhorar as condições de aderência entre pneu e pavimento em rodovias e em pistas de pouso e decolagem de aeroportos. Esse tipo de revestimento é caracterizado por ser constituído de uma mistura asfáltica com elevado percentual de vazios, que a torna permeável à ação da água de chuvas, contribuindo para a redução da lâmina d'água sobre a superfície.

Desde a década de 1930, os Estados Unidos da América empregam misturas asfálticas drenantes com a finalidade de resolver problemas de aderência em pavimentos. Inicialmente, essas misturas receberam várias denominações, entretanto a que se firmou como denominação oficial foi camada de desgaste de graduação aberta, *Open-Graded Friction Course* (OGFC), a qual passou a ser empregada em áreas de tráfego intenso (Takahashi e Partl, 1999).

De acordo com Takahashi & Partl (1999), no Japão as misturas asfálticas porosas foram originalmente desenvolvidas para vias de pedestres, em virtude da escassez de áreas para infiltração das águas das chuvas em grandes centros como Tóquio. Somente a partir de 1989 os japoneses passaram a formular esse tipo de mistura visando utilizá-las em rodovias.

A experiência japonesa apresentou uma eficácia surpreendente em termos de melhoria nos níveis de segurança nas principais rodovias do país. De acordo com Kamyra *et al.* (1998) *apud* Roseno (2005), após a implantação de concretos asfálticos drenantes nas principais vias do país, o número de acidentes de trânsito registrados reduziu-se em 75%. Em razão disso, e após acompanhar o desempenho destes pavimentos desde 1991, o *Japan Highway Public Corporation* (JH), órgão governamental responsável pelas rodovias japonesas, decidiu adotar como padrão a utilização de concreto asfáltico drenante em todas as rodovias expressas construídas a partir de 1998.

A utilização da camada porosa de atrito nas capas de rolamento significa aproveitar sua elevada capacidade de drenagem através de uma estrutura com alto índice de vazios (18 - 25%), garantindo em conjunto com as inclinações transversais e longitudinais do perfil da rodovia, uma drenagem mais eficiente (Nascimento & Reis, 1999).

Segundo Nascimento & Reis (1999), os principais benefícios relacionados à melhoria das condições de segurança para os usuários são: redução dos riscos de aquaplanagem; redução das distâncias de frenagem sob chuva; aumento da distância de visibilidade e diminuição de projeção da cortina de água (*Spray*); menor reflexão luminosa do pavimento molhado, tanto de dia como sob iluminação noturna; maior percepção de sinalização vertical durante a noite; redução dos níveis de “stress” do usuário.

#### 2.4.2. PRINCÍPIOS DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Os concretos asfálticos drenantes são misturas asfálticas caracterizadas pelo elevado percentual de vazios, obtidos por meio de uma dosagem adequada de agregados minerais

britados, filler e cimentos asfálticos modificados. Em mistura com alto percentual de vazios, os agregados graúdos são predominantes na estrutura da misturas e se constituem o principal elemento de suporte da carga, sendo mais exigidos mecanicamente do que em misturas densas. Os finos, apesar da pouca quantidade, ajudam a preservar o ligante na superfície dos agregados graúdos, evitando o escorrimento excessivo, e também contribuem para aumentar a resistência à derrapagem da camada de rolamento (Takahashi & Partl, 1999).

Os vazios da mistura permitem a percolação da água superficial proveniente das precipitações chuvosas, resultando num pavimento dito drenante ou permeável (Oliveira, 2003).

Os revestimentos drenantes são geralmente constituídos de duas camadas: uma denominada de *binder*, composta por uma mistura asfáltica densa convencional com função estrutural; outra, normalmente denominada de capa, sem função estrutural e com finalidade drenante. A capa ou camada drenante encontra-se assente sobre a camada impermeável e permite o escoamento das águas pluviais através dos vazios interconectados. Ao encontrar a camada impermeável, a água escoar devido às inclinações da via dirigindo-se para os dispositivos de drenagem, onde é coletada (Oliveira, 2003). O funcionamento de um revestimento drenante pode ser analisado na Figura 2.10 e na Figura 2.11 é apresentado um trecho de revestimento asfáltico drenante (faixa da direita) e a visualização de dois tipos de uma mistura uma drenante (CPA) e outra fechada (CBUQ).

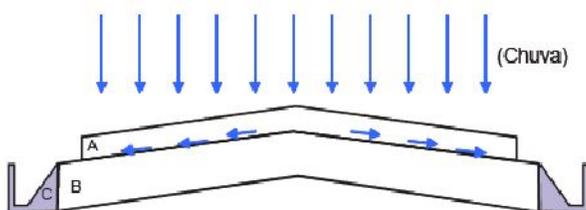


Figura 2.10. Esquema de funcionamento do CPA – (A) Camada Porosa Drenante, (B) Camada Convencional Densa, (C) Dispositivo de Drenagem Externo (Roseno, 2005).



Figura 2.11. Comportamento de duas vias uma feita com um revestimento drenante (CPA) e uma com revestimento fechado (CBUQ) (Modificado de Reis & Santo, 1999)

#### 2.4.3. CLASSES DOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Momm (2002) classifica os concretos asfálticos drenantes segundo três aspectos. Dentre os aspectos definidos pelo autor pode-se classificar quanto; ao tipo e número de camadas, volume de vazios característico e sobre a existência ou não de uma lacuna (*gap*).

Existem duas formas de serem usadas os asfaltos drenantes, uma como superfície de rolamento e outra como base. Na segunda configuração (como base) a principal função é a estocagem da água de chuva. Agora novas tendências visam trabalhar com asfaltos drenantes em duas camadas, uma (camada superior) com granulometria menor e com a função de filtro e outra subjacente a esta com agregados maiores e atuando na drenabilidade do revestimento.

Com relação à percentagem de vazios, os concretos asfálticos drenantes podem ser classificados da seguinte forma (Momm, 2002):

1ª Geração: misturas com teores de vazios em torno de 20%;

2ª Geração: misturas com teores de vazios entre 25% e 28%;

3ª Geração: misturas com teores de vazios superiores a 28%.

Segundo a existência de brecha (*gap*) na granulometria, pode-se classificar os concretos asfálticos drenantes como possuindo uma lacuna bem definida na composição granulométrica dos granulares, com a eliminação de granulares de determinadas peneiras, ou sem lacuna, com

a granulometria dos materiais aberta, mas sem a eliminação de materiais de determinadas peneiras. Os concretos asfálticos drenantes com lacuna bem definida na composição granulométrica apresentam maior eficiência no que diz respeito à permeabilidade (Momm, 2002).

#### 2.4.4. PERMEABILIDADE NOS CONCRETOS ASFÁLTICOS DRENANTES

Já afirmado por Oliveira (2003) e Roseno (2005) a permeabilidade dos concretos asfálticos drenantes está diretamente relacionada com a disposição dos vazios no interior da mistura asfáltica. De acordo com a Associação de Rodovias do Japão (1996), os poros vazios de uma mistura drenante podem ser classificados em: poros efetivos, que contribuem para a passagem e para o armazenamento da água; poros semi-efetivos, que não contribuem para a passagem, mas permitem o armazenamento da água; e poros ineficazes, que não contribuem para a passagem nem para o armazenamento de água. Na Figura 2.12 está representada cada tipo de poros existente em uma mistura asfáltica drenante.

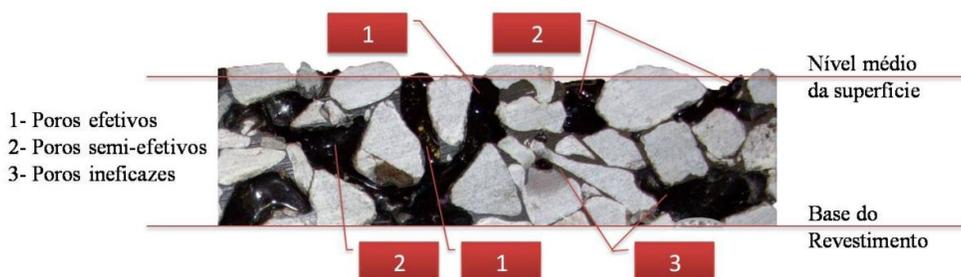


Figura 2.12. Tipos de poros existentes em uma mistura asfáltica drenante

De acordo com Porto (1999) *apud* Oliveira (2003), a vazão de água que percorre a camada drenante pode ser considerada como de regime laminar e seu fluxo pode seguir a lei de Darcy. Segundo esta lei, a vazão que ocorre através do material é proporcional ao gradiente hidráulico e à área transversal do fluxo (Equação 2.20).

$$Q = k \cdot i \cdot A \quad (2.20)$$

Onde: a vazão corresponde a  $Q$ , coeficiente de permeabilidade a  $k$ , o gradiente hidráulico a  $i$  e a área da seção transversal a  $A$ .

Entretanto, com o decorrer do tempo e a contínua utilização da rodovia executada com CPA, pode ocorrer uma colmatagem dos poros da mistura, devido ao seu elevado índice de vazios. Esta perda de porosidade ocorre nas trilhas de roda, principalmente em trechos urbanos.

Entretanto, a utilização de agregados de alta resistência mecânica, ligantes modificados com elevada recuperação elástica e a sucção decorrente da passagem dos pneus sobre a superfície, minimizam a obstrução dos poros e a pós-compactação da camada drenante. Pode-se fazer a limpeza dos poros periodicamente com jato de ar comprimido (Nascimento & Reis, 1999).

#### 2.4.5. ASFALTOS DRENANTES *VERSUS* RUÍDOS ORIUNDOS DO TRÁFEGO

Os revestimentos asfálticos drenantes, embora não tenham sido desenvolvidos com a finalidade de reduzirem ruídos, são eficientes no processo de absorção acústica. Devido à elevada percentagem de vazios da mistura, o ar situado à frente do pneu tende a penetrar nestes poros, reduzindo o bombeamento e conseqüentemente os ruídos. A ordem de grandeza dessa redução depende do tamanho dos grãos, da espessura da camada e do percentual de vazios (Swart, 1997 *apud* Meurer Filho, 2001).

Durante o deslocamento de um veículo, cada pneu empurra a sua frente uma bolsa de ar, que precisa ser afastada, provocando ruídos típicos (Nascimento & Reis, 1999). O ruído proveniente do contato pneu/pavimento é uma combinação de processos físicos que podem ser divididos em três categorias; impactos e choques, processos aerodinâmicos e efeitos de adesão. O primeiro grupo compreende o ruído resultante do contato entre a banda de rodagem do pneu e a superfície do pavimento durante a movimentação do veículo e envolve os efeitos da compressão do pneu além das vibrações decorrentes do impacto pneu/pavimento. O segundo grupo engloba os fenômenos causados pelo fluxo de ar entre os sulcos do pneu e o pavimento. Dentre estes, pode-se destacar o bombeamento do ar, considerado um dos principais responsáveis pela geração dos ruídos de contato pneu/pavimento. Este fenômeno ocorre durante o rolamento do pneu, onde o ar fica momentaneamente preso entre os sulcos do pneu e o pavimento, sendo subitamente liberado em seguida, causando um pequeno estampido. O último grupo compreende o ruído gerado pela fricção e pelo deslizamento entre o pneu e a pista, sendo regido pela textura do pavimento.

A porosidade do CPA absorve estas bolsas de ar, diminuindo os ruídos constantes do tráfego até níveis de 6 dB, protegendo o meio ambiente e a saúde do usuário da via (Nascimento & Reis, 1999). Contudo um dos principais problemas encontrados em pavimentos drenantes é a colmatagem dos poros ao longo da vida útil, o que reduz gradativamente as funções acústicas do pavimento.

# CAPÍTULO 3

## *Materiais e Métodos de Ensaio*

---

### 3.1. INTRODUÇÃO

A pesquisa aqui apresentada traz uma avaliação de ligantes e misturas asfálticas abertas modificadas pela inserção de fibras sintéticas. Para tanto, foram efetuados procedimentos de caracterização e avaliação do desempenho dos cimentos asfálticos modificados por diversos teores de fibra sintética. Da mesma forma o agregado mineral também foi caracterizado e submetido a testes para verificação da sua adequabilidade frente aos ligantes modificados ou não modificados. A partir da DNER ES 386/99 foi definida uma curva granulométrica que ficasse compreendida dentro da faixa IV da referida norma. Posteriormente para avaliação do desempenho de misturas tipo CPA modificadas por fibras sintéticas foram confeccionados corpos de prova, pelo método de compactação Marshall, para definição do teor de projeto e das propriedades mecânicas e físicas da mistura.

### 3.2. MATERIAIS UTILIZADOS

Basicamente os materiais utilizados durante a pesquisa foram um ligante asfáltico classificado por penetração como CAP 50/70, fibras sintéticas (aramida e polipropileno) e um agregado mineral oriundo de rochas calcárias presentes abundantemente no entorno de Brasília/DF.

#### 3.2.1. LIGANTE & FIBRA UTILIZADA

O ligante utilizado na pesquisa é proveniente da refinaria da Petrobrás em Betim/MG, disponibilizados pela Centro Oeste Asfaltos (Brasília/DF). O CAP se enquadra como sendo 50/70, ou seja, sua penetração esta na faixa de 50 a 70 décimos de mm a uma temperatura ambiente de 25°C e possui as seguintes características na Tabela 3.1. Da tabela pode-se observar que o CAP utilizado se enquadra nos limites da ANP N° 19/2005, exceto o valor do Índice de susceptibilidade térmica que se encontra abaixo da faixa limite. Valores menores

que -1,5 indicam CAP's suscetíveis, que variam muito de consistência com a temperatura (Leite, 1999).

Tabela 3.1. Especificações do asfalto em estado natural

Características	Unidades	Limites (ANP Nº19/2005)	
		CAP 50/70	CAP natural
Penetração (100g,5s,25°C)	0,1mm	50-70	55
Ponto de amolecimento	°C	46	46
Viscosidade Brookfield			
a 135°C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	274	385
a 150 °C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	112	165
a 177 °C, Sc 21, 20 rpm, mín	cP	57 - 285	60
Massa específica	g/cm <sup>3</sup>	-	1,07
Índice de susceptibilidade térmica	-	(-1,5) a (+0,7)	-2,0
Ponto de fulgor mín	°C	235	382
Recuperação elástica	%	-	9,8
Ductilidade a 25° C, mín	cm	60	> 100
<b>Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min</b>			
Varição em massa, máx	% massa	0,5	0,26
Ductilidade a 25° C, mín	cm	20	> 100
Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	2
Penetração retida, mín (3)	%	55	67

Foram utilizados nesta pesquisa dois tipos de fibras sintéticas da *FORTA® Corporation*. São fibras de polipropileno e aramida, as quais foram desenvolvidas para o uso em misturas asfálticas, cujas especificações seguem na Tabela 3.2. Ambas vêm misturadas aleatoriamente (Figura 3.1) em sacos com massa próxima a 900g numa proporção de 14% de fibras de aramida (AA) para 86% de fibras de polipropileno (PP) e ambas possuem um comprimento de 19 mm. As fibras de aramida possuem alta resistência à tração, melhorando o comportamento relativo à fadiga e à deformação permanente da mistura asfáltica, enquanto que as fibras de polipropileno são incorporadas ao ligante durante o processo de mistura e desta forma agem como um agente modificante do cimento asfáltico de petróleo (Mello *et al.*, 2008).



Figura 3.1. Detalhe das fibras usadas para adição nas misturas asfálticas: aramida (amarela) e polipropileno (cinza).

Tabela 3.2. Propriedades físicas das fibras usadas

Materiais	Polipropileno	Aramida
Forma	Fibra multifilamento torcida	Fibra monofilamento
Densidade relativa	0,91	1,45
Resistência à tração (MPa)	483,00	3000,00
Comprimento (mm)	19,00	19,00
Cor	cinza	amarela
Resistência a ácidos/álcalis	inerte	inerte
Temperatura de derretimento (°C)	157	> 450

Com intuito de verificar as alterações decorrentes da adição das fibras de polipropileno no ligante asfáltico foi realizada uma campanha laboratorial na qual procurou-se avaliar separadamente o efeito da fibra de PP. Conforme as afirmações feitas anteriormente, esta pesquisa tratará apenas do uso de fibras de polipropileno como agente modificante de ligantes asfálticos já que as fibras agem de maneiras distintas dentro do concreto asfáltico.

De posse da proporção de cada tipo de fibra na mistura de fibras comercial, após separá-las manualmente determinou-se o quantitativo necessário para a realização do experimento em laboratório. No entanto, é importante, neste momento, que se faça referência ao trabalho de Mello *et al.* (2008) porque as percentagens de dosagens aqui adotadas se baseiam em torno do valor usado pelos referidos autores.

### 3.2.1.1. PREPARAÇÃO DO CAP MODIFICADO POR POLIPROPILENO

O processo de dosagem das fibras, como foi estabelecido anteriormente, segue o valor definido por Mello *et al.* (2008). No trabalho o valor adotado é de 0,05% do peso total da mistura para um teor de ligante de aproximadamente 5%, no entanto isto se baseia nas recomendações feitas pela fabricante da fibra (*FORTA® Corporation*) que recomenda uma quantidade de 445g das fibras por tonelada da mistura.

Assim para 1000g de CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente) tem-se aproximadamente 50g de CAP, adotando-se um teor médio de 5% de CAP. Para um teor de fibra de 0,05% na mistura têm-se um peso de 0,5g de fibras para 1000g de CBUQ. Se as fibras de PP correspondem a 86% do total do peso da mistura das duas fibras tem-se 0,43g de fibras de PP no peso (50g) de CAP da mistura, ou seja, uma proporção de 0,86% de fibras de PP em relação ao peso do CAP virgem. Definido este valor de referência foram adotados percentuais de fibra de PP de 0,5%; 1,0%; 1,5%; 2,0%; 2,5%; 3,0%. Com os percentuais de

fibras de PP a serem utilizados iniciou-se os procedimentos para modificação e avaliação do ligante.

Para uma massa de CAP (300g), suficiente para realizar a maioria dos ensaios de caracterização, a ser utilizada definiu-se a massa de fibra de PP a ser utilizada para cada teor de fibra analisado. É interessante que se observe na Tabela 3.3 a quantidade de fibra para se modificar 300g de ligante para os teores de fibra utilizados e na Figura 3.2 a quantidade adicionada para o maior teor avaliado.

Tabela 3.3. Quantitativo de fibras de polipropileno para cada campanha

Teor de FIBRA no CAP	Massa (g)
0%	-
0,5%	1,5
1,0%	3,0
1,5%	4,5
2,0%	6,0
2,5%	7,5
3,0%	9,0
<b>Total</b>	<b>31,5</b>



Figura 3.2. Amostras de fibra de polipropileno para o teor de 3,0%

### 3.3. PROCEDIMENTO DE MISTURA

O procedimento de mistura se ateu a três fatores controláveis, a temperatura de aquecimento da mistura, o tempo de mistura e a velocidade (rpm) utilizada na dispersão da mistura. Os fatores foram estabelecidos mediante a pesquisa e consulta de referências do meio acadêmico. A pesquisa gerou como resultado a Tabela 3.4:

Tabela 3.4. Levantamento dos fatores controláveis em diversas referências

	<b>Trabalho</b>	<b>Modificador</b>	<b>Temperatura (°C)</b>	<b>Tempo (h)</b>	<b>Rotação (rpm)</b>
1.0	Roseno (2005)	Borracha	190	02:45:00	400 a 600
		SBS	160	00:20:00 <sup>(1)</sup>	1500
2.0	Fernandes <i>et al.</i> (2007)		180 a 190	00:40:00 <sup>(2)</sup>	5000
3.0	Mello <i>et al.</i> (2008)	F. Polipropileno	190	00:30:00	-
4.0	Lucena <i>et al.</i> (2002)	SBS	175	03:00:00	1086
5.0	Navarro <i>et al.</i> (2000)	Borracha + SBS	180	01:30:00	1200
6.0	Martigoni <i>et al.</i> (2000)	Borracha (Ground tire rubber)	175	03:00:00	3480
7.0	Seabaaly <i>et al.</i> (2000)	Borracha	175	01:00:00	1100 a 1200
8.0	Sousa <i>et al.</i> (2000)	Borracha	180	01:00:00	-
9.0	Antunes <i>et al.</i> (2000)	Borracha	180	00:10:00	1200
10.0	Dantas Neto <i>et al.</i> (2003)	Borracha	190	01 a 04h	-
11.0	Antunes <i>et al.</i> (2003)	Borracha	180	00:45:00	1200
12.0	Lima <i>et al.</i> (2005)	Borracha	200	00:45:00	500 a 1500

(1) - 5 min para adição do modificador + 15 min de agitação

(2) - Período de mistura

Verifica-se na Tabela 3.4 a ampla faixa de valores de temperatura, tempo e velocidade adotadas nas pesquisas listadas. Isto se deve principalmente pelos materiais utilizados como modificador: Copolímero de Estireno Butadieno (SBS), Borracha e fibra de Polipropileno.

No caso da borracha, os valores de temperatura seguem a tendência de assumir valores médios de 183°C chegando a um máximo de 200°C e um mínimo de 175°C. A mistura (ligante + borracha) permanece durante um período que varia de 10 minutos a 4 horas, sobre velocidades relativamente altas variando de 500 a 3500rpm para uma completa homogeneização. Estes valores se explicam pela dificuldade de se dispersar e digerir os componentes da borracha no ligante asfáltico durante a mistura. Como a borracha, o SBS mantém temperaturas, períodos de tempo e velocidades altas para dispersão do polímero na mistura.

Quando se analisa as fibras de PP percebe-se que Mello *et al.* (2008) definem temperatura (190°C) e tempo (30 minutos) de mistura consoantes com as misturas modificadas por borracha. Entretanto os valores, aqui adotados, de temperatura e tempo, são em parte, discordantes aos adotados por Mello *et al.* (2008). Isto advém da recomendação feita na DNIT 095/2006, onde o ligante asfáltico não deve ser utilizado em temperaturas acima de 177°C, pois no aquecimento o CAP perde óleos voláteis incorporando moléculas de oxigênio, isso faz

com que exista um aumento na consistência original (oxidação e endurecimento). Outro ponto impactante na definição da temperatura foi à faixa de derretimento das fibras de PP, sendo tal faixa compreendida entre 163°C e 168°C e que segundo Brulé *et al.* (1988) *apud* Leite (1999) o ligante e o polipropileno atático podem ser misturados sob agitação a 130-140°C em 0,5 hora, às concentrações de 2% a 10%.

A velocidade adotada (1100rpm) ficou definida a partir do equipamento disponível no laboratório. O equipamento (Figura 3.3) utilizado é uma furadeira de bancada HOBBY modelo FBH-130i com 5 velocidades 620, 1100, 1720, 2340 e 3100 rpm acoplado a uma hélice rotativa. Para manutenção e controle da temperatura durante o aquecimento do ligante foi adaptada um recipiente metálico a uma manta aquecedora Fisatom Modelo 102E (Figura 3.3) com a máxima temperatura admissível de 300°C na superfície da manta e um termômetro, respectivamente.

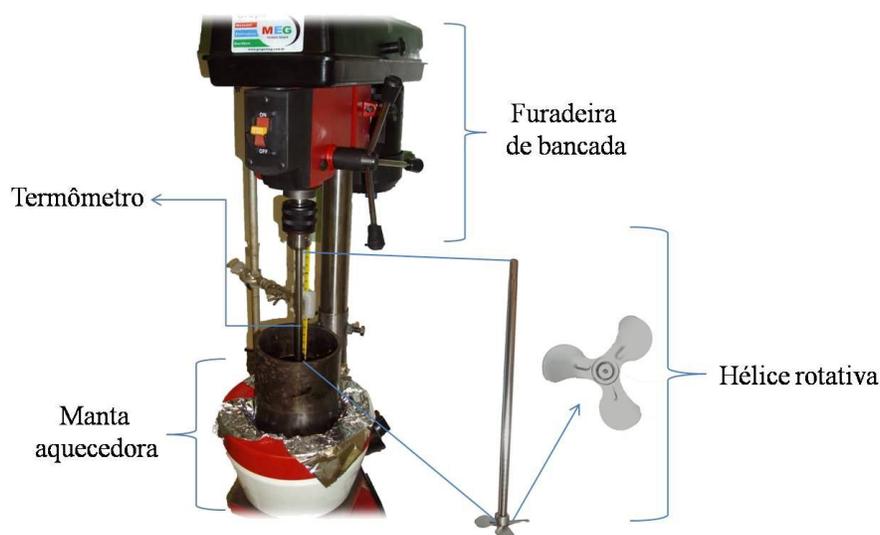


Figura 3.3. Equipamento utilizado na mistura

A adição das fibras foi feita manualmente, com o cuidado de garantir que todas fossem derretidas (Figura 3.4). Essa garantia se baseou na observação de que a fibra se dissolvia quase instantaneamente em contato com o ligante asfáltico na temperatura de modificação. O procedimento de mistura consistiu em esperar a temperatura chegar e se estabilizar dentro da faixa pré-estabelecida e em seguida adicionar as fibras, com a mistura agitada durante 30 minutos. A temperatura em todos os casos oscilou entre 163°C e 168°C.



Figura 3.4. Procedimento de adição das fibras e mistura

Neste momento é importante que se faça uma observação sobre o teor T0 de referência. Este teor sem fibra passou pelo mesmo processo de agitação que os teores com fibra para que o ligante asfáltico tivesse as mesmas características que nos demais arranjos, com fibra, nos quais o ligante foi exposto a condições agressivas de temperatura.

### 3.4. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE

A caracterização do ligante asfáltico, natural e modificado sujeitos ao envelhecido ou não, foi feita a partir de ensaios correntes para avaliar suas propriedades físicas e ensaios especiais para avaliar suas propriedades reológicas. De forma a analisar a consistência e indicar o comportamento quanto à viscosidade do ligante para os diversos teores executou-se ensaios de penetração (DNER ME 003/99), ponto de amolecimento (DNER ME 247/94), determinação do índice de suscetibilidade térmica, determinação da ductilidade (DNER ME 163/98) e recuperação elástica (DNER ME 382/99). Completando a campanha experimental de ensaios “básicos” foram feitos, para cada teor, ensaios de ponto de fulgor (NBR 11341 MB ou DNER ME 148/94) e densidade de material betuminoso (DNER ME 193/96).

Especificadamente ensaios baseados na metodologia Superpave (*Superior Performing Asphalt Pavements*) desenvolvidos pelo programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) como viscosidade Brookfield (ASTM D 4402/95) foi executado para avaliar o comportamento do ligante quanto a viscosidade.

Amaral (2000) sugere que o envelhecimento se dá em parte pela oxidação de moléculas polarizáveis dos maltenos, que se tornam polares, e passam a fazer parte da fração asfáltico. Com isso, ao longo da vida do CAP no pavimento, ele vai gradativamente aumentando a

quantidade de asfaltenos e na mesma proporção, diminui a quantidade de maltenos. Isto leva o CAP a um endurecimento gradativo, já que o equilíbrio coloidal está permanentemente se deslocando no sentido do aumento das propriedades Gel, e em consequência, o CAP vai ficando com a susceptibilidade térmica cada vez menor. Isto significa que um CAP pode apresentar uma susceptibilidade térmica dentro da faixa desejada, e logo após a usinagem (quando ocorre o maior grau de envelhecimento do CAP) pode ir para a pista com esta susceptibilidade completamente fora da faixa desejada. Por essa razão, torna-se necessário o conhecimento da susceptibilidade térmica do CAP, e principalmente, a forma como ela se altera durante o processo de usinagem e ao longo da sua vida útil. Então buscando verificar o comportamento das misturas depois de envelhecidas a curto prazo foi adotado o ensaio de envelhecimento em estufa do tipo RTFOT (ASTM D 2872/97), o qual também é da metodologia Superpave e já incorporada na ANP N°19/2005.

Segundo Leite (1999) a modificação das propriedades do asfalto pela adição do polímero é explicada pelo inchamento do polímero nos maltenos do CAP. Tem-se duas fases dentro do asfalto modificado na escala micro: fase rica em polímero que contém polímero e parte dos maltenos adsorvidos pelo polímero e a fase rica em asfaltenos que consiste de todos componentes do CAP particularmente os asfaltenos, que não são adsorvidos pelo polímero. Contudo a estabilidade dessas duas fases à estocagem é sensível a agentes externos. Assim tratamentos térmicos podem levar à separação de fases: fase polimérica no topo e fase asfaltenos no fundo. Havendo separação de fases, a redispersão fica difícil de ser obtida, sendo recomendado que a mistura seja mantida sobre agitação e/ou recirculação. Posto isto os ligantes modificados por fibras tiveram a sua tendência ou não à separação de fases avaliada pelo ensaio de estabilidade à estocagem (ASTM D 5892).

De forma complementar foram feitos ensaios químicos no laboratório de polímeros pertencente ao instituto de Química da UnB para avaliar o comportamento das fibras de aramida e polipropileno quando expostas a altas temperaturas.

#### 3.4.1. ENSAIO DE PENETRAÇÃO (DNER ME 003/99)

No ensaio de penetração uma amostra de CAP, em torno de 50g, teve sua consistência avaliada pela penetração, em décimos de milímetros, por meio de uma agulha padrão com massa de 100g por 5 segundos à temperatura de 25°C de acordo com a norma DNER ME 003/99. Foram efetuadas cinco determinações de penetração em cada tipo de amostra para

definição de uma média, contudo os valores de penetração passaram por um prévio tratamento estatístico para que as médias obtidas fossem obtidas apenas por dados consistentes. Nos resultados de penetração, a consistência do CAP é tanto maior quanto menor for a penetração da agulha. O equipamento utilizado no ensaio é demonstrado na Figura 3.5.



Figura 3.5. Equipamento utilizado no ensaio de penetração (a), amostra de CAP -50g (b), execução do ensaio (c) e detalhe da penetração na amostra (d)

#### 3.4.2. PONTO DE AMOLECIMENTO (DNER ME 247/94)

Método de ensaio descrito pela DNER ME 247/94 também conhecido como método do anel e bola é o procedimento em que uma amostra de ligante é moldada em um anel de latão que é mantido suspenso em um banho à temperatura controlada, e sobre ele é colocada uma esfera de aço de dimensões e peso especificados no centro da amostra. Dentro do banho de água, em um béquer, o conjunto passa por um aquecimento a uma taxa controlada de 5°C/minuto. Quando o asfalto amolece o suficiente para não mais suportar o peso da esfera, a esfera e o asfalto escoam em direção ao fundo do béquer. Por fim, o ponto de amolecimento da amostra fica definido pelo valor de temperatura lido no instante em que a amostra toca uma placa de referência do conjunto de ensaio situada a 25,4mm de profundidade em relação à parte inferior do anel como ilustrado na Figura 3.6.



Figura 3.6. Equipamento utilizado no ensaio ponto de amolecimento (a), colocação da amostra no aparato de ensaio (b), execução do ensaio (c) e detalhe do término do ensaio (d)

O teste é conduzido com duas amostras do mesmo material. Se a diferença de temperatura entre as duas amostras exceder 2°C, o ensaio deve ser refeito. Da mesma forma que no ensaio de penetração foram feitas análises estatísticas para validação dos dados.

### 3.4.3. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE SUSCETIBILIDADE TÉRMICA

O índice é definido em acordo com a norma do DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) 095/2006 e resolução N°19/2005 da ANP (Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis), o qual é dependente dos valores de penetração e de ponto de amolecimento pré-estabelecidos. Segundo Morilha Jr. (2004), a susceptibilidade térmica é a capacidade que o ligante asfáltico tem de manter suas características reológicas inalteradas sob uma larga faixa de temperaturas. Em climas mais frios, o ligante permanece mais flexível e aumenta a resistência do revestimento à fissuração e ao trincamento. Em climas quentes, como no caso do Brasil, o maior ponto de amolecimento e a maior viscosidade do ligante aumentam a resistência à deformação permanente.

Assim, aplicações de ligantes com alto IST devem ser evitadas em locais de tráfego pesado, lento, canalizado e diante de altas temperaturas. A utilização de uma mistura asfáltica com estas características pode induzir a formação de trilhas de roda que pode ser ainda mais acentuada se o segmento for em rampa pronunciada (Morilha Jr., 2004).

O Índice de Suscetibilidade Térmica (IST), também chamado de Índice de Pfeiffer e Van Doormaal, que nas especificações brasileiras pode variar de -1,5 a +1,0, indica a seguinte tendência: valores maiores que +1,0 indicam asfaltos pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços quando a temperatura é baixa, e valores menores que -1,0 indicam asfaltos muito sensíveis a elevadas temperaturas, ou seja, amolecem rapidamente (Barra, 2005).

De acordo com DNIT 095/2006 e ANP (2005), o índice de susceptibilidade térmica pode ser determinado utilizando a seguinte equação 3.1:

$$IST = \frac{[500x \log(PEN)] + [20x(T^{\circ}C)] - 1951}{120 - [50x \log(PEN)] + (T^{\circ}C)} \quad (3.1)$$

onde:

T°C = ponto de amolecimento;

PEN= penetração a 25°C, 100g, 5seg.

#### 3.4.4. DETERMINAÇÃO DA DUCTILIDADE (DNER ME 163/98)

Ensaio descrito pela DNER ME 163/98 que visa empiricamente avaliar parâmetros de coesão dos ligantes asfálticos comumente conhecidos como ductilidade que é a capacidade do material de se alongar na forma de um filamento antes da sua ruptura.

A amostra para o ensaio de ductilidade foi previamente preparada em moldes especiais (em forma de osso de cachorro ou gravata-borboleta), separados ao meio na seção diminuída do molde. Uma vez preparada as amostras, elas foram colocadas dentro de um banho que compõe o equipamento, onde são submetidas a um esforço de tração aplicado em suas extremidades, com velocidade uniforme especificada (5cm/min  $\pm$  0,25cm/min), até que os corpos-de-prova venham a romper ou até a distensão máxima (100cm) permitida pelo equipamento de ensaio (ductilômetro), conforme ilustrado na Figura 3.7.

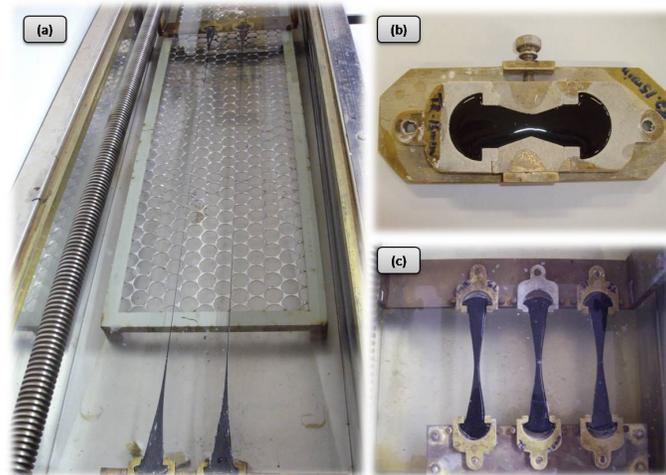


Figura 3.7. Equipamento (a) e amostra (b) utilizados no ensaio de ductilidade e detalhe da execução do ensaio (c)

Durante a campanha de ensaios de ductilidade foi moldada apenas uma amostra para cada teor de fibra.

#### 3.4.5. RECUPERAÇÃO ELÁSTICA (DNER ME 382/99)

Recuperação elástica é a medida da capacidade de retorno do sistema asfalto-polímero após interrupção de tração mecânica especificada de acordo com a DNER-ME 382/99. O ensaio, também realizado no ductilômetro, permite demonstrar a capacidade elástica superior dos asfaltos modificados em relação aos asfaltos convencionais. No ensaio de recuperação elástica as amostras são preparadas da mesma forma que no ensaio de ductilidade.

Após a retirada do molde da placa, submete-se o corpo de prova imediatamente ao ensaio de tração no ductilômetro, com velocidade uniforme especificada ( $5\text{cm/min} \pm 0,25\text{cm/min}$ ), até que o corpo-de-prova se alongue a 200 mm (L1) (Figura 3. 8). A tração foi então paralisada por 5 minutos, e imediatamente depois o material asfáltico distendido foi cortado bem no centro (Figura 3. 8); com o auxílio de uma tesoura.

Após repouso de 60 minutos, acionou-se o ductilômetro em sentido contrário, de modo que as duas extremidades dos corpos de prova encostassem uma na outra, momento este em que foi realizada leitura na escala milimétrica do aparelho (L2).

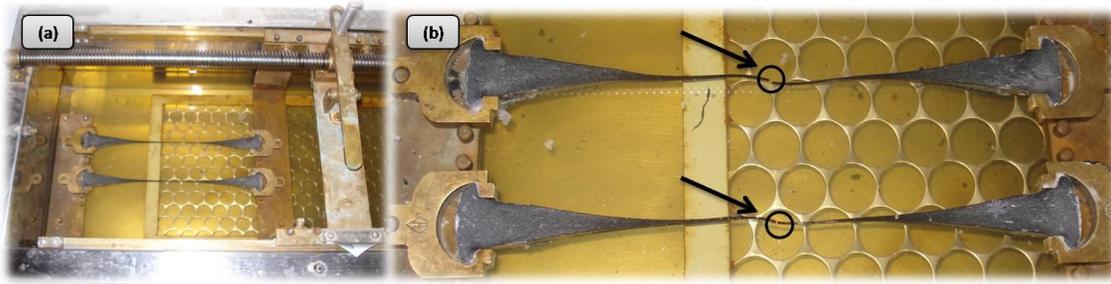


Figura 3. 8. Distensão da amostra até 200mm (a) e (b) ponto onde amostra foi cortada para posterior leitura de recuperação elástica

A recuperação elástica (RE) é determinada, em porcentagem, segundo a equação 3.2:

$$RE = \frac{L_1 - L_2}{L_1} \times 100 \quad (3.2)$$

#### 3.4.6. ENSAIO DE PONTO DE FULGOR (DNER ME 148/94)

O ponto de fulgor é um ensaio ligado à segurança de manuseio do asfalto durante transporte, estocagem e usinagem. Representa a menor temperatura na qual os vapores emanados durante o aquecimento do material asfáltico se inflamam por contato com uma chama padronizada. Valores de pontos de fulgor de CAP são normalmente superiores a 230°C.

O ensaio consiste em determinar a temperatura em que ocorre um lampejo, provocado pela inflamação dos vapores da amostra, pela passagem de uma chama piloto. A temperatura da amostra é aumentada, de início rapidamente e depois lentamente, a uma taxa constante na medida em que se aproxima do ponto de fulgor. Em intervalos de tempo especificados, uma pequena chama piloto é passada sobre a cuba. A Figura 3. 9 mostra o equipamento utilizado para executá-lo segundo a norma ABNT NBR 11341/04.

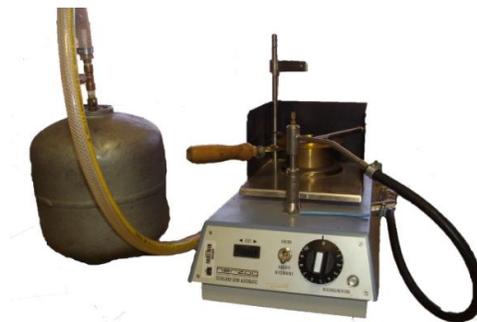


Figura 3. 9. Equipamento para determinação do ponto de fulgor; Vaso aberto de Cleveland; LER-Ceftru-UnB

### 3.4.7. DENSIDADE DE MATERIAL BETUMINOSO (DNER ME 193/96)

A determinação deste parâmetro tem por finalidade a transformação de unidades gravimétricas em volumétricas e é utilizado no cálculo do volume de vazios da mistura betuminosa. A sistemática do ensaio utilizada é descrita na DNER ME 193/96 onde o procedimento escolhido constituiu em realizar quatro medidas de peso a uma temperatura de 25°C conforme esquema representado na Figura 3.10 abaixo e cálculo conforme Equação 3.3.

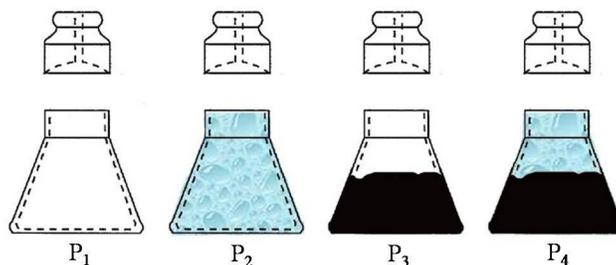


Figura 3.10. Medidas feitas para determinação da densidade de ligantes asfálticos

$$D = \frac{P_3 - P_1}{(P_2 - P_1) - (P_4 - P_3)} \quad (3.3)$$

Onde: D = densidade do cimento asfáltico, P1= Massa do picnômetro vazio + Tampa, P2= Massa do picnômetro com água destilada + Tampa, P3= Massa do picnômetro com CAP + Tampa e P4= Massa do picnômetro com água destilada e CAP + Tampa.

### 3.4.8. DETERMINAÇÃO DA VISCOSIDADE APARENTE (ASTM D 4402/95)

Método de ensaio no qual busca-se quantificar a resistência ao cisalhamento interno de um fluido, isto é, a força necessária para produzir o escoamento entre suas camadas. Dentro dos métodos difundidos no meio técnico se destacam o Saybolt-Furol (DNER ME 004/94) para obtenção da viscosidade técnica (em sSf) e o viscosímetro Brookfield (ASTM D 4402/95), para a obtenção da viscosidade absoluta (em cP).

Nesta pesquisa, em específico, só executou-se o método de determinação da viscosidade pelo viscosímetro Brookfield no qual a viscosidade medida é a razão entre a tensão de cisalhamento aplicada e a taxa de cisalhamento de um líquido. Esta razão é também chamada de coeficiente de viscosidade dinâmica. A unidade utilizada no sistema internacional (SI) é o Pascal-segundo (Pa.s). No sistema CGS, a unidade é o Poise e é equivalente a 0,1 Pa.s. O centipoise (cP) é equivalente ao milipascal-segundo (mPa.s) e é frequentemente usado como unidade de viscosidade para determinações utilizando o Brookfield.

Para determinação da viscosidade do ligante asfáltico para cada tipo de mistura analisada, foi utilizado um viscosímetro rotacional, modelo DVII+ acoplado a um controlador de temperatura Thermosel (Figura 3.11).

A massa a ser ensaiada varia de 8 a 11 gramas e depende do tamanho da haste de prova (*spindle*). O ligante modificado foi aquecido em estufa até uma temperatura de 150°C para que ficasse fluido. Uma vez fluido, 8g do ligante foi coletada no recipiente de ensaio. O andamento do ensaio é ilustrado na Figura 3.11.

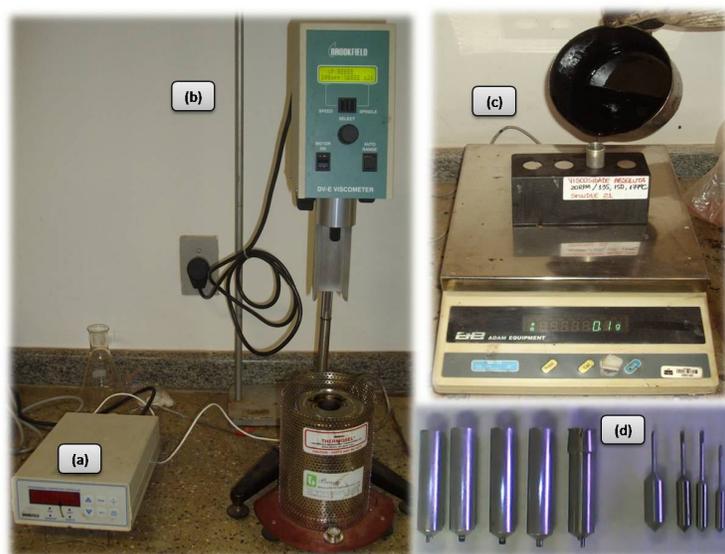


Figura 3.11. Aparato utilizado no ensaio de viscosidade brookfield. (a) Controle de temperatura do viscosímetro, (b) viscosímetro rotacional brookfield, (c) coleta da amostra - 8,0g de CAP e (d) tubos de ensaio e *spindles*, da esquerda para direita

Conforme preconizado na ASTM D-4402/95, após estabilização da temperatura de ensaio, inicia-se a rotação do *spindle* (Sc 21) e a viscosidade é lida diretamente no equipamento em centipoise (cP). A norma brasileira DNER ME 004/94 exige realização do ensaio em apenas três temperaturas: 135, 150 e 177°C. Contudo, determinaram-se mais pontos de temperatura (135, 145, 150, 155, 160, 165 e 177°C) para uma melhor definição da curva viscosidade *versus* temperatura.

A viscosidade do ligante é usada para garantir um asfalto fluido o suficiente para ser bombeado, transportado e misturado com o agregado, no entanto, para evidenciar as melhorias nestas propriedades se constrói uma curva LogTemperatura em °Ra (Graus

Rankine) versus LogViscosidade em cP a partir dos valores de viscosidade e temperatura acima descritos.

Para determinação da temperatura em Graus Rankine, procede-se à conversão utilizando a equação 3.4 a seguir:

$$Ra = T \cdot 493,47 \quad (3.4)$$

onde:

T = Temperatura em °C

#### 3.4.9. ROLLING THIN FILM OVEN TEST – RTFOT (ASTM D 2872/97)

O ensaio busca simular o envelhecimento do ligante asfáltico em curto prazo (envelhecimento devido a usinagem) o ligante foi submetido ao *Rolling Thin Film Oven Test* – RTFOT (ASTM D-2872/97), no qual uma película fina de ligante é exposta a altas temperaturas na estufa RTFOT (Figura 3.12) onde a amostra fica disposta em um compartimento giratório onde é introduzido um jato de ar a uma taxa de 4000 ml/min e a alta temperatura (163°C). A ação giratória do compartimento presente dentro da estufa evita a formação de uma camada oxidada na superfície da amostra, assim como a segregação de polímero, no caso de asfaltos modificados.

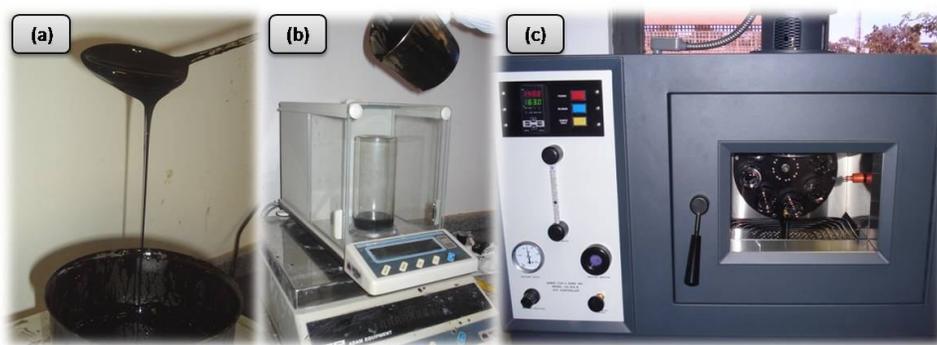


Figura 3.12. Procedimentos realizados durante o ensaio de envelhecimento. (a) Preparação e (b) pesagem da amostra 35g e (c) Estufa RTFOT utilizada no ensaio de envelhecimento a curto prazo

As amostras ensaiadas conforme pode ser observado na Figura 3.13, consistem em  $35 \pm 0,5$  gramas de ligante colocadas em frascos os quais são submetidos às condições fornecidas pela estufa RTFOT descritas anteriormente durante um período de  $80 \pm 5$  minutos.



Figura 3.13. Amostras e procedimentos realizados no ensaio de envelhecimento. (a) Frascos com amostras antes do envelhecimento, (b) amostras na prateleira da estufa e (c) amostras após o ensaio.

Após 85 minutos na estufa RTFOT, os frascos com amostras envelhecidas são colocadas para esfriar por um período de 60 minutos e, posteriormente determinadas as variações de massa, em porcentagem, conforme Equação 3.5.

$$\Delta Massa = \frac{M_{inicial} - M_{final}}{M_{final}} \times 100 \quad (3.5)$$

Onde:

$M_{inicial}$  = massa antes do ensaio RTFOT;

$M_{final}$  = massa após o ensaio RTFOT.

Após realização do ensaio, o resíduo presente nos frascos de ensaio foram retirados cuidadosamente com auxílio de uma espátula, para que posteriormente fossem realizados ensaios de ponto de amolecimento, penetração e ductilidade e para determinação do aumento do ponto de amolecimento e penetração retida (Eq. 3.6).

$$PEN_{retida} = \frac{PEN_{final}}{PEN_{inicial}} \times 100 \quad (3.6)$$

Onde:

$PEN_{final}$  = Penetração antes do ensaio RTFOT;

$PEN_{inicial}$  = Penetração após o ensaio RTFOT.

O ensaio RTFOT foi realizado apenas para duas amostras de cada arranjo de mistura (CAP - fibra) elaborada durante esta pesquisa. O resíduo recolhido foi suficiente para realização dos ensaios de caracterização. Esta simulação do envelhecimento do ligante asfáltico permitiu uma posterior avaliação se a adição de fibras forneceu ligantes asfálticos com um comportamento reológico melhor, quando comparado a ligantes sem adição de fibras sintéticas.

### 3.5. ENSAIO DE ESTABILIDADE A ESTOCAGEM (ASTM D 5892)

Por meio do ensaio de ponto de amolecimento um asfalto modificado por polímeros pode ser avaliada sua tendência à separação de fases durante o armazenamento. A avaliação pelo ponto de amolecimento consiste em retirar duas amostras, uma do topo e outra da base, de um tubo padronizado preenchido com 50g de ligante modificado. O tubo foi confeccionado com papel alumínio nas dimensões propostas na ASTM D 5892 sendo 25,4mm de diâmetro e 139,7mm de altura.

O ligante fluido foi cuidadosamente colocado nos tubos com cuidado para não derramar e a seguir o topo dos tubos foi selado. Assim foram levadas na posição vertical até uma estufa onde permaneceram sobre uma temperatura de  $163\pm 5^{\circ}\text{C}$  durante  $48\pm 1\text{h}$ . No final do período, as amostras foram retiradas da estufa e em seguida as mesmas foram dispostas em um congelador a  $-6,7\pm 5^{\circ}\text{C}$  por 4h até se solidificar.

Com auxílio de um martelo e uma espátula foram efetuados dois cortes dividindo o tubo de ensaio em três partes, duas usadas na avaliação (topo e base) e uma descartada (centro). As amostras de topo e base foram colocadas dentro de um recipiente o qual foi levado a estufa sob uma temperatura de  $163\pm 5^{\circ}\text{C}$  até que o asfalto fluidificasse.

Por fim as amostras do topo e base são submetidas aos procedimentos do ensaio de ponto de amolecimento. Na Figura 3.14 é mostrado um esquema desse ensaio. Preparação das amostras (I), amostras seladas e prontas para ir para estufa (II), amostra dentro do congelador após período na estufa (III), amostras congeladas prontas para corte (IV), amostra cortada (V) e topo e base da amostra dentro de recipientes para posterior realização do ensaio de anel e bola (VI).

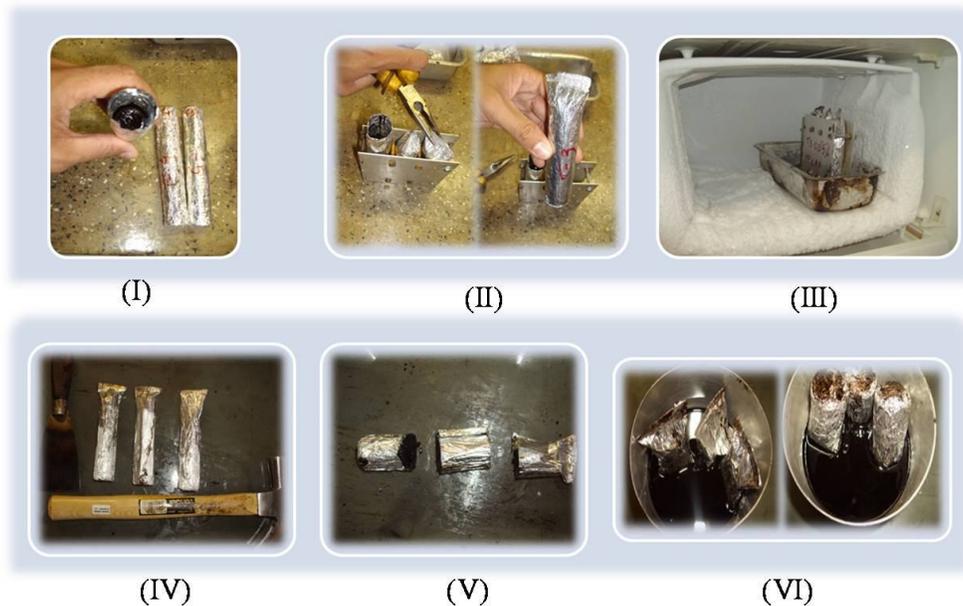


Figura 3.14. Esquema para realização do ensaio de estabilidade a estocagem

Os resultados, obtidos da diferença entre os pontos de amolecimento, são reportados e usados como uma diretriz para estabelecer procedimentos para o manuseamento de campo. Grandes diferenças nos valores de separação indicam que a agitação do material deve ser mantido durante o armazenamento.

### 3.6. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA DA FIBRA

A realização de ensaios com intuito de avaliar as propriedades químicas dos ligantes asfálticos modificados, ou não, é considerada importante para previsão do desempenho dos asfaltos em serviço além de servir como métodos de quantificação de modificantes na massa asfáltica.

#### 3.6.1. TGA (análise termogravimétrica)

A análise térmica (TG/DTG, DSC, DTA etc.) é definida como “um grupo de técnicas por meio das quais uma propriedade física como massa, temperatura, entalpia, dimensões etc., de uma substância e/ou de seus produtos de reação é medida em função da temperatura, enquanto essa substância é submetida a uma programação controlada de temperatura e sob uma atmosfera especificada (inerte ou oxidativa)” (Ionashiro (1980), Wendlandt (1986), Haines (1995) *apud* Canevarolo Jr.(2003)).

Segundo Canevarolo Jr.(2003), a termogravimetria (TG) é uma técnica da análise térmica na qual a variação da massa da amostra (perda ou ganho) é determinada em função da temperatura e tempo, enquanto a amostra é submetida a uma programação controlada de temperatura. Esta possibilita conhecer as alterações que o aquecimento pode provocar na massa das substâncias, permitindo estabelecer a faixa de temperatura em que elas adquirem composição química, fixa, definida e constante, a temperatura em que começam a se decompor, acompanhar o andamento de reações de desidratação, oxidação, combustão, decomposição, etc.

Para justificar o estudo de degradação nas fibras poliméricas de aramida e polipropileno, a avaliação termogravimétrica em ambas veio como forma de investigar o efeito da temperatura na decomposição do polímero, uma vez que o produto final (CAP modificado) será submetido a condições agressivas como agitação a altas temperaturas.

Todos os experimentos foram realizados em um sistema Shimadzu TGA-50 (Figura 3.15) utilizando-se atmosfera inerte (de hélio) com fluxo de 50 mL/min. Aproximadamente 10 mg de amostra foi aquecida de 25 a 600 °C numa taxa de aquecimento 10 °C/min.

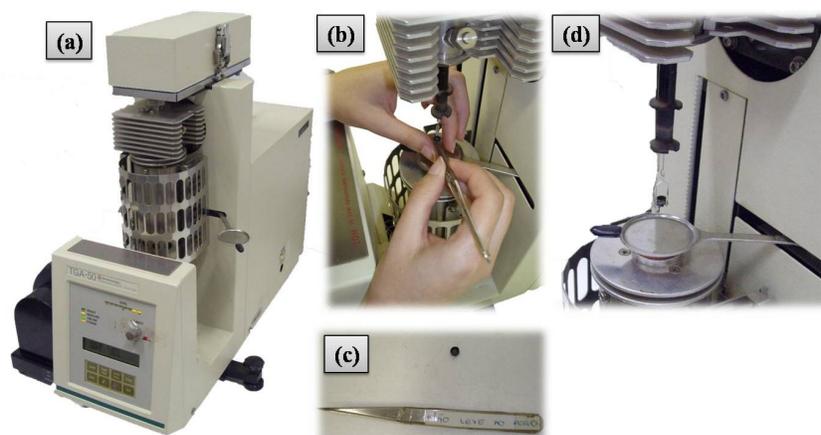


Figura 3.15. Equipamento e procedimentos do ensaio de TGA. (a) Equipamento utilizado nas análises termogravimétricas, (b) colocação do cadinho para em ensaio, (c) detalhe do tamanho do cadinho utilizado e (d) detalhe da disposição do cadinho no equipamento.

Análises termogravimétricas podem não fornecer respostas suficientes durante a pesquisa. Assim é comum associar técnicas como a DTA (análise térmica diferencial) ou DSC (calorimetria exploratória diferencial) para se complementar os dados com técnicas com os dados de TGA.

### 3.7. CARACTERIZAÇÃO DO AGREGADO

Material de extrema importância que chega a corresponder a 95% do peso total da mistura asfáltica. Influencia diretamente as propriedades mecânicas da mistura, por ser responsável em suportar as cargas aplicadas nos revestimentos asfálticos. Para tanto é exigido desses materiais características econômicas, físicas, geométricas e químicas mínimas, relacionadas à durabilidade e ao funcionamento da mistura, para um perfeito funcionamento e utilização do material em concretos asfálticos.

Optou-se por utilizar agregados de uso corrente na execução de revestimentos asfálticos no Distrito Federal. Assim, os agregados escolhidos foram: brita 01, pedrisco, pó-de-pedra e material de enchimento (fíler), de natureza carbonáticas, provenientes da Briccal Indústria Comércio e Mineração Ltda, conforme ilustrado na Figura 3.16.



Figura 3.16. Frações do agregado calcário utilizado na pesquisa

As características dos agregados são influenciadas por diversos fatores, dentre os quais se destaca a natureza da rocha de origem. Segundo Junqueira (1994), a grande presença de veios e fraturas preenchidas principalmente por calcita, bem como as foliações existentes, são afetadas pelas explosões empregadas nas explorações das jazidas. Essas detonações tornam ainda mais vulneráveis esses planos, que já são considerados regiões de fraqueza das rochas. Em razão disso, os agregados resultantes da britagem dessas rochas tendem a apresentar formatos alongados ou lamelares longe do formato ideal para ser utilizado na pavimentação. Araújo (2009) coloca outras desvantagens inerentes ao agregado calcário como: baixa resistência ao polimento, elevada porosidade. Porém, devido à predominância deste tipo de agregados associada à escassez de materiais convencionalmente usados em pavimentação, faz com que as rochas calcárias sejam a única opção economicamente viável para a britagem de agregados destinados à confecção de revestimentos asfálticos na região do Distrito Federal.

Somando a esta vantagem econômica vem os bons resultados apresentados por estes minerais quanto aos índices de adesividade e resistência à abrasão *Los Angeles*.

Como as pesquisas realizadas por Oliveira (2003), Roseno (2005) e Botelho *et al.* (2006) o agregado utilizado nesta pesquisa depois de alguns testes foi enquadrado na faixa IV da especificação DNER ES 386/99. Nesta especificação se encontram índices mínimos a serem atingidos pelo agregado frente a alguns ensaios que visam avaliar o desempenho do agregado quando utilizado na confecção de camadas porosas de atrito (CPA).

Algumas normas relativas à utilização de agregado graúdo em CPAs sugerem que nos ensaios de abrasão *Los Angeles* (DNER ME 035/98) o percentual de desgaste não deverá ser superior a 30%, no ensaio de índice de forma (DNER ME 086/94) não deverá apresentar valores inferiores a 0,5 e que durante o ensaio de durabilidade a sulfatos (DNER ME 089/94) a durabilidade química deverá permanecer inferior a 12%. Quanto ao agregado miúdo, eles deverão ser isentos de torrões de argila ou silte e de materiais pulverulentos, apresentar moderada angulosidade e fornecer resultados de ensaio de equivalente areia (DNER ME 054/97) igual ou superior a 55%.

Entretanto outros ensaios destinados aos agregados como densidade aparente do agregado graúdo e absorção (DNER ME 081/98), massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de *Chapman* (DNER ME 194/98) e massa específica real de material finamente pulverizado por meio do Frasco de *Le Chatelier* (DNER ME 085/94) foram realizados para determinação de parâmetros que tem por finalidade o cálculo dos parâmetros volumétricos da mistura asfáltica. No caso dos ensaios de absorção de água os resultados são usados como estimativa da absorção do ligante pelo agregado que é de fundamental importância para o processo de dosagem, pois influencia no consumo de ligante e na adesividade do par ligante e agregado.

Para finalizar os ensaios em agregados foram feitos ensaios de adesividade (DNER ME 078/94) para avaliar de maneira qualitativa a interação do ligante asfáltico (com e sem modificante) e a superfície do agregado.

### 3.7.1. GRANULOMETRIA

Ensaio básico realizado no agregado fundamental para realização de vários ensaios usados na pesquisa. A análise granulométrica dos agregados brita 01, pedrisco e pó-de-brita e material

de enchimento (filer) foi executada por meio do método de ensaio DNER ME 083/98. O procedimento adotado está descrito de maneira resumida na Figura 3.17.

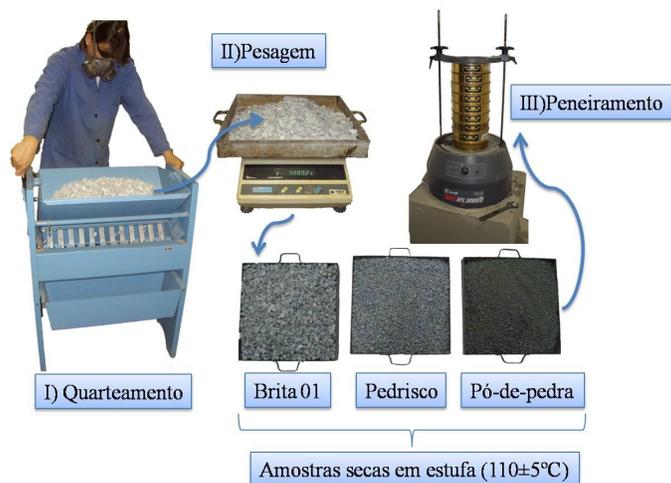


Figura 3.17. Esquema da análise granulométrica

Para a caracterização da granulometria do agregado foi ensaiado uma parcela de 6998,9g de brita 01, 4999,7g pedrisco, 4993,7g pó-de-pedra e o material de enchimento (filer). O peneiramento foi realizado com um tempo aproximado de vinte e cinco minutos.

Com os resultados das percentagens de material passante em cada peneira foi possível a construção da curva granulométrica para todos os materiais utilizados durante a pesquisa. A curva granulométrica é plotada com a percentagem passante no eixo das ordenadas *versus* a abertura da peneira, em escala logarítmica.

### 3.7.2. DENSIDADE DO AGREGADO E ABSORÇÃO

Os ensaios de densidade e absorção do agregado graúdo foram realizados seguindo a norma ASTM C 127/01 (semelhante ao procedimento descrito na norma DNER ME 081/98). A densidade aparente é definida como a razão entre o peso ao ar da unidade de volume de um agregado (porção impermeável), a uma dada temperatura e o peso ao ar da massa de igual volume de água destilada, livre de gases, à mesma temperatura. A Equação 3.7 apresenta a fórmula de cálculo da densidade aparente:

$$D_{ap} = \frac{M_s}{M_{sss} - M_{sub}} \quad (3.7)$$

onde:

$D_{ap}$  = densidade aparente;

$M_s$  = massa, ao ar, do agregado seco em estufa;  
 $M_{sss}$  = massa, ao ar, do agregado na condição saturada superfície seca;  
 $M_{sub}$  = massa submersa do agregado.

A Figura 3.18 ilustra alguns passos do procedimento de ensaio: (I) agregados seco em estufa, (II) imersão dos agregados em água por 24h, (III) determinação da massa submersa e (IV) agregados na condição saturada superfície seca (SSS), condição em que os agregados estão com os poros preenchidos com água (após 24h de imersão), porém a superfície dos grãos é seca com auxílio de uma toalha limpa. Nesta metodologia a amostra é formada pelos grãos retidos na peneira de abertura 4,75 mm.



Figura 3.18. Esquema de alguns procedimentos feitos para determinação da densidade aparente do agregado graúdo

O ensaio de absorção fornece o aumento percentual de massa que o agregado sofre devido ao preenchimento por água de seus vazios permeáveis, em relação à massa seca. A Equação 3.8 apresenta a fórmula para o cálculo da absorção:

$$a = \frac{M_{sss} - M_s}{M_s} \quad (3.8)$$

onde:

$a$  = absorção

$M_s$  = massa, ao ar, do agregado seco em estufa;

$M_{sss}$  = massa, ao ar do agregado na condição saturada superfície seca.

No caso do pó-de-brita, foi executado o método de ensaio DNER ME 194/98 – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do Frasco de Chapmam. Neste método a amostra é formada pelos grãos que passam na peneira de abertura 4,75 mm e ficam retidos na

malha de abertura 0,075 mm. O ensaio consiste em colocar uma amostra de 500 g dentro do referido frasco, o qual se encontra com água até a marca de 200 cm<sup>3</sup>, o procedimento de ensaio é ilustrado na Figura 3.19.

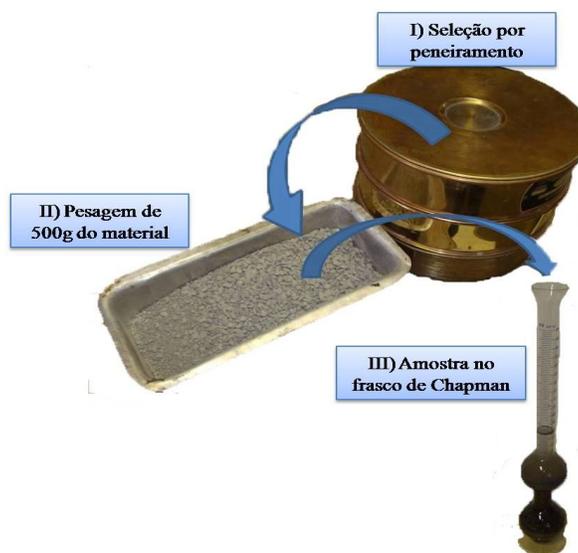


Figura 3.19. Esquema do ensaio para determinação da massa específica de agregados miúdos. A leitura do nível atingido pela água no gargalo do frasco indica o volume ocupado pelo conjunto água e agregado, que é usado para calcular a massa específica real do agregado por meio da Equação 3.9.

$$\rho = \frac{500}{L - 200} \quad (3.9)$$

onde:

$\rho$  = massa específica real do pó-de-brita;

$L$  = leitura no frasco.

Este método não permite obter o valor do peso específico aparente e da absorção de água, pois é executado usando o frasco de “Chapman”. Para o filer adotou-se o método de ensaio DNER ME 085/94 - Frasco *Le Chatelier* (Figura 3.20). O procedimento de ensaio é similar ao ensaio realizado com o Frasco de *Chapman*.



Figura 3.20. Esquema do ensaio para determinação da peso específico do filer.

### 3.7.3. ABRASÃO LOS ANGELES (DNER ME 035/98)

Misturas porosas apresentam um alto percentual de vazios, isto implica em maior contato entre grãos que contribui para uma sollicitação mais vigorosa do agregado. Assim o agregado deve apresentar habilidade para resistir a quebras, degradação e desintegração.

Logo a avaliação da resistência do agregado (Brita 01) foi feita pelo ensaio de abrasão *Los Angeles* o qual mede o desgaste de um agregado por abrasão, com utilização da máquina *Los Angeles*. O procedimento do ensaio consiste em submeter uma determinada massa ( $m_n$ ) dos agregados graúdos a um dado número de revoluções, dentro de um tambor girando à velocidade de 30 rpm a 33 rpm, juntamente com um conjunto de esferas de aço padronizadas (Figura 3.21). O número de esferas e a massa a ser utilizada no ensaio por faixa granulométrica é prescrito na norma (ver item 5 e tabela 1 e 2 da DNER ME 035/98).

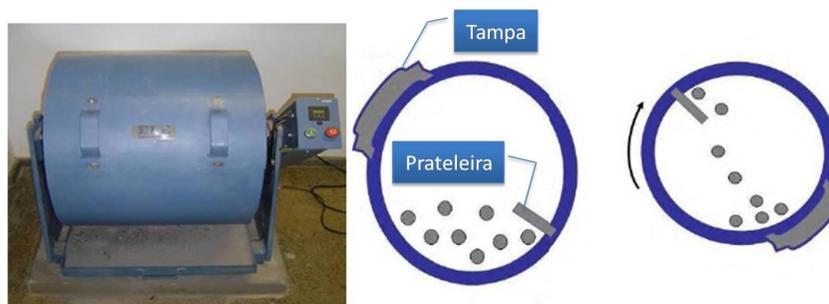


Figura 3.21. Máquina *Los Angeles*; LER-Ceftru-UnB (Araújo, 2009)

Ao final do ensaio, os agregados são retirados do tambor e peneirados numa peneira com malha de abertura de 1,7 mm, restando uma massa ( $m_n^*$ ) retida nesta peneira. O desgaste *Los Angeles* é calculado como a perda de massa percentual pela Equação 3.10:

$$A_n = \frac{m_n - m_n^*}{m_n} \quad (3.10)$$

Onde:

$A_n$  = Abrasão *Los Angeles* da graduação n, com aproximação de 1%  
 $n$  = Graduação escolhida para o ensaio  
 $m_n$  = Massa total da amostra seca, colocada no tambor  
 $m_n^*$  = Massa da amostra lavada e seca, após o ensaio (retido na peneira de 1,7mm)

A granulometria do material utilizada se enquadrou na faixa B preconizada pela norma DNER ME 035/98. Foi utilizado 5004,3g de material, o material foi submetido a 500 revoluções com uma carga abrasiva de onze esferas (4584±25g) de 30 a 33 rpm na máquina *Los Angeles*.

#### 3.7.4. RESISTÊNCIA AO CHOQUE (DNER ME 399/99)

Assim como no ensaio de abrasão *Los Angeles* o ensaio de resistência ao choque também visa avaliar a resistência mecânica do agregado. O método adotado foi o que determina a perda ao choque no aparelho *Treton* (DNER-ME 399/1999). A execução do ensaio ocorreu no Laboratório de Análise de Materiais da Universidade de Brasília. Este ensaio consiste em submeter uma amostra, constituída de partículas passando na peneira de abertura 19 mm e retidas na malha de abertura 16 mm, a dez golpes de um martelo com 14,9 kg caindo de uma altura de 39,37 cm. O material resultante é passado na peneira de abertura 1,7 mm e a perda é calculada pela diferença entre a massa original da amostra e a massa do material retido nesta peneira. Na Figura 3.22 é apresentada a situação da amostra antes e após a aplicação dos golpes no aparelho *Treton*.



Figura 3.22. Esquema do ensaio sobre resistência ao impacto Treton

#### 3.7.5. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE FORMA (DNER ME 086/94)

Segundo a norma DNER ME 086/94, este método fixa o modo pelo qual se determina a variação dos eixos multidirecionais das partículas que compõem o agregado, definindo-a pelo índice de forma. O índice corresponde a valores entre 0 e 1. O que significa que quanto mais próximo de 1, menor a variação dos eixos e mais cúbico é o agregado. Valores menores que 0,5 indicam grande variação dos eixos e, portanto, partículas lamelares ou alongadas.

Então para avaliar o agregado graúdo executou-se este ensaio no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) do Centro de Formação de Recursos Humanos em Transportes (Ceftru) da Universidade de Brasília (UnB). Inicialmente, com a granulometria já determinada a amostra foi enquadrada em uma das graduações da Tabela 3.5.

Escolhida a graduação, selecionam-se as frações das quantidades indicadas na Tabela 3.5, usando as peneiras com crivos de abertura circular.

O ensaio consiste em passar as partículas de cada fração no crivo de abertura igual à metade do tamanho diretriz correspondente (crivo I), separando as retidas e determinando a sua massa. O material passante no crivo I deve ser passado em um segundo crivo redutor de abertura igual a 1/3 do tamanho diretriz da fração (crivo II), anotando-se o peso do material retido. Para cada fração que compõe a graduação determina em relação ao seu peso inicial, as percentagens retidas em cada crivo redutor. O índice de forma é calculado pela Equação 3.11:

$$f = \frac{P_1 + 0,5 \cdot P_2}{100 \cdot n} \quad (3.11)$$

Onde:

$f$  = índice de forma

$P_1$  = soma das porcentagens retidas no crivo I, de todas as frações que compõe a graduação.

$P_2$  = soma das porcentagens retidas no crivo II, de todas as frações que compõe a graduação.

$n$  = número de frações (ou de tamanho de diretrizes) que compõe a graduação escolhida.

Tabela 3.5. Determinação da graduação do material após análise granulométrica (DNER ME 086/94)

Graduação	Crivos de abertura circular mm		Peso das frações da amostra g	Crivos redutores correspondentes mm**	
	Passado*	Retido		Crivo I	Crivo II
A	76,0	63,5	3000	38,8	25,0
	63,5	50,0	3000	32,0	21,0
	50,0	38,8	3000	25,5	17,0
	38,0	32,0	3000	19,0	12,7
B	32,0	25,0	2000	16,0	10,5
	25,0	29,0	2000	12,7	8,5
	19,0	16,0	2000	9,5	6,3
C	19,0	16,0	2000	9,5	6,3
	16,0	12,7	2000	8,0	5,3
	12,7	9,5	2000	6,3	4,2
D	12,7	9,5	1000	6,3	4,2
	9,5	6,3	1000	4,8	3,2

\* Tamanho diretriz

\*\* Abertura em tamanhos comerciais

### 3.7.6. ADESIVIDADE (DNER ME 078/94)

O fenômeno da adesão de um filme de asfalto sobre a superfície de um agregado mineral envolve o desenvolvimento de interações eletrostáticas que dependerá fundamentalmente da natureza química do par. Sabe-se que a maioria dos compostos presentes no asfalto é de natureza apolar (hidrocarbonetos) enquanto a superfície dos agregados é polar, podendo possuir carga positiva ou negativa, dependendo da natureza química. A resistência do filme a ação deslocadora da água será maior quanto mais compatível forem os materiais (Liberatori & Constantino, 2006).

Como a adesão do filme asfáltico se desenvolve na superfície do agregado, é de suma importância que haja boa compatibilidade química entre o par. O descolamento do filme asfáltico é fundamentalmente promovido pelo efeito da água, tanto na forma de vapor quanto líquida e está ligado a questões de materiais, climáticas, tráfego, projeto e construção da via, entre outros. Se existe uma má compatibilidade entre o ligante e o agregado, o fenômeno do descolamento do filme pode levar o pavimento à ruína em curto espaço de tempo (Liberatori & Constantino, 2006).

O método empregado nesta pesquisa para avaliar adesividade do agregado graúdo é preconizado pela norma DNER ME 078/94, o qual consiste em determinar se há ou não deslocamento do filme de ligante, após a amostra ser mantida por 72 horas imersa em água a temperatura de 40 °C.

No método utilizou-se 500g de material passando na peneira 19 mm e retido na de 12,7 mm. A amostra foi lavada e posteriormente colocada imersa em água destilada por um minuto e em seguida secada em estufa, a 120°C, durante duas horas. O CAP foi aquecido a 120°C. Os 500g de agregado aquecido (a 100°C) foram misturados a 17,5 g de ligante. Após o resfriamento da mistura, a amostra foi colocada em um recipiente e totalmente recoberta com água destilada. O recipiente com a amostra foi levado a estufa onde permaneceu a uma temperatura de 40°C e mantido em repouso durante 72 h. Por fim o material foi considerado satisfatório se não houvesse deslocamento da película de ligante asfáltico ao fim das 72 h, e não satisfatório quando houvesse total ou parcial deslocamento da película nesse mesmo período. A Figura 3.23 representa de forma sucinta os procedimentos feitos no ensaio de adesividade.

Como o CAP 50/70 utilizado na pesquisa foi modificado para teores de 0,5%; 1,0%; 1,5%; 2,0%; 2,5% 3,0% de fibras de polipropileno o procedimento descrito acima foi repetido para cada um destes teores.



Figura 3.23. Esquema do ensaio de adesividade

### 3.8. DOSAGEM DA MISTURA

O primeiro passo para dosagem das misturas tipo CPA foi a definição das curvas granulométricas dos materiais envolvidos durante a pesquisa para posterior definição da composição granulométrica a ser adotada. Com a definição da composição foram moldados corpos de prova pela metodologia Marshall obedecendo aos critérios estabelecidos na especificação da DNER ME 043/95. Por fim para definição do teor ótimo da mistura procurou-se avaliar as misturas frente às especificações de percentagens de vazios, resistência à tração por compressão diametral e desgaste à abrasão, definidas na DNER ES 386/99.

Quanto ao teor de fibras a ser adicionado a mistura optou-se em adotar os teores recomendados pelo fabricante das fibras e avaliados por Mello *et al.* (2008) correspondente a 0,05% do peso total da mistura.

#### 3.8.1. DEFINIÇÃO DA COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA DA MISTURA

Pesquisas como as de Oliveira (2003), Roseno (2005) e Botelho *et al.* (2006) foram de suma importância pois serviram como referência para uma melhor definição da composição e do teor ótimo. Em todas as pesquisas listadas anteriormente se trabalhou com os agregados

calcários do Distrito Federal na confecção de misturas drenantes enquadradas nas faixas IV e/ou V, propostas pela DNER ES 386/99.

Assim como nas pesquisas citadas optou-se em trabalhar com composições enquadradas na faixa IV. Dessa maneira buscou-se que as frações dos agregados utilizados na elaboração da camada porosa de atrito ficassem dentro dos limites estabelecidos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Faixas Granulométricas para Camada Porosa de Atrito (DNER ES 386/99)

Peneira de malha quadrada		Porcentagem passando, em peso (faixas)					Tolerância na curva de projeto (%)
ABNT	Abertura, mm	I	II	III	IV	V	
3/4"	19	-	-	-	-	100	-
1/2"	12.5	100	100	100	<b>100</b>	70-100	±7
3/8"	9.5	80-100	70-100	80-90	<b>70-90</b>	50-80	±7
Nº 4	4.8	20-40	20-40	40-50	<b>15-30</b>	18-30	±5
Nº 10	2.0	12-20	5-20	10-18	<b>10-22</b>	10-22	±5
Nº 40	0.42	8-14	-	6-12	<b>6-13</b>	6-13	±5
Nº 80	0.18	-	2-8	-	-	-	±3
Nº 200	0.075	3-5	0-4	3-6	<b>3-6</b>	3-6	±2
Ligante polimerizado solúvel no tricloroetileno, %		4,0 - 6,0					±0,3

O processo de definição da composição granulométrica consistiu em um processo de tentativa e erro para enumerar “pré-composições” compostas por diferentes frações dos agregados (Brita 01, pedrisco, pó-de-pedra) e material de enchimento (filer). Da mesma maneira que nas curvas granulométricas do agregado a composição granulométrica consiste em uma curva definida a partir de valores em porcentagem do material passante *versus* a abertura de certo jogo de peneiras. No entanto, para este caso específico a curva é enquadrada entre duas outras curvas de controle que servem como limites máximos e mínimos a serem respeitados pela composição.

Primeiramente, as composições granulométricas dos agregados componentes foram obtidas a partir de uma planilha eletrônica do aplicativo *Microsoft Excel*. Por meio da ferramenta *solver*, do aplicativo, eram solucionados sistemas de equações que definiam a porcentagem

passante a ser utilizada para cada tipo de agregado em cada tipo de peneira, e assim tornou-se possível a construção da composição. Vale ressaltar que os cálculos feitos com a planilha foram colocados em função dos limites da faixa IV. Na Figura 3.24 é possível observar a metodologia empregada na definição da composição.

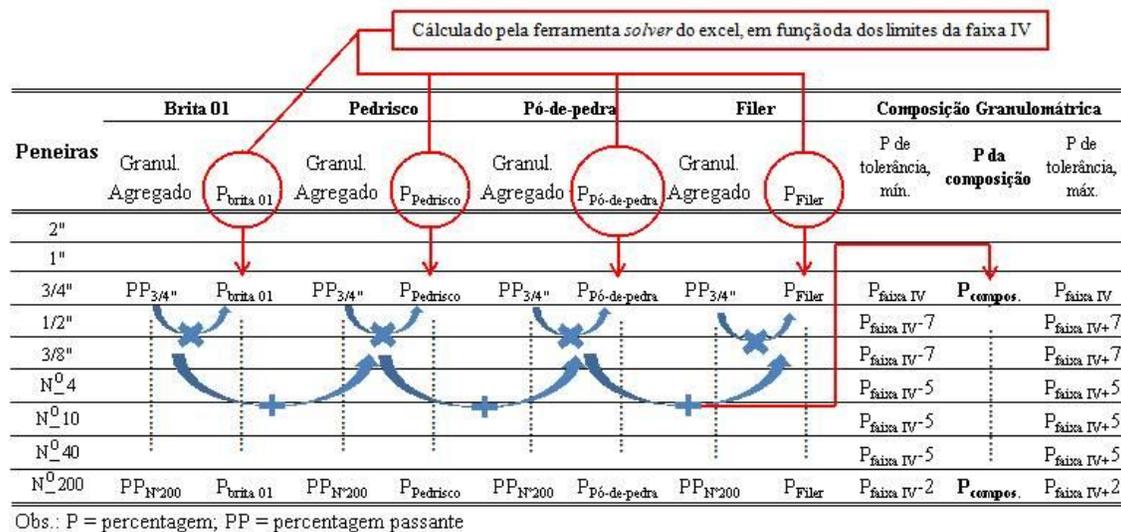


Figura 3.24. Esquema de cálculo efetuado para definição composição granulométrica

### 3.8.2. CONFECÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A elaboração das misturas drenantes, modificadas ou não por fibras sintéticas, consistiu na realização de quatro etapas básicas:

- a) Determinação das temperaturas de mistura e compactação da mistura pela metodologia Marshall (DNER ME 043/95);
- b) Definição do melhor método de mistura realizado entre o ligante asfáltico, os agregados, material de enchimento e fibras;
- c) Compactação pela metodologia Marshall (DNER ME 043/95);
- d) Definição do teor ótimo pelos critérios da DNER ES 386/99.

#### 3.8.2.1. TEMPERATURAS DE MISTURA E COMPACTAÇÃO

Segundo a metodologia Marshall a temperatura de aquecimento do ligante, para mistura com os agregados, é aquela na qual apresenta uma viscosidade cinemática de  $170 \pm 20$ cSt e a temperatura de compactação da mistura é aquela na qual o ligante apresenta uma viscosidade

cinemática de  $280 \pm 30\text{cSt}$  (DNER ME 043/95). A viscosidade cinemática, medida em centistokes (cST), é igual à viscosidade dinâmica, medida em centipoise (cP), dividida pela densidade do ligante em  $\text{g/cm}^3$ . Como a densidade do CAP é praticamente igual à unidade, os mesmos valores acima podem ser tomados em cP.

Então para definição das temperaturas de compactação e mistura é previamente necessária a determinação do gráfico da viscosidade do ligante *versus* a temperatura. Neste gráfico são traçadas estas duas faixas de viscosidade para determinação das temperaturas quando o gráfico de viscosidade cruzar estas faixas conforme Figura 3.25.

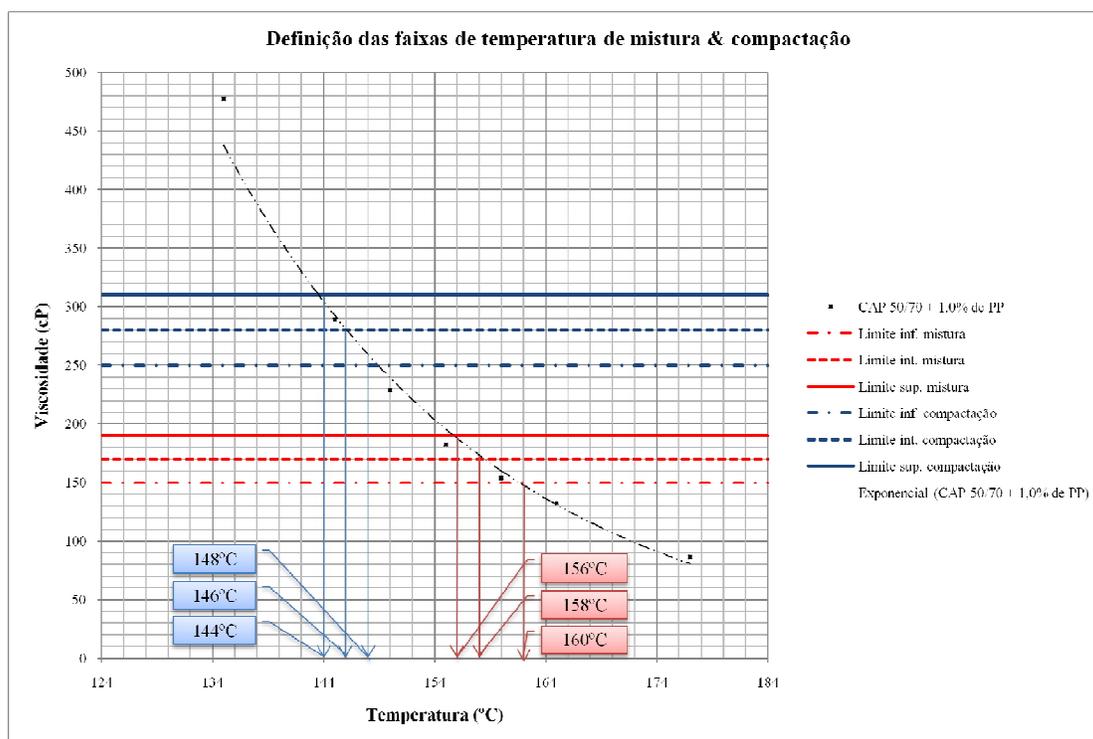


Figura 3.25. Gráfico utilizado na definição das faixas de temperatura usadas na compactação (em azul na parte superior) e na mistura (em vermelho na parte inferior).

Haja vista que as fibras utilizadas na pesquisa têm funções distintas na mistura (rever o item 3.2.1). O ligante utilizado para definição das faixas de temperatura foi o CAP 50/70 modificado com 1,0% de polipropileno. Esta escolha se justifica pelo fato de se ter adotado o teor, proposto pelo fabricante, de 0,05% de fibras sintéticas (aramida e polipropileno) em relação ao peso total da mistura.

Da Figura 3.25 observa-se que as temperaturas de compactação permanecem dentro de uma faixa de  $146 \pm 2^\circ\text{C}$  e as de misturas dentro de uma faixa de  $158 \pm 2^\circ\text{C}$ . No entanto, uma alteração

foi realizada na temperatura de mistura para garantir a dissolução por completo do polipropileno. Assim a nova faixa de temperatura ficou restrita a  $165\pm 3^{\circ}\text{C}$ .

### 3.8.2.2.MÉTODO DE MISTURA

Todas as misturas foram confeccionadas no Laboratório de Engenharia Rodoviária (LER) do Ceftru - UnB. A princípio dois métodos de misturas foram executados. O primeiro consistiu na modificação do ligante para posterior inclusão do agregado e material de enchimento. O segundo modo realizado partiu da adição do ligante junto ao agregado e material de enchimento para posterior distribuição das fibras sobre a massa e assim iniciar o processo de mistura.

O primeiro método foi abandonado, pois ao adicionar as fibras ao ligante asfáltico as fibras de aramida quando são misturadas ao CAP formam grumos que não conferem uma dispersão de fibras homogênea no interior da massa asfáltica. Este fenômeno de formação de grumos ou *balling* como já relatado por Jahromi & Khodaii (2008) pode prejudicar a ação de reforço das fibras e poderá servir como um caro material de enchimento na mistura. Na Figura 3.26 observa-se o fenômeno de formação de grumos.



Figura 3.26. Formação de grumos de fibras de aramida quando adicionadas ao CAP

O segundo método tornou-se mais adequado pelo fato de que ao adicionar diretamente as fibras na mistura, os agregados tornam-se os responsáveis em dispersar as fibras na mistura. Este processo ainda permite um melhor controle na adição das fibras, pois ao usar um ligante modificado com as fibras não é garantido o percentual correto a ser adicionado pela formação dos grumos.

A partir da definição do melhor método de mistura foram definidas algumas etapas: pesagem do agregado e filler (I), colocação do agregado e filler na estufa a uma temperatura entre 10 a 15°C maior que a temperatura de aquecimento do ligante (II), aquecimento do ligante a uma temperatura de 165±3°C (III), adição do ligante, devidamente pesado, ao agregado (IV), adição das fibras na massa (V), realização do processo de mistura (VI) e por fim compactação dos corpos de prova (VII).

A etapa VI precisa de uma breve observação quanto à aparelhagem utilizada para efetuar a mistura. Foram elaboradas misturas em batedeiras mecânicas para massas correspondentes a doze corpos de prova (Figura 3.27(a)) e também para elaboração de um corpo de prova de cada vez (Figura 3.27(b)). Também foram elaboradas misturas manualmente (Figura 3.27(c)).



Figura 3.27. Procedimentos de mistura mecânicos (a) e (b) e manual (c).

O processo em que se utilizou a batedeira mecânica capaz de produzir grande volume de massa (Figura 3.27(a)) não foi o mais adequado, porém se comportou como o mais prático no que tange a agilidade de se produzir a mistura. A agilidade ganha durante o processo de mistura se perdia no momento da compactação do corpo de prova já que só existia um compactador *Marshall*. Outro ponto constatado e não muito benéfico foi a característica do ligante em ter de ficar sob uma agitação constante e pelo tempo de espera entre as

compactações. Isto fez com que a massa asfáltica ficasse por um período excessivo sobre as condições agressivas de mistura.

No processo de produção individual de corpos de prova por bateadeira mecânica (Figura 3.27(b)) o ponto de entrave foi a pá de mistura do equipamento que não garantia uma boa homogeneização da massa além de parte das fibras aderir em sua superfície.

Por fim as misturas elaboradas manualmente (Figura 3.27(c)) não apresentaram nenhum ponto danoso perante suas condições de produção, logo ficou sendo o processo escolhido para produção das misturas avaliadas na pesquisa. No entanto, o processo se apresentou como o menos ágil durante o processo de mistura.

### 3.8.2.3.COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Para determinação das características mecânicas das misturas asfálticas selecionadas, optou-se por realizar a compactação Marshall, de forma semelhante ao que é adotado na maior parte das universidades e órgãos rodoviários brasileiros. Por meio desta metodologia foram definidas as energias de compactação. Várias misturas foram elaboradas variando a energia de compactação entre 75 e 50 golpes por face com soquete Marshall com o intuito de se verificar a melhor energia se adequava ao tipo de mistura.

As análises demonstraram que as misturas compactadas a 75 golpes atendiam a exigências da especificação DNER ES 386/99 quanto a resistência, porém não atendiam quanto à percentagem de vazios que é o principal parâmetro a ser observado em uma mistura porosa. Assim adotou-se 50 golpes por face com soquete *Marshall*, como nas pesquisas de Oliveira (2003), Roseno (2005) e Botelho *et al.* (2006), com o intuito de se obter uma mistura com parâmetros de percentagem de vazios enquadrada nos limites da norma DNER ES 386/99.

Então após a definição do melhor procedimento de mistura partiu-se para compactação dos corpos de prova conforme Figura 3.28.



Figura 3.28. Processo de preparação dos copos de prova

### 3.8.2.4.DEFINIÇÃO DO TEOR ÓTIMO

O teor ótimo para uma mistura drenante é definido a partir de três critérios estabelecidos na DNER ES 386/99. São eles: percentagens de vazios entre 18% e 25%, resistência à tração por compressão diametral mínimo de 5,5 kgf/cm<sup>2</sup> e desgaste cântabro máximo de 25%.

Inicialmente, a determinação do teor ótimo de ligante, ou de uma faixa ótima, pode ser feita por tentativas ou com o uso de fórmulas que fornecem o teor provável de asfalto de uma maneira aproximada, baseada na granulometria da mistura de agregados. Esta definição consiste em realizar a seguinte sequência de cálculos:

- I. Cálculo do teor provável de CAP (método da superfície específica) pela Equação 3.12.

$$S = \frac{0,17 \cdot G + 0,33 \cdot g + 2,3 \cdot A + 12 \cdot a + 135 \cdot f}{100} \quad (3.12)$$

Onde:

$S$  = Superfície específica m<sup>2</sup>/kg,

$G$  = % retida na #9,5 mm,

$g$  = % passa na #9,5 mm e retida na #4,8,

$A$  = % passa na #4,8 mm e retida na #0,297,

$a$  = % passa na #0,297 mm e retida na #0,075 e

$f$  = % passa na # 0,075 mm.

- II. Cálculo do teor provável em relação a massa de agregado ( $T_{ca}$ ) pela Equação 3.13.

$$T_{ca} = m \cdot S^{1/5} \quad (3.13)$$

Onde:

$m$  = módulo de riqueza (3,75 - 4,00),

$S$  = Superfície específica  $m^2/kg$  e

$T_{ca}$  = Teor provável em relação a massa de agregado.

- III. Correção  $T_{ca}$  por meio do Cálculo da densidade média ponderada ( $d_{am}$ ). Isto é feito por que os agregados possuem densidades diferentes. Assim o novo teor provável em relação a massa de agregado ( $T'_{ca}$ ) é obtido pela Equação 3.14.

$$T'_{ca} = 2,65 \cdot \frac{T_{ca}}{d_{am}} \quad (3.14)$$

- IV. Com o teor de asfalto corrigido, calcula-se a porcentagem de asfalto em relação à mistura ( $P_{ca}$ ) conforme Equação 3.15.

$$P_{ca} = \frac{100 \cdot T'_{ca}}{100 + T'_{ca}} \quad (3.15)$$

Estimado o teor provável de asfalto ( $P_{ca}$ ) foram moldados baterias de 6 corpos de prova para cada um dos seguintes teores:  $P_{ca}$ ,  $P_{ca} \pm 0,5\%$  e  $P_{ca} \pm 1,0\%$ . No caso para camadas porosas de atrito os teores ficam restritos entre 4,0 a 6,0  $\pm 0,3\%$  segundo a DNER ES 386/99. No entanto, como nesta pesquisas, assim como outras, que trabalharam com o mesmo agregado calcário do Distrito Federal os teores de trabalho ficaram sendo os de 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 e 5,0%.

Então de acordo com os critérios estabelecidos pela DNER ES 386/99 todos os corpos de prova moldados com os teores de 3,0; 3,5; 4,0; 4,5 e 5,0% foram avaliados quanto à porcentagem de vazios, resistência a tração por compressão diametral (a 25°C) e desgaste cântabro. No entanto, são necessários, ensaios iniciais para determinação de parâmetros volumétricos das misturas asfálticas no estado compactado que são de fundamental importância no processo de dosagem. Estes permitem dentre outras coisas, avaliar a eficiência do processo de compactação e quantificar o volume de vazios existentes.

#### 3.8.2.4.1. ENSAIOS UTILIZADOS NA DOSAGEM DO TEOR ÓTIMO

Inicialmente, ensaios de densidade aparente realizados nas amostras permitiram o cálculo da porcentagem de vazios (ou volume de vazios) da mistura. Com esse objetivo também é determinada a densidade máxima teórica da mistura. Após a realização deste ensaio deu-se

início a execução dos ensaios destrutivos (resistência por compressão diametral e desgaste cântabro).

Para melhor entendimento destas propriedades volumétricas na Figura 3.29 são apresentados os vários componentes físicos de uma mistura asfáltica.

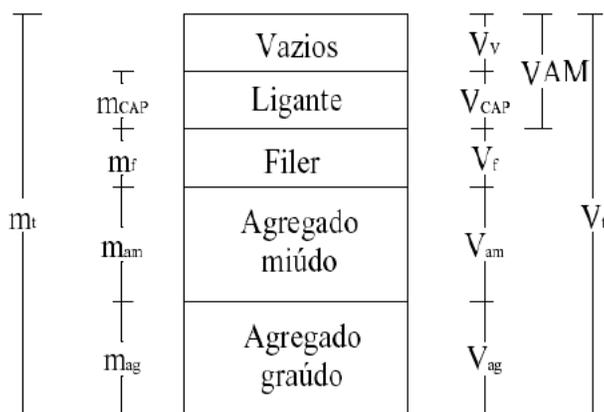


Figura 3.29. Componentes Físicos de uma mistura asfáltica

O ensaio de densidade aparente ( $d_a$ ) da mistura teve como procedimento o emprego da balança hidrostática. A partir da DNER ME 117/94 estabeleceu-se os procedimentos, com apenas uma modificação, quanto ao uso de fita adesiva e parafina para envolver o corpo, estas foram substituídas pelo uso de um filme de PVC cuja densidade real é de  $0,47 \text{ g/cm}^3$ . Na Equação 3.16 se observar o cálculo efetuado.

$$d_a = \frac{P_{ar}}{P_{af} - P_i - \frac{P_f}{d_f}} \quad (3.16)$$

Onde:

$P_{ar}$  = peso seco ao ar,

$P_{af}$  = peso seco ao ar + papel filme,

$P_i$  = peso imerso envolvido no papel filme,

$P_f$  = peso do papel filme,

$d_f$  = peso específico do papel filme.

Por outro lado a densidade máxima teórica da mistura (DMT ou Gmm) corresponde à densidade da mistura asfáltica sem vazios. Ou seja, a DMT é numericamente igual à razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos com asfalto e total de asfalto (Roberts *et*

al., 1996). Pode ser calculada a partir das percentagens de cada um dos componentes da mistura e das densidades relativas destes, segundo a Equação 3.17.

$$D_t = \frac{M_t}{V_{CAP} + V_f + V_{am} + V_{ag}} = \frac{100}{\frac{\%CAP}{d_{CAP}} + \frac{\%f}{d_f} + \frac{\%am}{d_{am}} + \frac{\%ag}{d_{ag}}} \quad (3.17)$$

Onde:

$D_t$  = densidade máx. teórica da mistura,

$M_t$  = massa total da mistura,

$\% CAP$  = teor de ligante na mistura,

$\% f$  = percentagem de fíler na mistura,

$\% am$  = % de agregado miúdo na mistura,

$\% ag$  = % de agregado graúdo na mistura,

$d_{CAP}$  = densidade real do ligante,

$d_f$  = densidade real do fíler,

$d_{am}$  = densidade real do agregado miúdo e

$d_{ag}$  = densidade real do agregado graúdo.

A Percentagem de volume de vazios da mistura compactada ( $\% V_v$ ) é a relação entre o volume de vazios e o volume total da mistura. Representa a concentração de volume de ar dentro da amostra compactada. Este parâmetro é de grande importância no estudo do comportamento das misturas asfálticas drenantes, pois influencia a rigidez e a coesão destas além de influenciar na permeabilidade destas misturas. A sua determinação é feita com o uso da densidade aparente e da densidade máxima teórica da mistura, conforme a Equação 3.18.

$$\%V_v = \frac{DMT - d_a}{DMT} \cdot 100 \quad (3.18)$$

Onde:

$\% V_v$  = percentagem do volume dos vazios,

$DMT$  = densidade máxima teórica da mistura e

$d_a$  = densidade aparente da mistura.

Após os ensaios e definições colocadas anteriormente faltaria apenas os ensaios de resistência por compressão diametral e desgaste cântabro para definição do teor ótimo. Estes serão descritos no item dedicado aos ensaios físicos e mecânicos.

### 3.8.3. ENSAIOS MECÂNICOS E FÍSICOS

A condição estrutural de um pavimento denota sua adequação ou sua capacidade de resistir mecanicamente às solicitações provocadas pela passagem das cargas do tráfego. Uma

condição inadequada ou uma capacidade estrutural insuficiente, para um tráfego atuante, acelerará a geração de defeitos de superfície nas camadas asfálticas, por exemplo, as trincas de fadiga, bem como a queda do nível de serventia com o tempo em decorrência da geração de afundamentos plásticos em trilha de roda e ondulações (Araújo, 2009).

Todas as misturas durante as dosagens foram avaliadas pelos ensaios de desgaste cântabro, resistência à tração por compressão diametral. No entanto, apenas para o teor ótimo o comportamento mecânico das misturas foi avaliado por meio dos ensaios de desgaste cântabro, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e módulo de fluência (*creep*), conforme exposto nos itens seguintes.

#### 3.8.3.1. RESISTÊNCIA AO DESGASTE CÂNTABRO

A norma nacional referente à execução desse ensaio é a DNER ME 383/99. De uma forma geral esse procedimento avalia de maneira indireta a coesão (adesividade do par agregado - ligante), resistência à abrasão e a desagregação das misturas. O referido ensaio é bastante similar ao ensaio de abrasão *Los Angeles* utilizado para determinar a resistência do agregado graúdo, porém utilizando o corpo de prova da mistura tipo *Marshall* sem as esferas de aço, perante 300 rotações no interior da máquina *Los Angeles* e girando a uma velocidade de 30 a 33rpm. O desgaste da mistura asfáltica por abrasão em porcentagem é dado pela Equação 3.19.

$$A = \frac{P - P'}{P} \cdot 100 \quad (3.19)$$

Onde:

*A*: desgaste da mistura asfáltica em porcentagem;

*P*: peso do corpo de prova antes do ensaio;

*P'*: peso do corpo de prova depois do ensaio.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviário (LER/CEFTRU – UnB). O procedimento de execução do ensaio de cântabro seguiu as recomendações da norma do DNER-ME 383/99 e é descrito na Figura 3.30 a seguir:

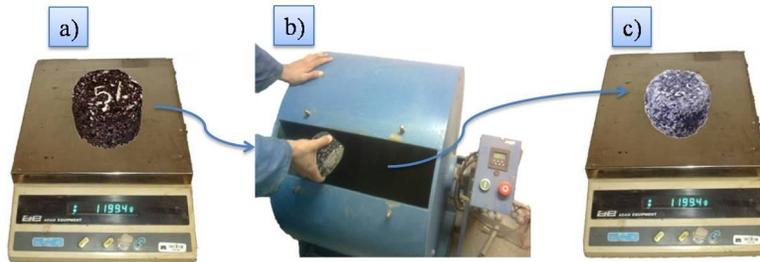


Figura 3.30. Esquema do ensaio de desgaste cântabro (LER-Ceftru-UnB).

- a) Pesou-se o CP antes do ensaio (P);
- b) Colocou-se o CP no tambor da máquina Los Angeles, previamente limpo e sem carga abrasiva. Ligou-se a máquina que deve realizar 300 revoluções a uma velocidade de 30 a 33 rpm;
- c) Completadas as 300 revoluções, retirou-se o CP do tambor e aferiu-se o peso (P’);

O desgaste por abrasão final é a média aritmética dos três ensaios realizados para um mesmo teor de ligante, sendo que os valores individuais não devem diferir de  $\pm 20\%$  do valor médio.

### 3.8.3.2. RESISTÊNCIA A TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (DNER ME 138/94)

A resistência à tração indireta estática corresponde à máxima tensão de tração suportada por um corpo de prova quando o mesmo é submetido a um carregamento estático de compressão, ao longo do plano diametral, até a ruptura.

O ensaio de tração indireta por compressão diametral, também conhecido como “ensaio brasileiro”, foi desenvolvido por Lobo Carneiro, em 1953, com a finalidade de determinar a resistência à tração de corpos de prova de concreto de cimento *Portland* por solicitações estáticas. A extensão do uso para misturas asfálticas se deve possivelmente ao fato de os revestimentos asfálticos, quando sujeitos às solicitações do tráfego, desenvolverem tensões de tração por flexão em suas fibras inferiores (Araújo, 2009).

A importância da determinação da resistência à tração em misturas asfálticas modificadas por fibras está no fato de que estes tipos de misturas variam seu modo de ruptura quando comparado a misturas sem fibras. Geralmente pela presença das fibras as rupturas são mais

dúcteis, dessa maneira os ensaios realizados também tiveram registrados os deslocamentos verticais.

O ensaio é realizado em corpos de prova cilíndricos segundo a norma DNER ME 138/94 e consiste na aplicação de uma carga estática de compressão distribuída ao longo de duas geratrizes opostas. A carga aplicada induz um estado de compressão na direção vertical e de tração na direção horizontal do CP provocando a sua ruptura. O ensaio é ilustrado conforme ilustrado na Figura 3.31.

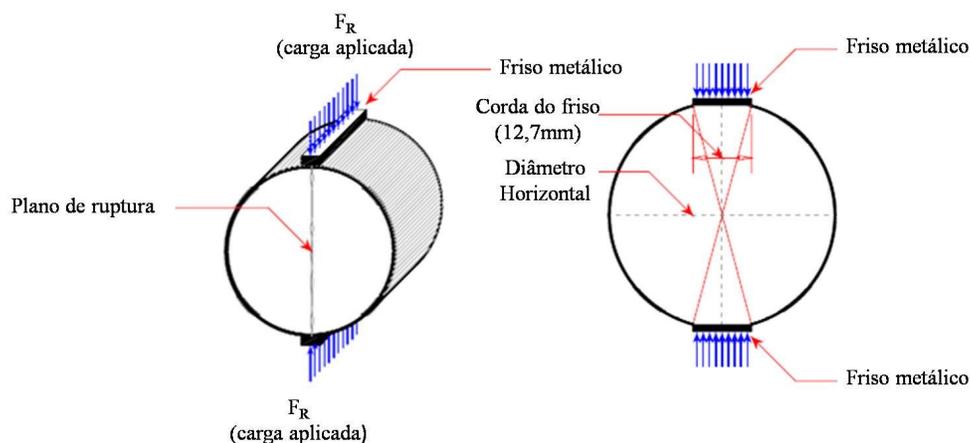


Figura 3.31. Esquema do ensaio de resistência à tração estática por compressão diametral (DNER ME 138/94)

A resistência à tração do corpo de prova (CP) é calculada pela Equação 3.20, em função das características geométricas do corpo de prova e da máxima carga vertical aplicada diametralmente.

$$RT = \frac{2 \cdot F_R}{\pi \cdot D_{CP} \cdot h_{CP}} \quad (3.20)$$

Onde:

$RT$  = resistência à tração;

$F_R$  = carga de ruptura;

$D_{cp}$  = diâmetro do corpo de prova;

$h_{cp}$  = altura do corpo de prova.

Os ensaios foram executados no Laboratório de Engenharia Rodoviário (LER - Ceftru – UnB) seguindo às etapas estabelecidas pela norma DNER ME 138/1994.

Inicialmente mediu-se a altura ( $h_{cp}$ ) do CP com paquímetro em quatro posições diametralmente opostas, sendo adotada como altura a média aritmética das quatro leituras, e medição do diâmetro ( $D_{cp}$ ) do CP com paquímetro, em quatro posições (duas em uma face e duas na outra), sendo adotada como diâmetro a média aritmética das quatro leituras. Em seguida os corpos de prova foram mantidos em sala com refrigeração controlada, por um período de no mínimo duas horas, de modo a se obter a temperatura requerida para o ensaio, no presente trabalho a temperatura de ensaio foi a de 25°C.

Com os corpos de prova estabilizados termicamente foram realizados ajustes dos pratos e no LVDT (*Linear Variable Differential Transducer*) da prensa até que obtivesse uma leve compressão, capaz de manter o corpo de prova em posição e não comprometer o curso do LVDT. Por fim, a aplicação da carga foi realizada progressivamente, com velocidade de deformação de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s, até que se desse a ruptura do CP segundo o plano diametral vertical, com o valor de carga de ruptura ( $F_R$ ) obtida, foi calculada a resistência à tração do CP segundo a Equação 3.20. Na Figura 3.32 são ilustrados os procedimentos do ensaio.



Figura 3.32. Procedimentos e prensa mecânica utilizada para realização dos ensaios de resistência à tração; LER-Ceftru-UnB.

### 3.8.3.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (DNER ME 133/94)

O ensaio de módulo de resiliência (MR) em misturas asfálticas é padronizado no país pela DNER ME 133/94. Em resumo, pode-se dizer que o módulo de resiliência (MR) de misturas betuminosas é a relação entre a tensão de tração ( $\sigma_t$ ) aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica recuperável ( $\epsilon_r$ ) correspondente a tensão aplicada, numa temperatura ( $T^\circ\text{C}$ ), para certa frequência de aplicação de carga. Tem-se adotado a temperatura de 25°C, com uma

frequência de 60 solicitações por minuto e duração da carga de 0,10s. (Pinto & Preussler, 2002; Medina & Motta, 2005; Bernucci *et al.*, 2006).

A aplicação da teoria da elasticidade a misturas asfálticas no ensaio de compressão diametral, é admissível a níveis de tensão de tração de 50% ou menos em relação à de ruptura e a temperaturas inferiores a 35°C. Atribui-se o coeficiente de Poisson de 0,25 a 0,30 para as misturas asfálticas a quente. Para tanto a temperatura utilizada variou em torno dos 25°C (ambiente climatizado) e a carga não ultrapassou o limite de 30% da resistência à tração da carga de ruptura.

Para o ensaio, utilizou-se uma prensa do tipo *Universal Testing Machine* (UTM), fabricada pela IPC Global, com capacidade de 12 kN. O sistema apresenta interface computacional com software para controle do ensaio, aquisição de dados, mudança nas condições de confinamento, variação dos tipos de pulsos de cargas e da frequência de aplicação destes. O carregamento vertical é aplicado e distribuído por meio de um friso de carga curvo e o deslocamento horizontal é medido por LVDT's (*Linear Variable Differential Transducers*) em posições diametrais, visando minimizar o efeito de possíveis irregularidades na superfície do corpo de prova. Uma visão geral e alguns detalhes específicos do equipamento é representada na Figura 3.33.

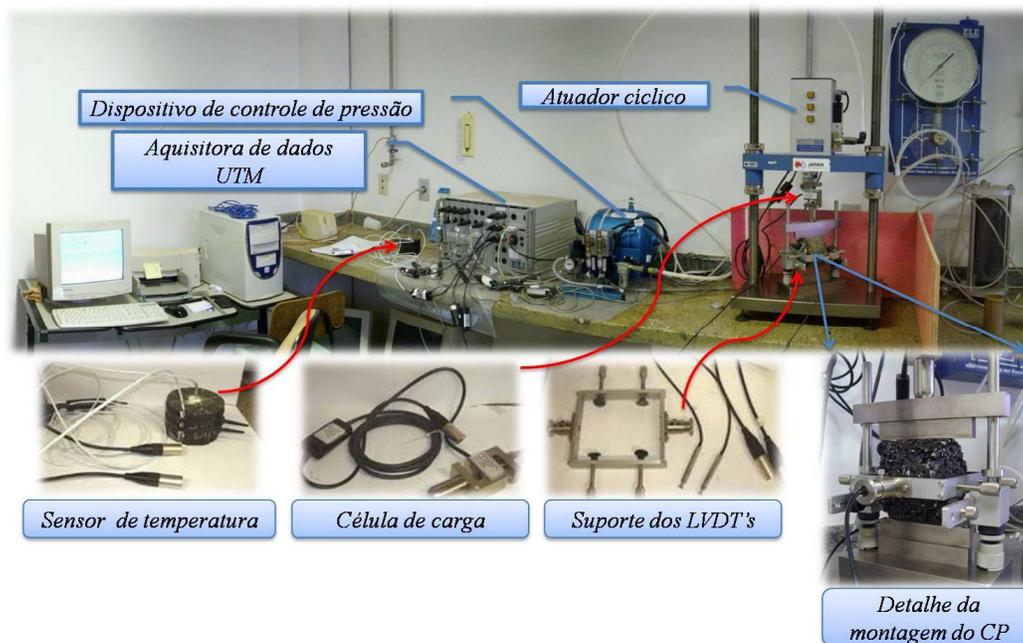


Figura 3.33. Equipamento pneumático de carga repetida do LER-Ceftru-UnB e seus detalhes

O procedimento de ensaio realizado neste trabalho consistiu em aplicar 505 pulsos de carga, onde 500 destes referem-se à fase de condicionamento da amostra. O resultado do ensaio corresponde à média aritmética dos últimos 5 pulsos de carregamento, tendo sido fornecido diretamente pelo programa que controla o equipamento. A frequência de carregamento utilizada foi 1s para cada ciclo, correspondendo à aplicação de carga 0,1 s e descanso de 0,9 s.

#### 3.8.3.4. MÓDULO DE FLUÊNCIA (*CREEP*)

De forma geral os pavimentos apresentam dois mecanismos principais de ruptura: (a) o trincamento por fadiga que é definido como o processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas dos carregamentos, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente por uma carga; (b) o afundamento que é resultante do acúmulo das deformações plásticas ou permanentes (Fritzen *et al.*, 2008). Contudo pela tendência atual de aumento nos pesos e volumes das cargas no pavimento vem se favorecendo o aumento da profundidade dos afundamentos de trilha de rodas.

Os ensaios de *creep* (ou fluência) servem para quantificar o potencial da mistura em desenvolver deformações permanentes e proporcionar uma análise comparativa em termos de resistência mecânica à deformação permanente para diferentes misturas asfálticas. Vale ressaltar que o ensaio pode ser feito de forma dinâmica ou estática. Nesta pesquisa, da mesma forma que nos trabalhos de Fritzen et al. (2008) e Ramos (2009), os ensaios foram realizados por carregamentos estáticos. No ensaio de fluência estática a carga aplicada é mantida constante e medem-se as deformações que ocorrem no corpo de prova (CP) ao longo do tempo.

Os ensaios de compressão axial ou *creep* são simples de serem realizados, porém o grande problema está na preparação das superfícies do CP. Para diminuir esta influência os corpos de prova tiveram sua superfície desbastada para seu melhor nivelamento. Na Figura 3.34 observa-se os procedimentos realizados para o nivelamento dos corpos de prova. A garantia do nivelamento das faces do CP foi possível pela colaboração do Laboratório de Análise de Materiais e do laboratório de preparação de amostras do instituto de Geociências da Universidade de Brasília.



Figura 3.34. Retificação das faces dos corpos-de-prova para um melhor paralelismo entre as faces.

O equipamento utilizado para a realização desses ensaios foi o mesmo dos ensaios de módulo de resiliência e fadiga, porém com o corpo de prova colocado axialmente. O procedimento de ensaio aqui adotado segue a norma NCHRP report 465 *Appendix C (Static creep/flow time of asphalt concrete mixtures in compression)* e é descrito resumidamente a seguir.

Antes do início da realização do ensaio são fornecidas as dimensões do CP (altura e diâmetro), o tipo de norma a ser utilizada e as condições de realização do ensaio. A norma utilizada sugere a aplicação de uma pré-carga de no mínimo 5% da carga a ser utilizada no ensaio. Nesta pesquisa a pré-carga correspondeu a 5kPa aplicada por 10 segundos. Os ensaios foram realizados a  $25 \pm 0,5^\circ\text{C}$  por meio de uma carga estática, com uma tensão aplicada de 0,1 MPa ( $1\text{kgf/cm}^2$ ) durante uma hora. Na sequência o corpo de prova permaneceu durante 15 minutos em fase de descarregamento com objetivo de verificar o retorno da deformação viscosa da mistura e consequentemente poder avaliar somente a parcela permanente dos deslocamentos.

Com os corpos-de-prova já estabilizados termicamente os mesmos são ajustados na prensa, assim como os LVDT's e célula de carga ao aparato de ensaio. Os LVDT's são em número de dois e instalados axial ao corpo-de-prova e são responsáveis em medir o deslocamento durante o ensaio. Após a colocação e ajuste do CP na prensa de ensaio procede-se o ajuste manual da célula de carga no conjunto a ser ensaiado. O arranjo de montagem do corpo de prova e seus detalhes são demonstrados na Figura 3.35.



Figura 3.35. Esquema de montagem do CP para o ensaio de fluência estática

Ao final do ensaio de fluência estática, têm-se os valores de deformações uniaxiais obtidas em função do tempo de aplicação da carga. Dividindo-se as deformações pela tensão constante aplicada, obtém-se a função de fluência. Com esses valores é possível realizar inúmeras análises a partir da utilização de algum dos inúmeros modelos de comportamento viscoelásticos.

### 3.8.3.5. FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Particularmente em pavimentação, os revestimentos asfálticos experimentam, usualmente, tensões de tração resultantes das solicitações muito abaixo da tensão última de ruptura, embora o processo repetitivo cause degradações irreversíveis, fenômeno esse conhecido como fadiga (Mello, 2008).

Segundo Araújo (2009), a vida de fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura ( $N_f$ ) ou vida de serviço ( $N_s$ ). A primeira se refere ao número total de aplicações de certa carga necessária à fratura completa da amostra e a segunda ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduza o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido.

Basicamente existem dois modos para a estimativa da vida de fadiga de misturas asfálticas em laboratório: os sob regime de tensão constante ou controlada, e de deformação constante ou controlada. Segundo Fritzen *et al.*, (2008) os ensaios de fadiga à deformação controlada correspondem a revestimentos mais delgados, uma vez que nestes há maior contribuição das subcamadas na absorção das tensões solicitantes.

Duas normas principais tratam do assunto de fadiga em misturas asfálticas, sendo elas a americana AASHTO T321-03 e a européia EN 12697-24 - 2004. Segundo Mello (2008) a diferença entre as duas está no fato de a normalização da AASHTO fixar um determinado método para ensaios à fadiga, no caso flexão em vigas a quatro pontos, enquanto que a européia permite a utilização de diferentes procedimentos. Vale ressaltar que a norma européia também apresenta metodologias de cálculos mais adequadas. Além do tipo de ensaio preconizado pelas normas estrangeiras outros ensaios são realizados para avaliar o comportamento à fadiga como: os ensaios uniaxiais de tração em corpos de prova cilíndricos, os ensaios de fadiga pela compressão diametral em corpos de prova cilíndricos e experimentos onde se procura simular as camadas do pavimento em laboratório, aplicando-se solicitações similares àquelas encontradas no campo e coletando as informações referentes ao trincamento resultante.

O ensaio de laboratório de estimativa da vida de fadiga, tradicionalmente realizado no Brasil para definição do número de repetições de carga admissível de uma mistura, é feito por compressão diametral com tensão controlada, sendo a carga aplicada numa frequência de 1Hz, ou seja 60 aplicações por minuto, com 0,10 segundo de duração do carregamento repetido e 0,9 segundo de repouso, utilizando equipamento pneumático (Medina & Motta, 2005; Fritzen *et al.*, 2008). Para manter a temperatura controlada, utiliza-se uma câmara com sistemas de aquecimento e refrigeração ligados a um termostato. Todavia na pesquisa os ensaios foram desenvolvidos em sala climatizada a  $25\pm 0,5^{\circ}\text{C}$ .

Tayebali *et al.* (1994a) *apud* Mello (2008) mostram as vantagens e desvantagens dos diferentes ensaios de fadiga em misturas asfálticas. Segundo os autores, um dos principais problemas com os ensaios de fadiga em amostras cilíndricas por compressão diametral é o acúmulo das deformações durante a execução do teste. Tal fato faz com que a vida de fadiga do material seja subestimada. Outros fatores preocupantes são a impossibilidade de se executar testes a deformação constante, as comuns e inaceitáveis formas de trincamento e as concentrações de tensões. Dessa forma, os autores concluem que só em ocasiões específicas poder-se-iam considerar apropriados os resultados utilizando-se compressão diametral para o estudo da vida de fadiga em misturas asfálticas.

Em quaisquer das condições de ensaio a vida de fadiga é expressa pelo número de solicitações (N), relacionado à tensão de tração ( $\sigma_t$ ) ou a deformação inicial de tração ( $\epsilon_i$ ) em gráficos

mono-log, empregando-se a Equação 3.21 ou Equação 3.22 para ensaios a deformação controlada ou tensão controlada, respectivamente.

$$N = k_1 \cdot \left( \frac{1}{\varepsilon_i} \right)^{n_1} \quad (3.21)$$

Onde:

$N$  = vida de fadiga;

$\varepsilon_i$  = deformação resiliente inicial (cm);

$k_1, n_1$  = parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

$$N = k_2 \cdot \left( \frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (3.22)$$

Onde:

$N$  = vida de fadiga;

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

$k_2, n_2$  = parâmetros experimentais (determinados no ensaio).

Como primeiro passo para a estimativa da vida de fadiga, é calculado o carregamento vertical a ser aplicado em função de uma porcentagem da carga de ruptura, utilizando-se a Equação 3.23.

$$F_v = \frac{100 \cdot \pi \cdot D_{CP} \cdot h_{CP} \cdot \sigma_t^*}{2} \quad (3.23)$$

Onde:

$F_v$  = Carga vertical aplicada (N);

$\sigma_t^*$  = Tensão de tração, correspondente a uma porcentagem da resistência à tração (MPa);

$h_{cp}$  = Altura do corpo de prova (cm);

$D_{cp}$  = Diâmetro do corpo de prova (cm).

As diferenças de tensões e de deformações resilientes são obtidas pela Equação 3.24 e Equação 3.25, respectivamente.

$$\Delta\sigma = \frac{8 \cdot F_v}{100 \cdot \pi \cdot D_{CP} \cdot h_{CP}} \quad (3.24)$$

$$\varepsilon_i = \frac{\sigma_t}{MR} \quad (3.25)$$

Onde:

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

$\varepsilon_i$  = deformação resiliente (mm);

$MR$  = módulo de resiliência (MPa).

Nesta pesquisa, 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 correspondente ao tempo de descanso. Os carregamentos utilizados foram 10%, 20%, 30%, 40% e 50% da resistência à tração referente a cada mistura. Foram realizados ensaios à tensão controlada, cujo critério de fadiga está associado à fratura total da amostra. Em geral, a vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga necessária à ruptura total da amostra, em condições térmicas em torno de  $25 \pm 0,5$  °C. O critério de parada utilizado, nesta pesquisa, foi a ruptura total do corpo de prova. A prensa utilizada foi a mesma do ensaio de MR e *creep*, onde o arranjo de montagem do corpo-de-prova e seus detalhes são demonstrados na Figura 3.36.

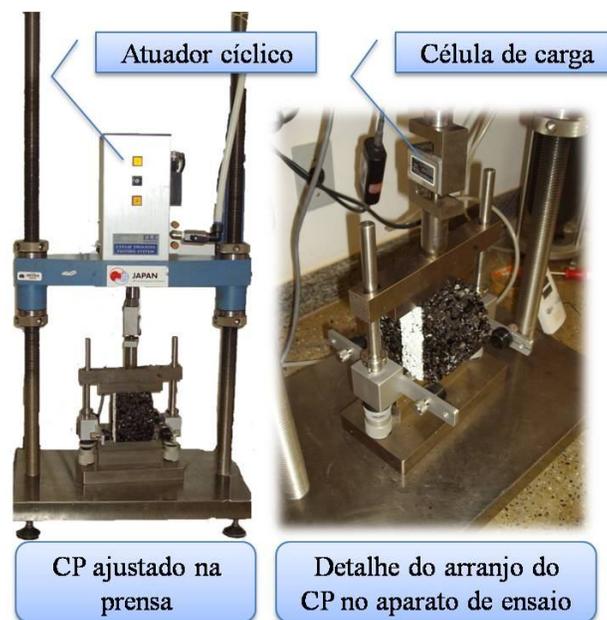


Figura 3.36. Esquema de montagem para o ensaio de fadiga

# CAPÍTULO 4

## *Apresentação e Análise de Resultados*

---

### 4.1. INTRODUÇÃO

Aqui são apresentados os resultados obtidos durante a execução dos processos metodológicos descritos no capítulo anterior. Inicialmente, é apresentada a caracterização física e reológica do CAP 50/70 modificado por fibras de polipropileno para teores de 0,5%; 1,0%; 1,5%; 2,0%; 2,5% e 3,0% em relação ao peso do ligante. Em seguida são apresentados os resultados termogravimétricos encontrados para as fibras de polipropileno e aramida e os da caracterização dos agregados e filer. Posteriormente, os resultados obtidos durante o processo de dosagem também são discutidos. Por fim os resultados dos ensaios mecânicos realizados na mistura que apresentou o teor ótimo de projeto.

### 4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

O estudo profundo sobre as propriedades dos materiais que compõem uma mistura asfáltica, seja ela modificada ou não, é imprescindível para um bom desempenho desta mistura quando vir a cumprir seu papel.

#### 4.2.1. LIGANTE ASFÁLTICO

Os resultados apresentados e analisados são compostos dos dados obtidos durante a campanha experimental realizada para avaliação do desempenho e das propriedades de asfaltos modificados por fibras de polipropilenos.

Inicialmente, por não existir norma específica para asfaltos modificados por fibras de PP, os dados obtidos terão como parâmetro de comparação as especificações ANP nº31 (2007) – CAP modificado por SBS; ANP nº39 (2008) – CAP modificado por borracha e DNER EM 396/99 – Asfalto modificado por polímero (AMP). Todas estas especificações foram resumidas na Tabela 4.1a seguir:

Tabela 4.1. Especificações para ligantes modificados por copolímero SBS, modificados por borracha e por polímeros.

Características	Unid.	Limites ANP N°31/2007 (SBS)				Limites ANP N°39/2008 (asfalto borracha)		Exigências DNER EM 396/99 (AMP)		Métodos		
		CAP 50/65	CAP55/75	CAP 60/85	CAP 65/90	AB8	AB22	Mínim a	Máxima	ABNT	ASTM	DNER
Penetração (100g,5s,25°C)	0,1mm	45 - 70	45 - 70	40 - 70	40 - 70	30 - 70	30 - 70	45	-	NBR 6576	D 5	ME 003/99
Ponto de amolecimento	°C	50	55	60	65	50	55	60	85	NBR 6560	D36	
Viscosidade cinemática, 135°C	cST	-	-	-	-	-	-	850	-			
Viscosidade Brookfield										NBR 15184	D 4402	
a 135°C, Sc 21, 20 rpm, mín (6)	cP	1500	3000	3000	3000	800 - 2000	2200 - 4000	-	-			
a 150°C, Sc 21, 20 rpm, mín (4)	cP	1000	2000	2000	2000	-	-	-	-			
a 177°C, Sc 21, 20 rpm, mín (5)	cP	500	1000	1000	1000	-	-	-	-			
Índice de susceptibilidade térmica (1)		-	-	-	-	-	-	-	-			
Ponto de fulgor mín	°C	235	235	235	235	235	235	235	-	NBR 11341	D 92	ME 148/94
Ensaio de separação de fase, máx.	°C	5	5	5	5	9	9	-	-	NBR 15166	D 7173	
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín. (7)	%	65	75	85	90	50	55	85	-	NBR 15086	D 6084	
Ductilidade a 25° C, mín	cm	-	-	-	-	-	-	100	-	NBR 6293	D 113	ME 163/98
Densidade relativa 25°C/4°C	g/cm³	-	-	-	-	-	-	1,00	1,05			
Ponto de ruptura Fraass	°C	-	-	-	-	-	-	-	-1,3			
Estabilidade ao armazenamento, 500 ml em estufa a 163°C por 5 dias:												
• Diferença de ponto de amolecimento	°C	-	-	-	-	-	-	-	4			
• Diferença de recuperação elástica, 20 cm, 25°C	%	-	-	-	-	-	-	-	3			
<b>Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min</b>											D 2872	
Variação em massa, máx (2)	% massa	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0	-	1,0	NBR 15235	D 2872	
Ductilidade a 25° C, mín	cm	-	-	-	-	-	-	-	-	NBR 6293	D 113	ME 163/98
Aumento do ponto de amolec., máx	°C	- 3 a + 6	- 5 a + 7	- 5 a + 7	- 5 a + 7	10	10	-	4	NBR 6560	D 36	
Penetração retida, mín (3)	%	60	60	60	60	55	55	50	-	NBR 6576	D 5	ME 003/99
Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, mín (7).	%	80	80	80	80	100	100	80	-	NBR 15086	D 6084	

(1) O Índice de susceptibilidade térmica é obtido a partir da seguinte equação:

$$[500 \times \log(PEN)] + [20 \times (T^\circ C)] - 1951$$

$$120 - [50 \times \log(PEN)] + (T^\circ C)$$

Onde: (T °C) = Ponto de amolecimento; PEN = penetração a 25 °C, 100g, 5 seg.

(2) A Variação em massa, em porcentagem, é definida como:  $(M - (M_{\text{inicial}} - M_{\text{final}})) / M_{\text{inicial}} \times 100$

Onde:  $M_{\text{inicial}}$  = massa antes do ensaio RTFOT;  $M_{\text{final}}$  = massa após o ensaio RTFOT

(3) A Penetração retida é definida como:  $PEN_{\text{retida}} = (PEN_{\text{final}} / PEN_{\text{inicial}}) \times 100$

Onde:  $PEN_{\text{inicial}}$  = penetração antes do ensaio RTFOT;  $PEN_{\text{final}}$  = penetração após o RTFOT

(4) A velocidade de ensaio para os limites definidos na especificação da ANP n° 31 é de 50 rpm

(5) A velocidade de ensaio para os limites definidos na especificação da ANP n° 31 é de 100 rpm

(6) A velocidade, a temperatura e o *spindle* de ensaio para os limites definidos na especificação da ANP n° 39 é de 20 rpm, 175°C e *Spindle* 3.

(7) A distensão a qual se submete a amostra durante o ensaio de recuperação elástica, definido na especificação da ANP n°39, é de 10cm.

#### 4.2.1.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E REOLÓGICA DO LIGANTE ASFÁLTICO

Da mesma forma que na pesquisa de Mello *et al.* (2008) para se avaliar separadamente as duas fibras sintéticas, a fibra de polipropileno (PP) cuja a ação é modificar o asfalto foi adicionada ao asfalto em teores de 0,5% a 3,0%. Para facilitar os procedimentos laboratoriais cada teor recebeu uma nomenclatura como T0 = 0% de PP, T1 = 0,5% de PP, T2 = 1,0% de PP, T3 = 1,5% de PP, T4 = 2,0% de PP, T5 = 2,5% de PP e T6 = 3,0% de PP.

As análises dos resultados aqui apresentadas correspondem ao tratamento dos dados registrados durante duas campanhas experimentais de ligante modificado por fibras de polipropileno por um período de mistura de 30 minutos. Na análise encontram-se todos os ensaios físicos (penetração, ponto de amolecimento, recuperação elástica, IST etc.) e ensaios reológicos como ensaios de viscosidade Brookfield, efetuados durante a pesquisa.

Inicialmente são apresentados em resumo, na Tabela 4.2, os resultados para as campanhas experimentais. É importante que se observe que dados como penetração, ponto de amolecimento e recuperação elástica, tanto antes como após o RTFOT, passaram por um tratamento estatístico a partir da distribuição “t” de Student.

Tabela 4.2. Resumo dos resultados para todos os teores de modificante para 30 minutos de mistura

Ensaio	Unidades	Teores						
		CAP 50/70*	T1	T2	T3	T4	T5	T6
Penetração (100g,5s,25°C)	0,1mm	36,75	39,50	29,58	33,17	39,75	31,50	32,83
Ponto de amolecimento	°C	45,88	46,00	45,25	46,75	46,88	47,50	47,50
Viscosidade Brookfield								
a 135 °C, sc 21 (20 rpm)	cP	386,5	437,5	477,5	531,5	519,0	589,0	674,0
a 150 °C, sc 21 (20 rpm)	cP	194,0	218,0	229,0	248,0	265,5	268,0	277,5
a 177 °C, sc 21 (20 rpm)	cP	80,5	93,0	86,5	96,5	89,0	95,5	101,5
Viscosidade Brookfield para ligantes modificados (ANP N°31/2007)								
a 135 °C, sc 21 (20rpm)	cP	386,5	437,5	477,5	531,5	519,0	589,0	674,0
a 150 °C, sc 21(50 rpm)	cP	193,0	207,0	225,5	238,0	254,5	258,5	256,0
a 177 °C, sc 21 (100rpm)	cP	70,9	76,0	79,0	82,5	83,3	87,5	89,9
<i>I.S.T</i>	-	-2,86	-2,70	-3,39	-2,82	-2,46	-2,72	-2,65
Recuperação elástica	%	5,99%	5,83%	6,91%	6,26%	5,91%	7,12%	6,76%
Ponto de combustão	°C	-	380,00	380,00	380,00	380,00	380,00	>380
Ponto de fulgor	°C	-	342,00	344,00	362,00	370,00	378,00	>380
Densidade CAP	-	1,006	1,001	0,998	0,995	0,993	0,991	0,992
Ductilidade a 25° C	cm	100,00	100,00	88,65	62,40	48,35	39,68	41,85
<i>Efeito do calor e do ar (RTFOT) a 163 °C, 85 min</i>								
Varição em massa	% massa	0,06%	0,02%	0,03%	0,03%	0,02%	0,03%	0,04%
Ductilidade a 25° C	cm	100,00	52,55	38,10	41,30	20,75	17,95	19,15
Aumento do ponto de amolecimento	°C	2,75	3,00	5,92	2,42	5,63	2,25	3,50
Penetração retida	%	78%	64%	79%	67%	58%	77%	74%

\* Os resultados do CAP 50/70 são após o CAP passar pelo processo de aquecimento e agitação da mesma forma que ocorre quando da inclusão de fibras

Ao observar a Tabela 4.2 e os resultados (penetração, ponto de amolecimento, variação em massa, aumento do ponto de amolecimento) apresentados para os teores de 1,0% e 2,0% optou-se em excluí-los, pois se demonstraram com maior dispersão em relação à tendência das curvas da Figura 4.1, possivelmente, por uma má preparação das amostras no que tange a separação das fibras de PP e a mistura delas com o CAP.

#### 4.2.1.1.1. ENSAIOS DE PENETRAÇÃO E PONTO DE AMOLECIMENTO, ANTES E APÓS O RTFOT

Nos ensaios de penetração e ponto de amolecimento as amostras apresentaram o comportamento esperado de redução da penetração e aumento do ponto de amolecimento com o aumento do teor de fibra. No entanto foram os ensaios que apresentaram maiores dispersões nos resultados conforme observa-se na Figura 4.1.

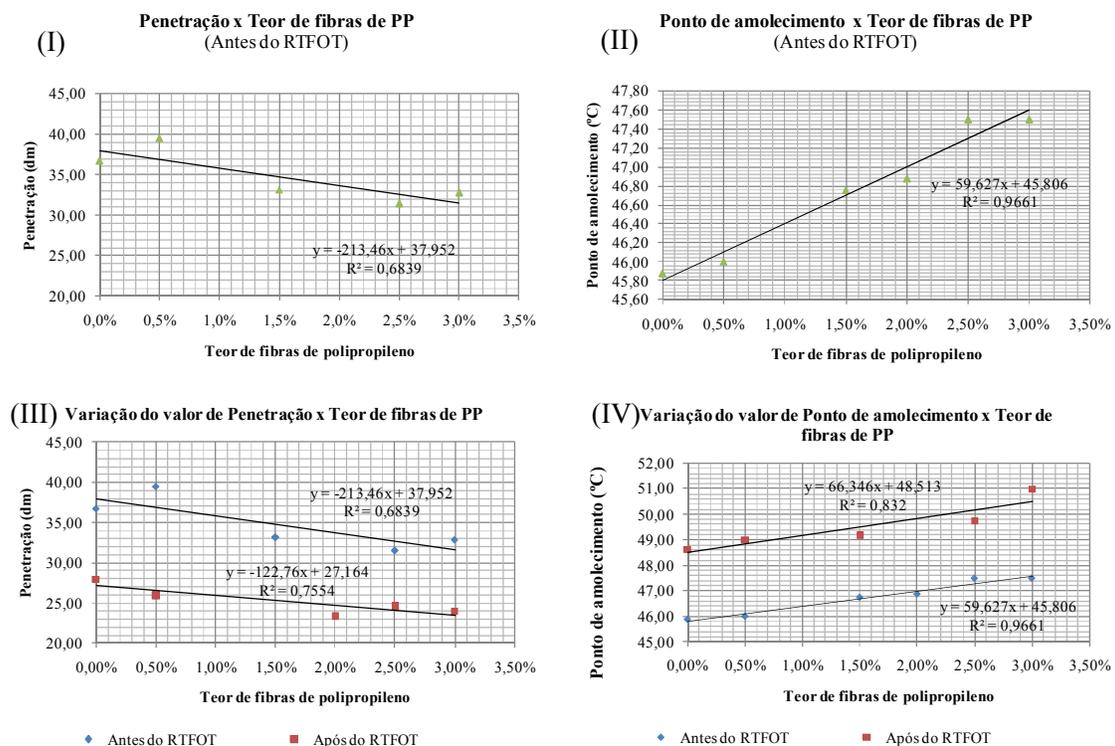


Figura 4.1. Gráficos dos resultados de penetração (I e III) e ponto de amolecimento (II e IV) antes e após o ensaio RTFOT

Basicamente, quando adiciona-se um modificante no asfalto os valores de penetração demonstram um decréscimo a partir do aumento da concentração de polímero no ligante, isto explica-se pela absorção dos maltenos pelo polímero que tendem a diminuir a concentração dos maltenos livres no asfalto fazendo que ele fique mais consistente. Agora quando o ligante sofre um processo de envelhecimento (RTFOT) este decréscimo é brusco isto pode ser

explicado pela oxidação de moléculas polarizáveis dos maltenos, que se tornam polares, e passam a fazer parte da fração asfalteno aumentando a consistência do asfalto (Amaral, 2000). Ao inverso da penetração o ponto de amolecimento sofre aumento com o aumento do teor de polímero e depois do processo de envelhecimento também.

Ambas as assertivas anteriormente colocadas são evidenciadas na Figura 4.1 apesar das dispersões dos valores obtidos durante as campanhas experimentais. Esta dispersão pode ser justificada pela dificuldade na separação entre as fibras de aramida e polipropileno. Isto poderia incluir uma pequena adição de fibras de aramida ao ligante contribuindo para dispersão dos resultados.

Por fim, quando confronta-se os dados obtidos para penetração e ponto de amolecimento com os limites e exigências preconizados na DNER EM 396/99 (AMP), ANP N°31/2007 (SBS) e ANP N°31/2007 (asfalto borracha) os resultados em sua grande maioria não atinge os valores limites estabelecidos por estas especificações. Contudo é importante ressaltar que as especificações aqui colocadas procuram estabelecer parâmetros para modificantes elastoméricos. Ao contrário das substâncias elastoméricas, o PP é por sua natureza uma substância plastomérica que possui uma estrutura mais simples. Isto produz um ligante modificado com menor elasticidade quando comparado aos asfaltos modificados por copolímeros SBS e borracha de pneu.

#### 4.2.1.1.2. ÍNDICE DE SUSCEPTIBILIDADE TÉRMICA, ANTES E APÓS O RTFOT

Segundo Barra (2005) valores de susceptibilidade térmica (IST) maiores que +1 indicam asfaltos oxidados (pouco sensíveis a elevadas temperaturas e quebradiços em temperaturas mais baixas) e valores menores que (-1) indicam asfaltos muito sensíveis à temperatura. Assim, na Tabela 4.3 pode-se verificar que as misturas antes e depois do RTFOT permanecem na faixa de asfaltos muito sensíveis mesmo ter passado por um processo de envelhecimento.

Tabela 4.3. Comparação do I.S.T. antes e após o RTFOT

Teores	CAP 50/70	T1	T3	T5	T6
Porcentagem de fibra	0%	0,50%	1,50%	2,50%	3,00%
IST antes do RTFOT	-2,86	-2,70	-2,82	-2,72	-2,65
IST após do RTFOT	-2,60	-2,72	-2,89	-2,61	-2,34

Ao analisar os dados da Tabela 4.3 observa-se um aumento no valor de IST após o envelhecimento, o que pode indicar de maneira indireta uma leve melhora na suscetibilidade

térmica do ligante. Contudo por ser um cálculo totalmente empírico não se recomenda utilizá-lo como parâmetro de avaliação da suscetibilidade térmica de ligantes asfálticos. Opcionalmente a inclinação da curva de gráficos viscosidade *versus* temperatura fornece uma boa idéia do quanto da suscetibilidade é um ligante.

#### 4.2.1.1.3. AVALIAÇÃO DAS AMOSTRAS ENVELHECIDAS NA ESTUFA RTFOT

Basicamente, as avaliações feitas com as amostras ensaiadas na estufa RTFOT são três: a verificação da perda de massa, valor de penetração retida que é a relação entre os valores de penetração determinados antes e após o envelhecimento, e por fim o aumento no ponto de amolecimento da amostra após o processo de envelhecimento. Este processo de envelhecimento foi realizado para todos os teores de ligante modificado para se avaliar o quanto o polímero colaborava para a melhoria frente às condições de envelhecimento.

A média e o desvio padrão são as medidas mais usadas para avaliar a posição central e a dispersão de um conjunto de valores. Contudo, essas medidas são fortemente influenciadas por valores discrepantes. Porém, existem medidas que não sofrem tanta influência mediante valores discrepantes como é o caso da mediana, quartis e extremos.

Como os resultados das amostras se demonstraram de forma bastante variável para alguns valores optou-se em trabalhar com a representação gráfica de diagrama de caixas. Segundo Barbetta *et al.* (2009), uma forma de apresentar graficamente os conceitos discutidos é por meio do diagrama de em caixas. Trata-se de um retângulo que representa o desvio interquartilico ( $d_q$ ). Esse retângulo representa, portanto, a faixa dos 50% dos valores mais típicos da distribuição. O retângulo é dividido no valor correspondente à mediana; assim, ele indica o quartil inferior, a mediana e o quartil superior. Entre os quartis e os extremos, são traçadas linhas. Caso existam valores discrepantes (além de  $1,5d_q$ ), a linha é traçada até o último valor não discrepante, e os valores discrepantes são indicados por pontos. Eventuais pontos muito distantes (além de  $3d_q$ ) normalmente são representados por símbolos diferentes para serem bem destacados.

Na Figura 4.2 são apresentadas as perdas de massa em percentagem para cada teor de fibra avaliado. Os comportamentos ilustrados na Figura 4.2 só vêm somar aos comentários feitos até agora. Observa-se que com adição das fibras de PP há uma redução na perda de massa pela combinação dos polímeros as moléculas volatizáveis do asfalto fazendo que este processo seja amenizado.

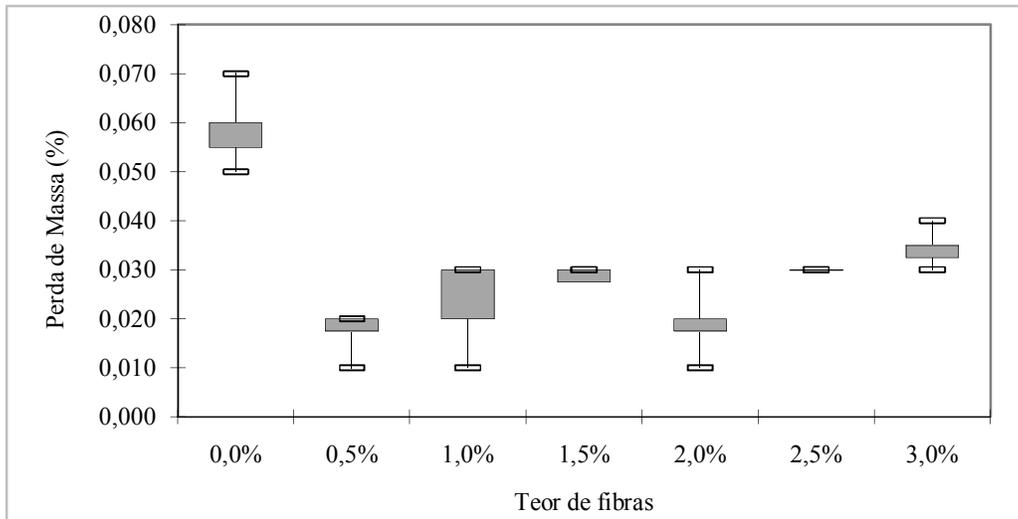


Figura 4.2. Variação da perda de massa perante aumento do teor de fibras de PP no ligante

A partir de uma análise estatística ANOVA fator único aplicada aos resultados de perda de massa foram determinadas matrizes, informando o nível observado de significância (probabilidade de hipótese verdadeira) também conhecido como “p” (nível descritivo do teste) onde foram comparados para cada par de teor estudado. A fim de verificar o quanto as misturas se parecem ou não.

Observou-se que as amostras de 0,5% a 3,0% apresentaram um razoável nível de significância entre si, conforme pode ser observado na Tabela 4.4 a qual mostra o “grau de parentesco” entre os dados obtidos durante o ensaio de perda de massa. Isto reforça a idéia de que para as amostras com fibras tem-se uma perda de massa média de aproximadamente 0,028%.

Tabela 4.4. Níveis de significância para valores de perda de massa entre os teores estudados

Teor de fibra	0%	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%
0%	-	-	-	-	-	-	-
0,5%	2,9%	-	-	-	-	-	-
1,0%	4,9%	93,2%	-	-	-	-	-
1,5%	1,1%	48,8%	53,8%	-	-	-	-
2,0%	1,0%	75,0%	67,0%	16,8%	-	-	-
2,5%	9,5%	47,1%	49,5%	54,1%	17,8%	-	-
3,0%	15,5%	27,6%	30,2%	19,6%	9,4%	42,3%	-

Da mesma forma que na perda de massa os valores de ponto de amolecimento crescem após o envelhecimento da amostra e com o aumento do teor de fibra como observa-se na Figura 4.3. Como os resultados do aumento do ponto de amolecimento dependem do valor do ponto de

amolecimento determinado para as amostras antes do ensaio de envelhecimento optou-se aqui também em excluir os valores encontrados para as amostras com 1,0% e 2,0% de PP.

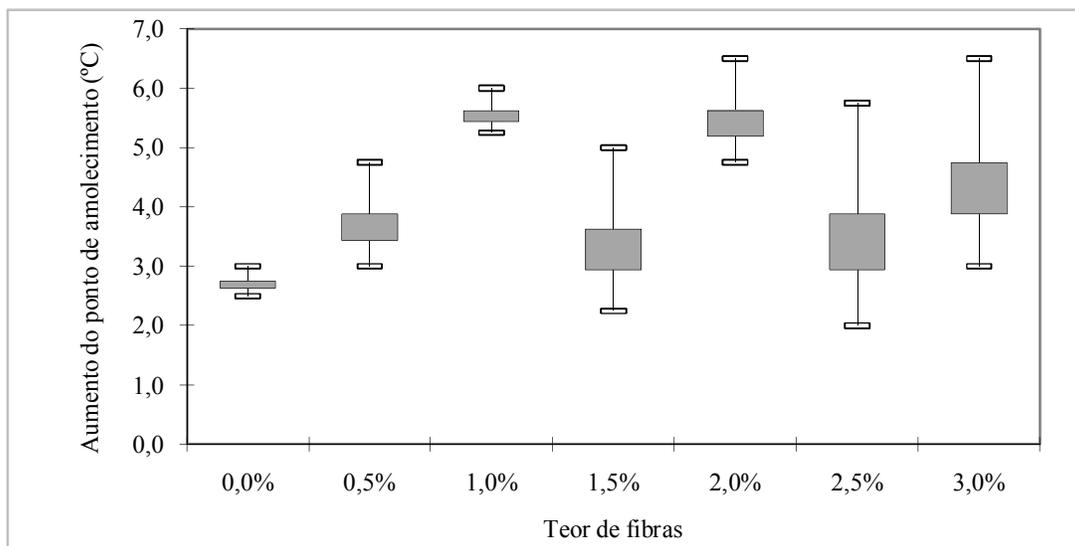


Figura 4.3. Aumento do ponto de amolecimento após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados.

Quando compara-se os valores obtidos para aumento do ponto de amolecimento com as especificações da Tabela 4.1 todos os valores atenderiam se analisados pela ANP nº31 (2007) e ANP nº39 (2008) pois a primeira limita os valores mínimos em  $-3^{\circ}\text{C}$  e o máximo em  $+7^{\circ}\text{C}$  e a segunda só limita o máximo que corresponde a  $10^{\circ}\text{C}$ . Das exigências da DNER EM 396/99 o valor máximo é limitado em  $4^{\circ}\text{C}$ , logo para o teor T6 não foi atendido o limite imposto pela norma. Ao realizar novamente uma análise estatística ANOVA fator único, para os dados de aumento do ponto de amolecimento, também se verifica que há semelhança entre os resultados das amostras modificadas por fibra, conforme Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Níveis de significância para valores de aumento do ponto de amolecimento entre os teores estudados

Teor de fibra	0%	0,5%	1,0%	1,5%	2,0%	2,5%	3,0%
0%	-	-	-	-	-	-	-
0,5%	34,2%	-	-	-	-	-	-
1,0%	-	-	-	-	-	-	-
1,5%	59,5%	89,2%	-	-	-	-	-
2,0%	-	-	-	-	-	-	-
2,5%	61,2%	100,0%	-	92,4%	-	-	-
3,0%	37,5%	69,8%	-	66,3%	-	76,5%	-

Considerando ainda as especificações acima citadas para todas elas os valores de perda de massa e penetração retida são atendidos, conforme demonstra a Figura 4.4. E da mesma forma

que os resultados já analisados os valores de penetração retida são semelhantes entre si possuindo um nível de significância bem próximo. O grau de parentesco é abrangente para todas as amostras ensaiadas inclusive para a amostra sem fibras, conforme Tabela 4.6.

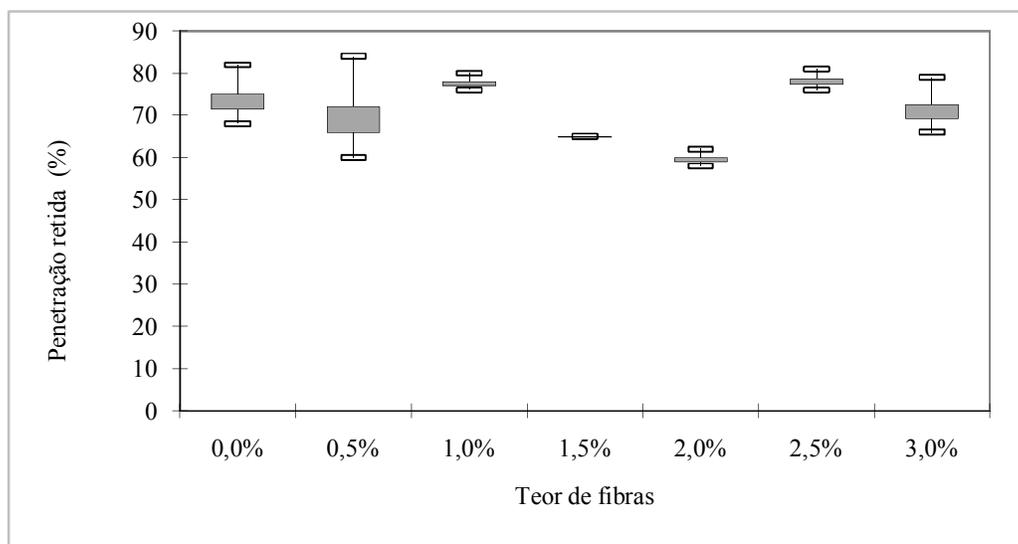


Figura 4.4. Valor de penetração retida após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados

Tabela 4.6 Níveis de significância para valores de penetração retida entre os teores estudados

Teor de fibra	0%	0,50%	1,00%	1,50%	2,00%	2,50%	3,00%
0%	-	-	-	-	-	-	-
0,50%	83,3%	-	-	-	-	-	-
1,00%	-	-	-	-	-	-	-
1,50%	28,9%	64,2%	-	-	-	-	-
2,00%	-	-	-	-	-	-	-
2,50%	73,3%	66,4%	-	3,4%	-	-	-
3,00%	78,6%	98,1%	-	40,8%	-	49,6%	-

#### 4.2.1.1.4. ENSAIOS DE DENSIDADE

Além de fornecer parâmetros utilizados na definição de propriedades volumétricas (das misturas) o ensaio de densidade permitiu a constatação da influência das fibras de PP na redução da densidade relativa do asfalto modificado por fibras (AMF). Na Figura 4.5 pode-se observar a redução da densidade relativa com aumento do teor de fibras de PP, este comportamento justifica-se pela baixa densidade relativa do PP que gira em torno de 0,91 g/cm<sup>3</sup>.

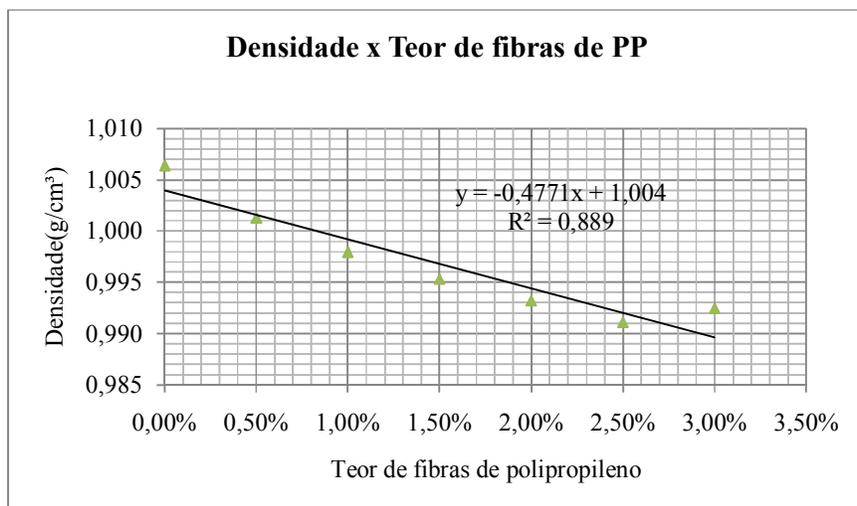


Figura 4.5. Variação da densidade com o aumento do teor de fibras de PP

#### 4.2.1.1.5. ENSAIOS DE RECUPERAÇÃO ELÁSTICA

Apresentando dados dispersos como nos ensaio de penetração e ponto de amolecimento, a recuperação elástica também teve os valores excluídos para os teores de 1,0% e 2,0%, como pode ser observado na Figura 4.6. Os baixos valores de recuperação elástica esta nas características intrínsecas do polímero utilizado. Como relatado por Bernucci *et al.* (2006) para elastômeros (SBR) os efeitos diante da recuperação elástica são claramente evidenciados, porém é imperceptível em plastômeros (polipropileno) e não dependem linearmente do teor do polímero e sim da interação do polímero com o asfalto.

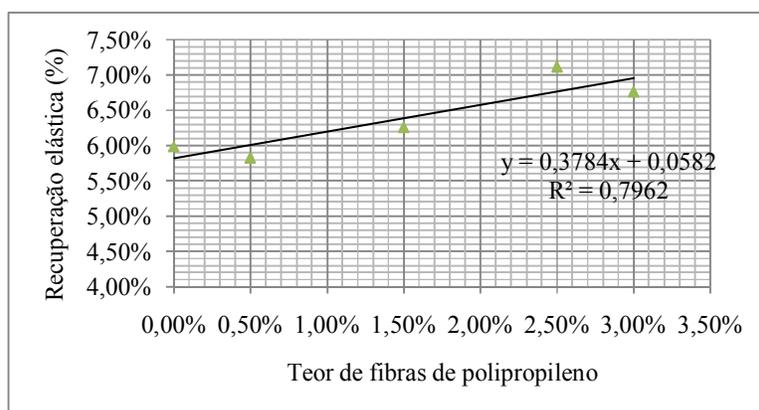


Figura 4.6. Variação do valor da recuperação elástica com o aumento do teor de fibras de PP

Então ao confrontar os resultados da Figura 4.6 com as especificações da Tabela 4.1 verifica-se os baixos valores de recuperação obtidos entorno de 6,5% diante dos 85% mínimos exigidos na DNER EM 396/99.

#### 4.2.1.1.6. ENSAIO DE DUCTILIDADE

Basicamente, foram realizados ensaios para verificação da ductilidade em amostras de AMF antes e após ensaios de envelhecimento a curto prazo. Na Figura 4.7 o comportamento característico da ductilidade é marcado pelo decréscimo da ductilidade devido o aumento do teor de fibra e pela oxidação sofrida pelo AMF durante o processo de envelhecimento.

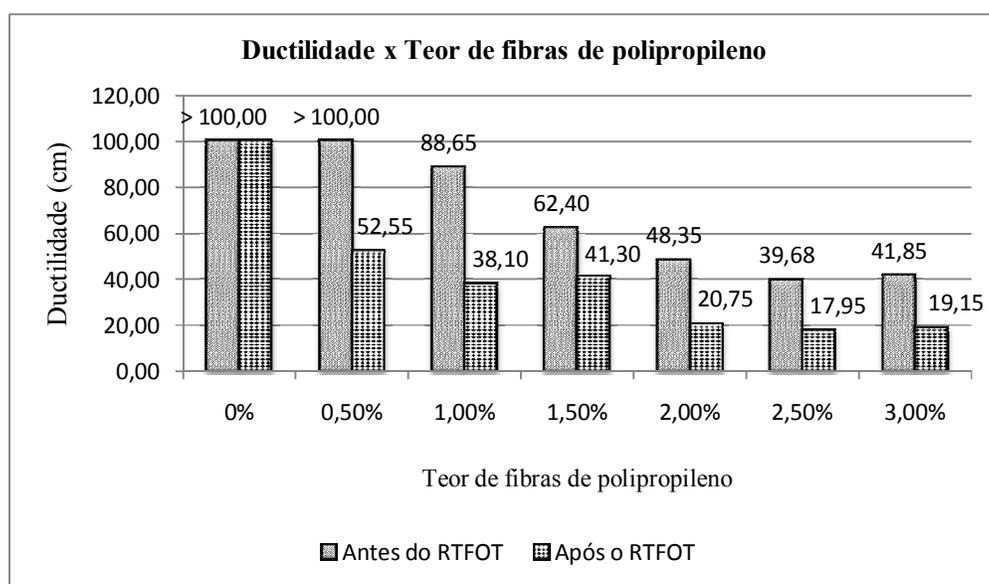


Figura 4.7. Variação da ductilidade após o envelhecimento na estufa RTFOT para os teores estudados

#### 4.2.1.1.7. ENSAIO DE ESTABILIDADE À ESTOCAGEM

Na prática, misturas de polietileno e polipropileno isotático com diversos tipos de betume tendem rapidamente à separação de fases, quando estocados a quente, com a conseqüente deterioração das propriedades (Leite, 1999). A ausência de duplas ligações nestes polímeros confere uma boa estabilidade térmica, porém sua dispersão no ligante asfáltico torna-se difícil principalmente pela baixa densidade destes em relação ao ligante.

O conceito de compatibilidade está associado com a estabilidade à estocagem por dois conceitos:

- Compatível: inexistente a separação de fases, sem precauções com manuseio, estocagem sem agitação;
- Semicompatível: a separação de fases pode ocorrer. A separação lenta pode ser evitada através de estocagem com agitação, e a separação rápida de fases irá requerer agitação intensa mesmo em transporte por curto espaço de tempo.

A compatibilidade do AMF aqui avaliada por meio dos procedimentos da ASTM D 5892 demonstrou que o asfalto modificado se comportou como um ligante semicompatível. Os resultados de ponto de amolecimento colocados na Tabela 4.7 e plotados na Figura 4.8 demonstram claramente a diferença entre os resultados do topo e base, dos tubos de ensaio, das amostras de AMF ensaiadas.

Tabela 4.7. Resultados de estabilidade a estocagem (ASTM D 5892/96)

Teor	Base da amostra		Topo da amostra	
	Valores lidos	Média	Valores lidos	Média
T1	43,5	43,25	47,5	47,75
	43		48	
T2*	45,5	45,5	57	57
	45,5		57	
T3	45,5	45,75	46,5	47,25
	46		48	
T4	45,5	46	51	50,75
	46,5		50,5	
T5	46,5	46,5	>100	
	46,5			
T6	44,5	44,75	>100	
	45			

Obs.: \*A amostra do topo no teor T2 não escoou, ela partiu e tocou a chapa de referência do aparato de ensaio de anel e bola

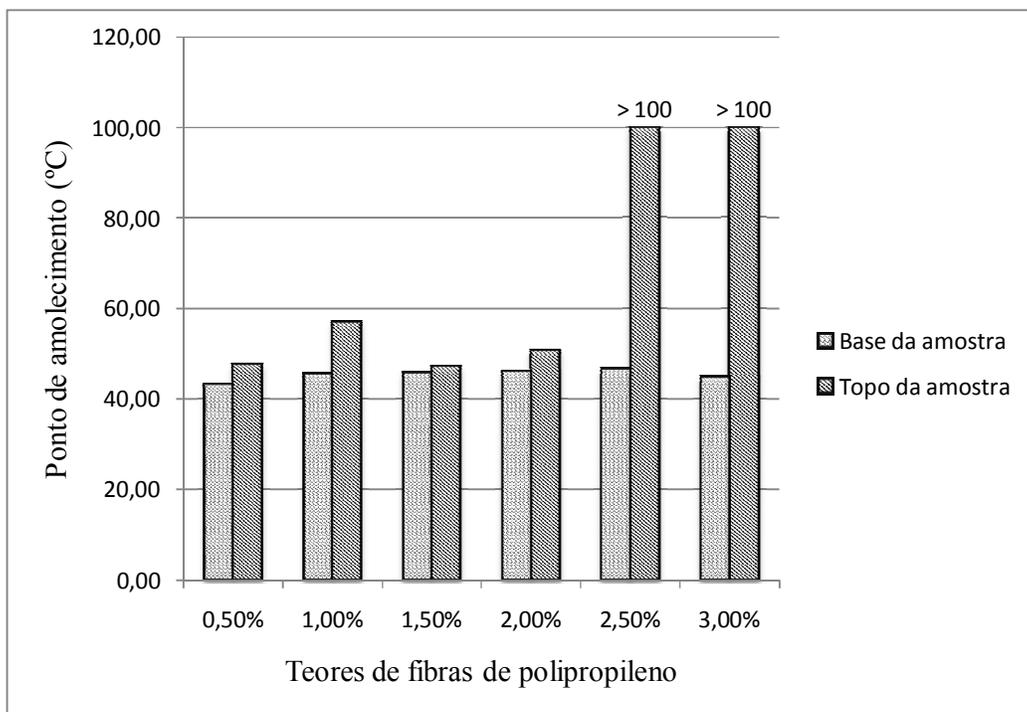


Figura 4.8. Diferença dos valores de ponto de amolecimento das amostras avaliadas quanto a estabilidade a estocagem.

Assim pelo tratamento térmico realizado durante os procedimentos de ensaio observou-se que existe uma separação de fases. Baseado nas constatações de Leite (1999) verifica-se que ocorre uma separação da fase polimérica a qual ficou no topo do recipiente de ensaio. Por outro lado a fase composta basicamente por asfaltenos ficou na base do recipiente de ensaio utilizado para acondicionamento da amostras.

Buscando normas que expressassem a estabilidade à estocagem em forma numérica recorreu-se a DNER ME 384/99. Nesta norma como na DNER EM 396/99 para se considerar um asfalto modificado por polímero sob suspeita de má estabilidade à estocagem a diferença entre os resultados de ponto de amolecimento da base e topo do recipiente de ensaio deve ser de no máximo 4°C. Com base nos resultados da Tabela 4.7 traz a confirmação da baixa estabilidade do asfalto por apresentar a diferenças entre os pontos de amolecimento maiores que os 4°C limitados em norma.

#### 4.2.1.1.8. ENSAIOS DE VISCOSIDADE BROOKFIELD

É característica comum o aumento da viscosidade a altas temperaturas devido à inclusão de polímeros ao ligante asfáltico. Esse comportamento agindo positivamente pode fornecer um

bom indicativo do comportamento do ligante frente às deformações permanentes. Outro ponto positivo é que o aumento da viscosidade propicia a formação de um filme de ligante mais espesso envolvendo o agregado mineral colaborando para maiores resistências ao envelhecimento além de melhorar a suscetibilidade térmica desse material diante das oscilações climáticas.

Um dos principais objetivos da determinação da viscosidade é a definição adequada das temperaturas de bombeamento, mistura, espalhamento e aplicação do ligante asfáltico (ASTM D 4402/95).

Os ligantes asfálticos modificados por fibras tiveram sua relação de viscosidade e temperatura colocada de forma linear por meio de um gráfico log-log da viscosidade (cP) *versus* a temperatura absoluta (°R), como pode ser observado na Figura 4.9.

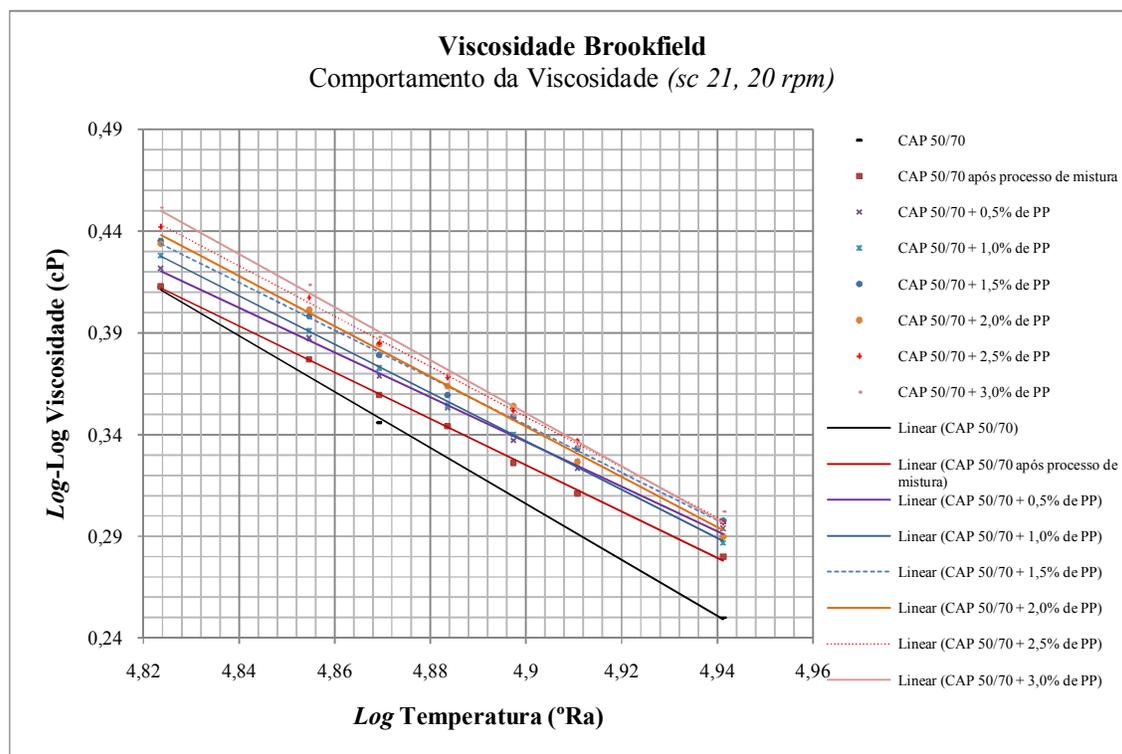


Figura 4.9. Variação da viscosidade com o aumento da temperatura

Como se observa o ligante modificado com as fibras de polipropileno apresentou valores de viscosidade maiores que o CAP 50/70 sem modificante tanto para o CAP 50/70 após de ter passado pelo processo de mistura. Esse resultado indica que, no que depender do comportamento reológico do ligante, um concreto asfáltico, no qual esse tipo de fibra tenha

vido adicionado, tem maior probabilidade de apresentar um melhor comportamento frente ao aparecimento das deformações permanentes.

Agora por meio do gráfico apresentado na Figura 4.10 foram definidos também os valores de compactação e mistura do concreto asfáltico. A diferença básica entre os gráficos da Figura 4.9 e o da Figura 4.10 são as unidades de temperatura e a escala utilizada.

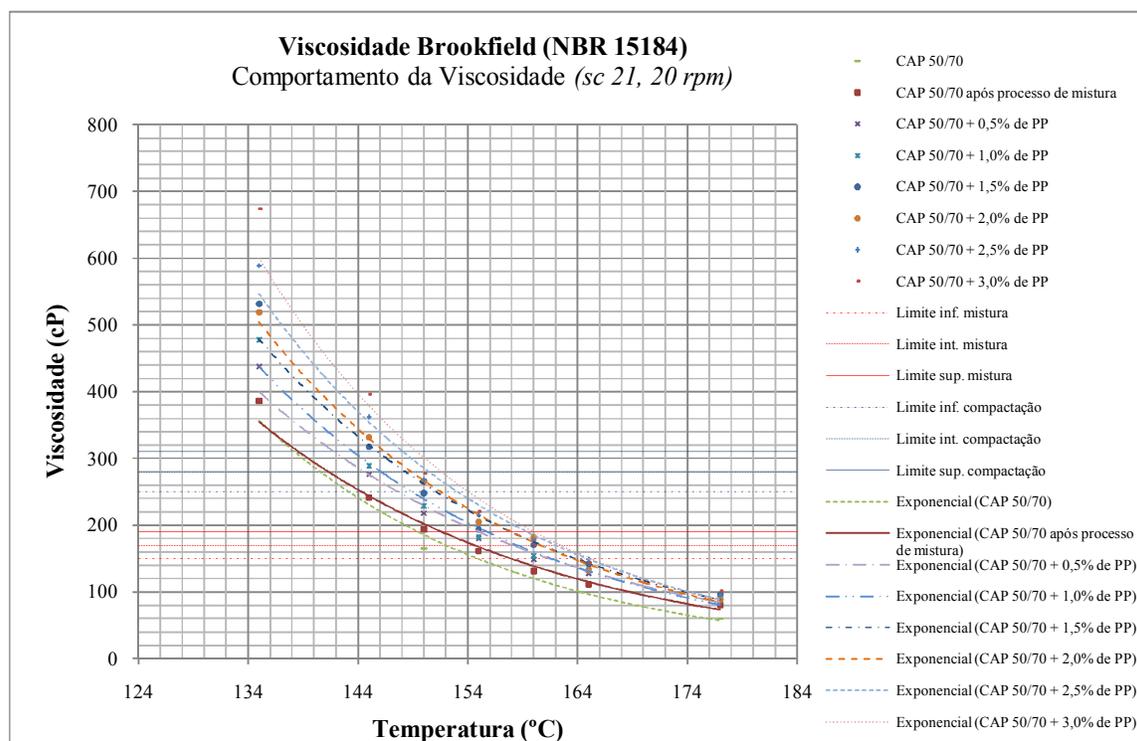


Figura 4.10. Variação da viscosidade (cP) para os diversos teores de ligante modificados versus o aumento da temperatura (°C)

Da Figura 4.10 retira-se conclusões como a de que a temperatura de compactação para as misturas confeccionadas com os ligantes modificados com os teores de PP estudados enquadra-se entre 138°C a 154°C e a temperatura de mistura entre 150°C a 164°C, com base nos valores limites de viscosidade cinemática sugeridos na DNER ME 043/95.

A partir de algumas especificações da ANP nº31 (2007) – CAP modificado por SBS a viscosidade rotacional também foi avaliada variando a velocidade e a temperatura de execução de ensaio partindo de 20rpm, para 50rpm e em seguida 100rpm. Os resultados encontrados são apresentados na Figura 4.11 e comprovam o aumento da viscosidade com o acréscimo do teor de fibra para cada nível de temperatura e velocidade.

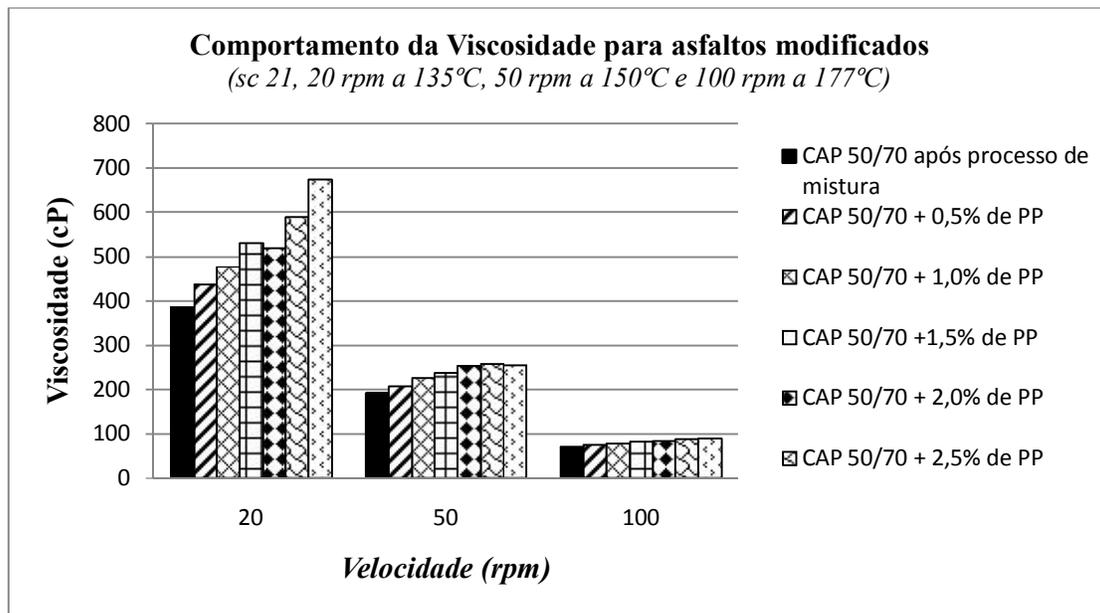


Figura 4.11. Variação da viscosidade com o aumento concomitante da velocidade e temperatura.

Quando é analisado o efeito da fibra na viscosidade diante das especificações da Tabela 4.1 se percebe, mais claramente, que os valores de viscosidade a 135°C se aproximam, mas não atingem o limite mínimo (850cSt) de viscosidade cinemática colocado pela DNER EM 396/99 – Asfalto modificado por polímero (AMP). Vale ressaltar que pela densidade do ligante ficar próxima de um, um centistoke (cSt) foi adotado igual a um centipoise (cP).

No entanto, este reflexo de valores abaixo dos estipulados nas especificações listadas na Tabela 4.1 recai novamente no tipo de polímero utilizado que comumente possui propriedades abaixo dos que serviram de base de elaboração das especificações descritas na Tabela 4.1. Então, quando se analisa o uso do polipropileno como modificante asfáltico de forma isolada percebe-se que existem grandes contribuições para o aumento da viscosidade do asfalto. Com o acréscimo dos teores de fibras a viscosidade tende a crescer de valores mínimos entre 13% e 6% a valores máximos entre 26% e 74%, isto dependendo obviamente do nível de temperatura analisado. Os maiores valores de viscosidade são encontrados para níveis de temperatura mais baixos (135°C) e os valores mais baixos para níveis de temperatura mais altos (177°C). Este comportamento pode ser observado na Tabela 4.8 e Figura 4.12.

Tabela 4.8. Aumento da viscosidade do cimento asfáltico modificado com fibras de PP para diversos teores de fibra em relação ao CAP 50/70 sem adição de fibras para três níveis de temperatura

Teores	CAP 50/70	T1	T2	T3	T4	T5	T6
Porcentagem de fibra	0%	0,50%	1,00%	1,50%	2,00%	2,50%	3,00%
<b>135°C</b>							
	0%	13%	24%	37%	34%	52%	74%
<b>150°C</b>							
Varição da viscosidade em relação ao CAP 50/70	0%	12%	18%	28%	37%	38%	43%
<b>177°C</b>							
	0%	6%	19%	20%	13%	26%	26%

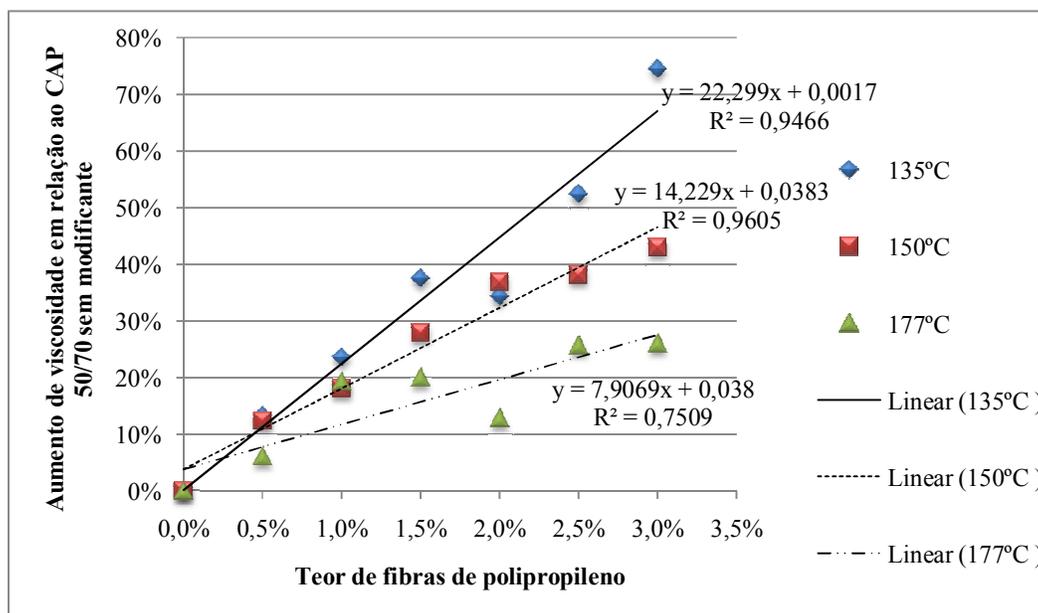


Figura 4.12. Aumento da viscosidade do cimento asfáltico modificado com fibras de PP para diversos teores de fibra em relação ao CAP 50/70 sem adição de fibras para três níveis de temperatura.

#### 4.2.2. ANÁLISE TERMOGRAVIMÉTRICA DAS FIBRAS

A análise termogravimétrica (TGA) é rotineiramente utilizada para medir variações de massa de uma amostra, decorrentes de uma transformação física (evaporação, condensação, sublimação, etc.) ou química (decomposição, oxidação, etc.) em função da temperatura ou do tempo. Do ensaio de termogravimetria (TG) são obtidos basicamente dois parâmetros as temperaturas de *onset* ( $T_{onset}$ ) e *endset* ( $T_{endset}$ ), a primeira corresponde ao início extrapolado

do evento térmico e corresponde ao ponto de interseção da linha base extrapolada antes do evento, com a tangente à curva produzida no intervalo de reação, de modo que a reta passe pelo ponto de inflexão. De forma análoga a  $T_{\text{endset}}$  corresponde ao final extrapolado do evento térmico.

Outro conceito utilizado é a termogravimetria derivada (DTG) a qual representa uma curva obtida a partir das curvas TG e corresponde à primeira derivada da variação de massa em relação ao tempo ( $dm/dt$ ) ou, ainda, à primeira derivada da variação de massa em relação à temperatura ( $dm/dT$ ), que é registrada em função da temperatura ou do tempo. Com a DTG fica possível a determinação da temperatura de pico ( $T_{\text{pico}}$ ) que é aquela em que a massa está variando mais rapidamente. Assim, o estudo de degradação das fibras poliméricas de aramida e polipropileno por meio de ensaios termogravimétricos permitiu uma avaliação da decomposição das fibras frente ao efeito da temperatura simulando o processo de usinagem, armazenamento e transporte do CAP modificado.

A temperatura de trabalho determinada para o cimento asfáltico modificado variou entre 144°C a 168°C. Quando se comparam estas temperaturas com as condições térmicas, em que foram conduzidos os ensaios de TG, observa-se que as fibras se mantêm com sua estrutura estável para as temperaturas em que serão utilizadas. Só para temperaturas excessivamente maiores que as de trabalho é que começa a ocorrer a degradação da estrutura das fibras.

As curvas termogravimétricas mostraram que até as temperaturas de aproximadamente 579,55°C para a aramida e 400,51°C para o polipropileno as estruturas do polímero permanecem estáveis e não ocorreu perda de massa detectável, para um ensaio realizado em uma atmosfera inerte. Os resultados das curvas termogravimétricas para ambas as fibras estão demonstrados na Figura 4.13 e Figura 4.14.

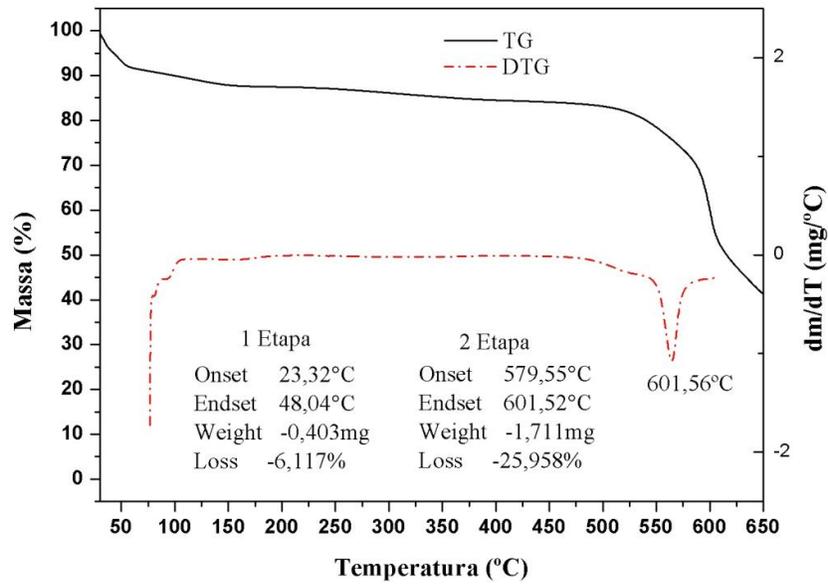


Figura 4.13. Curva TG e DTG da fibra de aramida

O comportamento da TGA apresentada pela fibra de aramida foi dividido em duas etapas distintas com temperaturas de *onset* ( $T_{onset}$ ) e *endset* ( $T_{endset}$ ) bem diferentes. Isto ocorreu porque como já colocado no capítulo anterior as fibras de aramida têm a propriedade de absorver água. Logo ocorre uma pequena perda de massa inicial que corresponde à perda da água absorvida pela fibra.

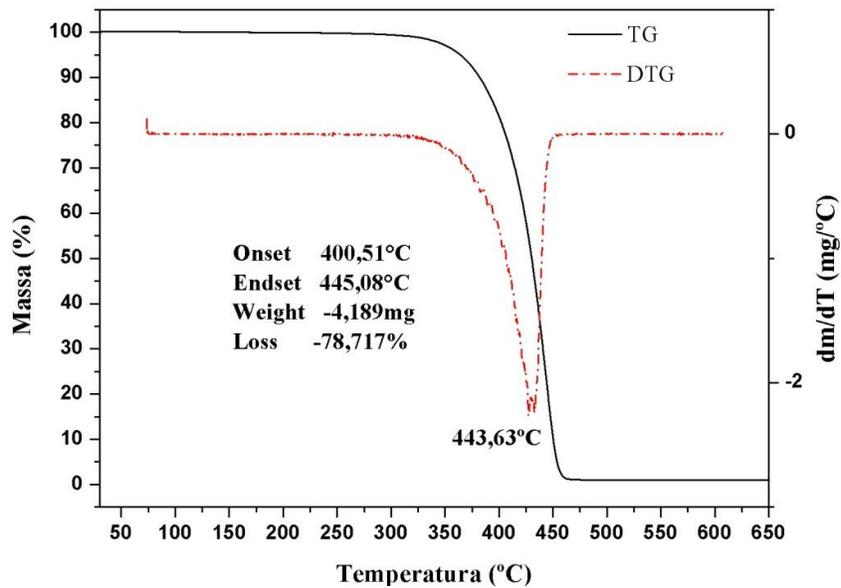


Figura 4.14. Curva TG e DTG da fibra de polipropileno

### 4.2.3. AGREGADO

O bom desempenho de um pavimento esbarra nas propriedades do agregado. Assim a caracterização do agregado é de fundamental importância na mistura asfáltica. Então neste item serão abordados os resultados dos ensaios realizados para avaliar se o formato, suas características de aderência ao ligante asfáltico e sua resistência influenciam diretamente na qualidade do pavimento, implicando em sua aceitação para o devido fim da pavimentação.

#### 4.2.3.1.GRANULOMETRIA

Ensaio básico para a análise do agregado mineral, a granulometria é a base para a definição de muitos ensaios realizados no agregado. A distribuição granulométrica de cada agregado mineral vai proporcionar o estudo da melhor composição de uma determinada mistura. No caso de misturas drenantes vai influenciar fortemente nas propriedades de permeabilidade, correspondendo ao sucesso ou não da mistura drenante. A Tabela 4.9 e a Figura 4.15 apresentam as composições e curvas granulométricas dos agregados brita 01, pedrisco e pó-de-pedra e material de enchimento (fíler) que foram usados na composição do traço, respectivamente.

Tabela 4.9. Distribuição granulométrica do agregado mineral

Peneiras		Brita 01	Pedrisco	Pó-de-pedra	Fíler
(in)	(mm)	% Passante	% Passante	% Passante	% Passante
2"	50	100,00	100,00	100,00	100,00
1"	25	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19	98,15	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,5	53,70	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,5	18,85	96,24	99,95	100,00
Nº 4	4,8	0,63	6,91	52,27	100,00
Nº 10	2	0,52	0,29	18,16	100,00
Nº 40	0,42	0,48	0,26	4,88	100,00
Nº 80	0,18	0,47	0,26	3,38	100,00
Nº 200	0,074	0,45	0,24	2,04	99,00
Fíler					

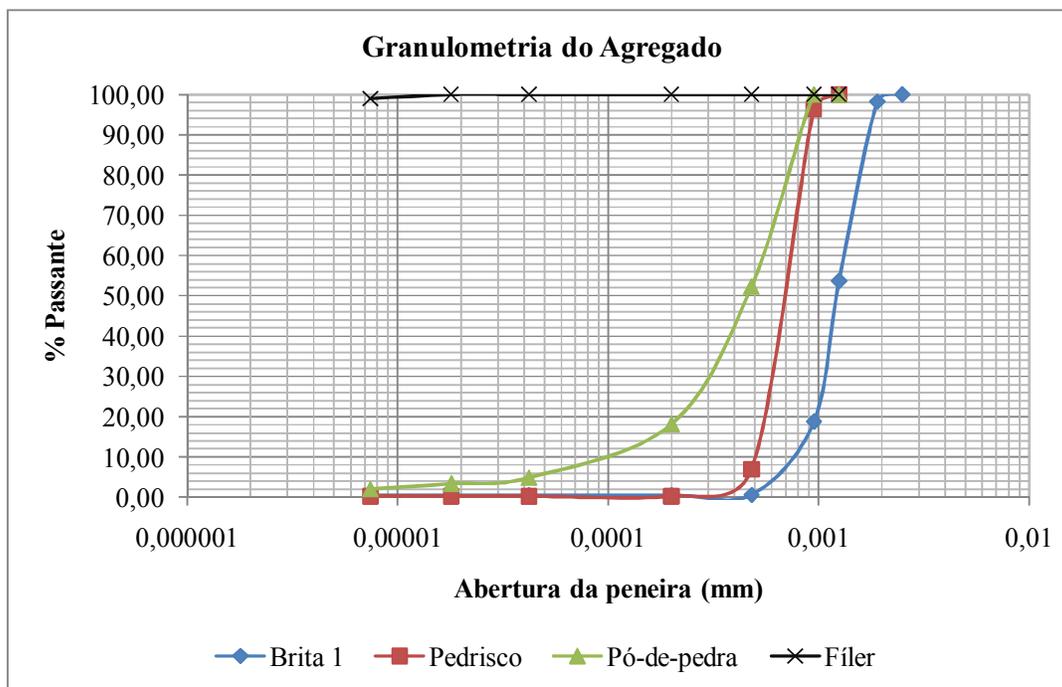


Figura 4.15. Curvas granulométricas dos agregados e filer

Em misturas drenantes o principal objetivo é garantir o volume de vazios necessários que garantam as exigências mínimas, neste caso específico, da DNER ES 386/99. Para tanto ao observar as curvas granulométricas dos agregados observa-se que a curva apresentada pelo pó-de-pedra é bem graduada com a presença tanto de frações grossas como frações finas. Então a partir dos estudos das composições da mistura optou-se em suprimir o uso do pó-de-pedra, pois este estava contribuindo para a redução do volume de vazios das misturas estudadas.

#### 4.2.3.2. RESISTÊNCIA DO AGREGADO

Para misturas tipo CPA é basicamente exigida a avaliação por desgaste abrasão no aparelho de *Los Angeles* (DNER ME 035/98), contudo o agregado também foi avaliado a resistência ao impacto no aparelho Treton (DNER ME 399/99). O limite estabelecido pela DNER ES 386/99 coloca que a percentagem máxima possível a ser atingida durante o desgaste a abrasão *Los Angeles* do agregado seja de 30% do valor inicial do peso da amostra ensaiada.

O agregado avaliado foi a brita 01 que apresentou os resultados de perda por abrasão e ao choque de forma aceitável. Ambas as perdas tiveram os valores bem próximos e atenderam o

limite da DNER ES 386/99. Os resultados das duas avaliações estão colocados na Tabela 4.10.

Tabela 4.10. Resultados de perda a abrasão *Los Angeles* e ao choque no aparelho Treton

Abrasão <i>Los Angeles</i>			Choque Treton	
Massa inicial (g)		Densidade do agregado (g/cm <sup>3</sup> )	Faixa de enquadramento = B	
Calculada	135,2	2,704	Massa Total (g) = 5004,3	
Pesada	Amostra 1	134,8	Massa retida # 1,7mm (g) = 4090,9	
	Amostra 2	134,8	$A_n = \frac{m_n - m_n^*}{m_n} \cdot 100 = 81,75\%$	
Massa retida na # 1,70 mm (g)		$T = \frac{M_r}{M_1} \cdot 100 = 82,90\%$		<b>Perda por abrasão = 18,25%</b>
Pesada	Amostra 1		113,7	
	Amostra 2		109,8	
<b>Perda por choque = 17,10%</b>				
Obs.: M <sub>r</sub> é a massa original da amostra e M <sub>1</sub> é a massa retida na # 1,7 mm.			Obs.: m <sub>n</sub> é a massa total e m <sub>n</sub> <sup>*</sup> é a massa retida # 1,7 mm	

Ao observar os dois resultados, na Tabela 4.10, percebe-se que o pelo aparelho de abrasão *Los Angeles* demonstra valores superiores. Possivelmente tal fato pode está relacionado ao duplo impacto sofrido pelos agregados dentro do tambor *Los Angeles*, isto é, choque e abrasão das esferas de aço.

#### 4.2.3.3. RESULTADOS DA DENSIDADE DO AGREGADO E ABSORÇÃO

Para toda mistura asfáltica a determinação das densidades dos agregados é fundamental para determinação do teor de projeto para as misturas aqui estudadas. Resumidamente os valores de densidade determinados para o agregado foram colocados em função das frações de agregados graúdos, agregados miúdos e filer conforme a Tabela 4.11.

Tabela 4.11. Densidade dos agregados

	Agregados Graúdos (peneira ½" a nº4)	Agregados miúdos (peneira nº10 a nº200)	Filer (> nº200)
Densidade (g/cm <sup>3</sup> )	2,704	2,674	2,312
Absorção (%)	0,4	-	-

#### 4.2.3.4. ÍNDICE DE FORMA

De acordo com o ensaio de granulometria, o agregado (brita 01) se enquadrou na faixa C do ensaio de índice de forma. Os resultados obtidos foram os seguintes: para a faixa circular (19 - 16mm) foi usado 2000,3g, para a faixa circular (16 - 12,7mm) 2001,8g e para a faixa circular (12,7 - 9,5mm) 2000,3g de agregado. Os resultados encontrados estão na Tabela 4.12.

Tabela 4.12. Resultado do Índice de Forma

Faixa Circular (mm)	(19-16)	(16-12,7)	(12,7-9,5)	Somatório % Retida em cada Crivo	Índice de Forma
Peso(g)	2000,3	2001,8	2000,3		
Retido no crivo redutor P1 (g)	1120 (55,99%)	1019,70 (50,94%)	855,30 (42,76%)	149,69%	$f = 0,66$
Retido no crivo redutor P2 (g)	568,8 (28,44%)	712,20 (35,58%)	683,80 (34,18%)	98,20%	

O valor encontrado para o índice de forma foi 0,66, no entanto, o limite mínimo do índice de forma é de 0,5, o que habilita o agregado aos devidos fins de uso na pavimentação. No entanto seria mais satisfatório um agregado próximo a  $f=1$  o que significaria que nenhuma das dimensões prevalece sobre a outra. Agregados com índice de forma próximo a 0,5 são mais lamelares e/ou agudos o que pode implicar em menores resistências sendo mais facilmente quebrados quando sujeitos ao tráfego.

#### 4.2.3.5. ENSAIOS DE ADESIVIDADE

A adesividade é uma avaliação qualitativa que pode ser vista sobre dois aspectos, o da adesividade ativa e o da passiva. A primeira é desenvolvida quando o ligante vai cobrir a superfície do agregado. A condição imprescindível para que ela ocorra é que o ligante molhe o agregado. Já a adesividade passiva diz respeito à resistência ao deslocamento do filme de ligante apresentada pela superfície dos agregados já envolvidos.

Do ponto de vista da adesividade ativa, o agregado calcário tem boa atividade química com os cimentos asfálticos de petróleo devido à sua natureza eletropositiva. No entanto, a microtextura lisa e a baixa porosidade do agregado graúdo utilizado podem prejudicar a adesividade passiva. Particularmente em uma mistura drenante com agregados calcários, uma má adesividade passiva é muito prejudicial, pois um eventual deslocamento da película do ligante, durante o funcionamento da mistura, exporia a superfície do agregado calcário à ação da água (Roseno, 2005).

Na pesquisa, como foram avaliados vários teores de CAP 50/70 modificado por fibras de polipropileno, procurou-se analisar cada um dos teores quanto a adesividade. Então pelo método da DNER ME 078/1994 foi possível avaliar qualitativamente adesividade do agregado graúdo misturado ao CAP 50/70 modificado por 0,5%; 1,0%; 1,5%; 2,5% e 3,0%. Em relação ao CAP 50/70 sem modificante apresentou uma adesividade satisfatória. No entanto, para o ligante modificado foi verificada um pequeno descolamento da película de

ligante ao final de 72 horas de imersão da amostra em água na temperatura de 40 °C. A Figura 4.16 mostra o aspecto das amostras após o término do ensaio.

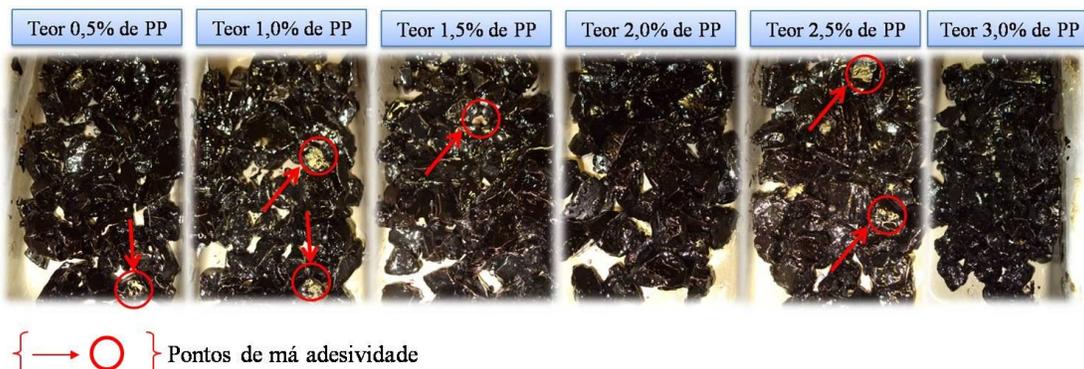


Figura 4.16. Resultado dos ensaios de adesividade para todos os teores de CAP modificado.

#### 4.2.4. DOSAGEM DA MISTURA TIPO CPA

O processo de dosagem da mistura CPA modificada com fibras consistiu em um equilíbrio da compatibilidade entre três aspectos. Dentre estes aspectos se encontram a resistência a tração (mínimo de 5,5 kgf/cm<sup>2</sup>), a resistência ao desgaste cântabro (máximo de 25%) e volume de vazios (entre 18% a 25%) de acordo com a norma DNER ES 386/99 – Pavimentação – Pré-misturado a quente com asfalto polímero – camada porosa de atrito.

Várias misturas foram elaboradas algumas variando a energia de compactação e/ou outras variando a composição granulométrica. Para o teor de fibra é bom lembrar que ele foi fixado em 0,05% do peso total da mistura que corresponde ao teor recomendado pelo fabricante das fibras e avaliado por Mello *et al.* (2008).

Basicamente durante a pesquisa foram realizados cinco testes. O primeiro (teste 1) consistiu em utilizar uma composição granulométrica que ficasse enquadrada no meio da faixa IV da DNER ES 386/99. A composição deste teste composta por 77,5% de agregado graúdo, 18,5% de agregado miúdo e 4,0% de filer calcário foi compactada com 75 golpes do soquete Marshall por face.

Os teores de CAP utilizados na dosagem seguiram o procedimento de escolha por meio do cálculo da superfície específica dos agregados conforme estabelecido no item 3.8.2.4. Assim inicialmente os teores de estudo ficaram enquadrados em 4,0%; 4,5%; 5,0%; 5,5% e 6,0%.

Os resultados neste teste 1 demonstraram que a mistura não atendia quanto aos critérios de resistência a tração (RT) e volume de vazio (Vv), como na Figura 4.17. O único parâmetro

atendido foi o desgaste cântabro que apresentou teores menores que os 25% de perda, limitados pela DNER ES 386/99, conforme na Figura 4.17.

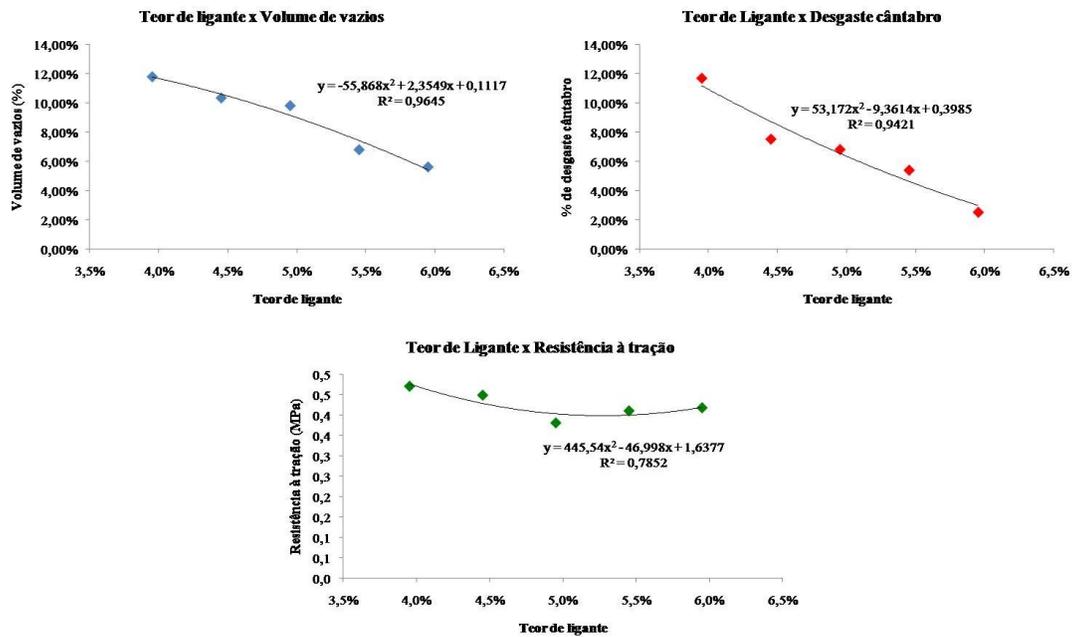


Figura 4.17. Resultados dos ensaios para dosagem da mistura CPA (teste 1)

Diante dos resultados observados no teste anterior torna-se evidente a necessidade de se melhorar os parâmetros referentes ao volume de vazios e a resistência à tração. Então para um teste 2 mudou-se a composição para 82,0% de agregado graúdo, 15,0% de agregado miúdo e 3,0% de filer calcário. Para esta segunda análise a energia de compactação oscilou entre 50 e 75 golpes para uma melhor verificação da influência da energia na resistência à tração e volume de vazios. Como pode-se observar na Figura 4.18 e Figura 4.19 os valores de Vv das misturas confeccionadas com 75 e 50 golpes apresentam valores levemente mais elevados que o teste anterior. Os valores de resistência das misturas confeccionadas neste teste 2 com 75 golpes apresentaram praticamente os mesmos valores daqueles apresentados no teste 1. Já para as misturas de 50 golpes o valor de resistência apresentou um decréscimo.

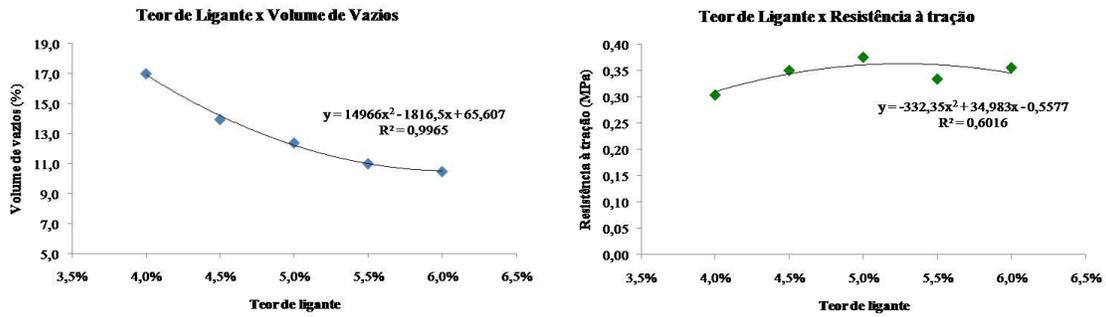


Figura 4.18. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 2/50 golpes)

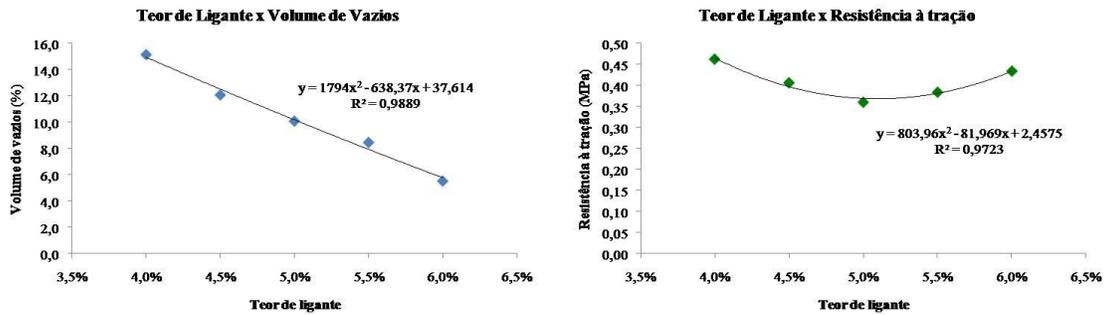


Figura 4.19. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 2/75 golpes)

Novamente como no teste anterior e observado na Figura 4.18 e Figura 4.19 os valores preconizados pela DNER ES 386/99 não são atingidos.

Motivado pela baixa resistência e baixo volume de vazios ainda apresentados pelas misturas optou-se em avaliar uma nova composição (teste 3) enquadrada na faixa V da DNER ES 386/99, faixa esta de tamanho nominal máximo de 19 mm. As proporções adotadas para a nova composição foi composta pelos mesmos 82,0% de agregado graúdo, 15,0% de agregado miúdo e 3,0% de filer calcário. Ainda buscando maiores volumes de vazios a energia de compactação foi mantida com 50 golpes.

Neste teste 3, devido a mudança da faixa, o teor provável de ligante foi modificado pela redução da superfície específica dos agregados. Então os teores das misturas analisadas retificadas foram 3,5%;4,0%; 4,5%; 5,0% e 5,5%. Analisando a Figura 4.20, a resistência a tração e os volumes de vazios das amostras continuam com valores de desempenho abaixo dos especificados na DNER 386/99.

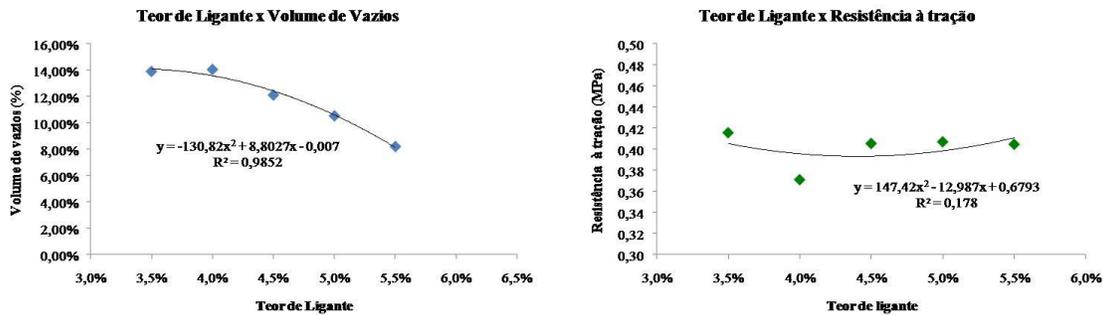


Figura 4.20. Resultados dos ensaios (RT e Vv) para dosagem da mistura CPA (teste 3)

Devido aos resultados das misturas feitas nos testes 1, 2 e 3 não atingirem o mínimo das exigências normativas foi feita uma nova campanha (Teste 4). Tal campanha consistiu em realizar análises com a granulometria baseada nos trabalhos de Botelho *et al.* (2006). A faixa de enquadramento adotada foi a novamente a Faixa IV, sendo a composição composta por 76,4% de agregado graúdo, 20,9% de agregado miúdo e 2,7% de filer calcário. A energia de compactação foi de 50 golpes do soquete Marshall por face do corpo de prova. Neste teste apenas o teor de 4,0 % foi avaliado devido a tendência deste teor apresentar-se nas literaturas como o teor de projeto. Contudo os valores de resistência continuaram abaixo da dos preconizados. O resultado para o volume de vazios e resistência à tração atingiram 15,0% e 0,37MPa, respectivamente.

O teste 4 continuou com os dados abaixo dos valores de norma. A princípio creditou-se este desempenho, a baixa resistência à tração, devido a energia fornecida (50 golpes).

Assim outro teste (teste 5) foi realizado, nesta ocasião foram feitos novos corpos de prova com 75 golpes para uma nova curva granulométrica na qual o pó-de-pedra foi suprimido por ser um agregado bem graduado o qual estava contribuindo para os baixos valores de volume de vazios. A faixa utilizada continuou sendo a faixa IV composta por 89,66% de agregado graúdo, 5,1% de agregado miúdo e 5,24% de filer calcário.

Para este último teste uma mudança específica tem que ser ressaltada. Os teores aqui assumidos foram 3,0%; 3,5%; 4,0%; 4,5% e 5,0% essa mudança decorreu da constatação de que os melhores valores tenderiam para teores a entorno de 4,0%. Este teor de 4,0% também é assumido por alguns autores como o de projeto quando usado o agregado calcário do Distrito Federal.

Os resultados desta última análise apresentados graficamente na Figura 4.21 demonstra que para teores de ligante abaixo de 4,0% o volume de vazios mínimo exigidos na norma ( $V_v =$

18%) começam ser atingidos. Já para resistência a tração os teores de 3,0% a 5,0% de ligante modificado atendem ao valor mínimo de resistência preconizado em norma, no entanto, quando analisado os resultados de desgaste cântabro os teores de ligante abaixo de 4,0% começam a não atender os limites máximos de 25% de perda ao desgaste.

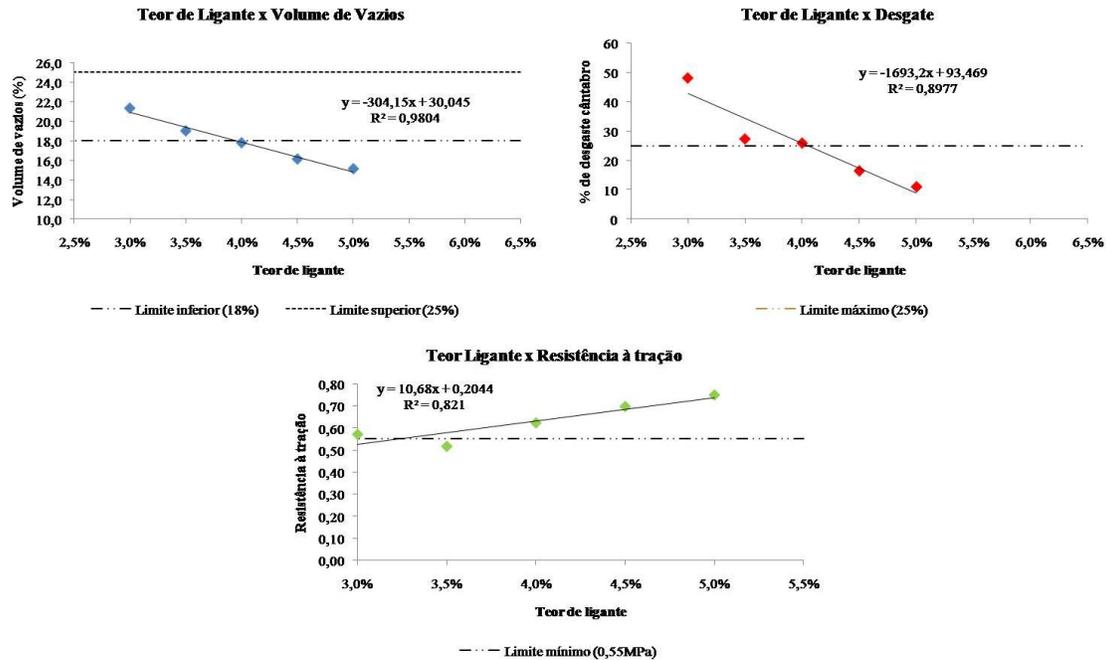


Figura 4.21. Resultados dos ensaios para dosagem da mistura CPA (teste 5)

A partir da experiência acumulada e de modo que fossem atingidos maiores volume de vazios fixou-se, que para a mistura do tipo CPA que seria estudada, posteriormente à dosagem, nos ensaios mecânicos, a energia de compactação em 50 golpes, a faixa IV do teste 5 e teor de 4,0% de CAP. O conhecimento adquirido por meio das análises aqui realizadas serviu para comprovar a tendência das misturas do tipo CPA de possuírem o teor ótimo entorno de 4,0% quando utilizado o agregado calcário do Distrito Federal.

#### 4.2.4.1.COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Com os resultados das curvas granulométricas de cada agregado tornou-se possível a construção da composição granulométrica da mistura pesquisada, conforme Figura 4.22. Com a definição da composição granulométrica criou-se a Tabela 4.13 com os valores e as quantidades, em massa, dos agregados minerais, do filer e do ligante necessárias para a moldagem dos corpos de prova *Marshall* nos cinco teores avaliados.

Ao observar a Tabela 4.13 e a Figura 4.22 percebe-se como a mistura tem uma composição bem uniforme apresentando aproximadamente 70% de seu peso composto pela fração retida na peneira N°4. Isto somado a exclusão do uso da fração pó-de-pedra contribui para um alto volume de vazios.

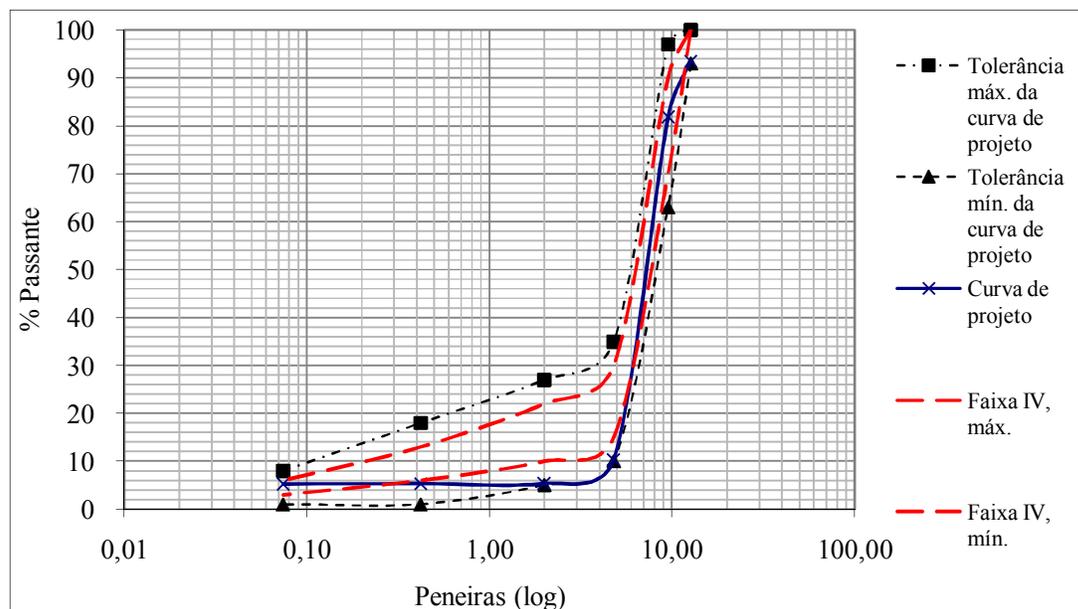


Figura 4.22. Composição da curva de projeto baseada na faixa IV da DNER ES 386/99

Vale ressaltar que as misturas com e sem modificante foram confeccionadas com a mesma composição granulométrica e a densidade de cada ligante referente para cada mistura é de  $1,0\text{g/cm}^3$  para o ligante modificado por fibras e  $1,07\text{g/cm}^3$  para o CAP 50/70. A densidade adotada para as misturas modificadas por fibras foi de  $1,0\text{g/cm}^3$  porque ao utilizar 0,05% de fibras, em relação ao peso da mistura, a porcentagem de fibra de polipropileno fica entorno de 1,0%. Logo para esta porcentagem a densidade calculada é de  $0,998\text{g/cm}^3$  que é aproximadamente  $1,0\text{g/cm}^3$ .

Tabela 4.13. Traços e composição granulométrica da mistura estudada.

PENEIRAS	I) Traços dos corpos de prova <i>Marshall</i>					II) Composições granulométricas				
	Teor 3,0%	Teor 3,5%	Teor 4,0%	Teor 4,5%	Teor 5,0%	Projeto	DNER ES 386/99 (% passantes)			
	Peso Retido	Peso Retido	Peso Retido	Peso Retido	Peso Retido		Faixa IV		Faixa de controle	
(% passantes)	(% passantes)	(% passantes)	(% passantes)	(% passantes)	(% passantes)	% mín.	% máx.	% mín.	% máx.	
<b>CAP</b>	<b>36,0</b>	<b>42,0</b>	<b>48,0</b>	<b>54,0</b>	<b>60,0</b>	-	-	-	-	-
1/2"	76,6	76,2	75,8	75,4	75,0	<b>93,42</b>	100	100	93	100
3/8"	134,2	133,5	132,8	132,1	131,4	<b>81,89</b>	70	90	63	97
Nº4	832,8	828,5	824,3	820,0	815,7	<b>10,34</b>	15	30	10	35
Nº10	58,1	57,8	57,5	57,2	56,9	<b>5,35</b>	10	22	5	27
Nº40	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5	<b>5,31</b>	6	13	1	18
Nº200	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	<b>5,24</b>	3	13	1	8
Filer	61,0	60,7	60,4	60,1	59,7	-	-	-	-	-
<b>SOMA (g)</b>	<b>1164,0</b>	<b>1158,0</b>	<b>1152,0</b>	<b>1146,0</b>	<b>1140,0</b>	-	-	-	-	-
Peso Total do CP	1200,0	1200,0	1200,0	1200,0	1200,0	-	-	-	-	-
<b>Porcentagem de agregado em 1 CP</b>	<b>97,0%</b>	<b>96,5%</b>	<b>96,0%</b>	<b>95,5%</b>	<b>95,0%</b>	-	-	-	-	-
<b>Porcentagem de CAP em 1 CP</b>	<b>3,0%</b>	<b>3,5%</b>	<b>4,0%</b>	<b>4,5%</b>	<b>5,0%</b>	-	-	-	-	-

Como já relatado anteriormente o teor ótimo da mistura foi definido como o teor de 4,0% de CAP. Após a definição do teor ótimo da mistura a mesma começou a ser analisada mecanicamente.

#### 4.2.5. ENSAIOS MECÂNICOS NAS MISTURAS

Este capítulo destina-se a avaliar mecanicamente as misturas do tipo CPA modificadas pela *blend* de fibras de aramida e polipropileno. Com os resultados aqui determinados confrontou-os com misturas sem fibras para a possível avaliação de ganho ou perda de propriedades da mistura asfáltica. Os métodos estabelecidos para esta avaliação consistiu em realizar ensaios que expressassem o comportamento das amostras frente a resistência à tração, ao desgaste por abrasão (cântabro), a deformação permanente (*creep*), ao módulo de resiliência e a vida de fadiga.

Especificadamente os ensaio de fluência e módulo de resiliência serviram para fornecer parâmetros para uma análise paramétrica a partir de um modelo numérico, baseado na teoria elástica de múltiplas camadas, já implementado no programa KENLAYER (Huang, 1993) o qual será utilizado para análises de estruturas hipotéticas de um pavimento tipo.

Para todas essas avaliações foram moldados dezenove corpos de prova não modificados por fibras e outros dezoito modificados. A Tabela 4.14 e Tabela 4.15 apresentam aspectos físicos, o resumo de alguns resultados de ensaio que foram apresentados por cada corpo de prova individualmente.

Tabela 4.14. Dados dos corpos de prova com CAP 50/70.

Corpos de prova	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	DMT-Gmm	Densidade aparente - Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Vv (%)	Ensaio
CP1	7,373	10,263	2,438	1,906	21,8	Fadiga
CP2	7,364	10,219	2,438	1,943	20,3	RT
CP3	7,322	10,211	2,438	1,981	18,7	Fadiga
CP4	7,281	10,218	2,438	1,935	20,6	MR e Cântabro
CP5	7,356	10,270	2,438	1,935	20,6	MR e Cântabro
CP6	6,917	10,262	2,438	2,019	17,2	-
CP7	7,320	10,212	2,438	1,940	20,4	RT
CP8	7,294	10,301	2,438	1,941	20,4	RT
CP9	7,370	10,237	2,438	1,956	19,7	MR e Cântabro
CP10	6,612	10,294	2,438	1,967	19,3	Creep
CP11	6,460	10,238	2,438	1,966	19,3	Creep
CP12	7,408	10,194	2,438	1,959	19,6	Fadiga
CP13	7,336	10,238	2,438	1,955	19,8	Fadiga
CP14	7,316	10,272	2,438	1,937	20,6	Fadiga
CP15	7,268	10,207	2,438	1,963	19,5	Fadiga
CP16	7,331	10,218	2,438	1,952	19,9	Fadiga
CP17	7,372	10,209	2,438	1,960	19,6	Fadiga
CP18	7,456	10,224	2,438	1,950	20,0	Fadiga
CP19	7,282	10,314	2,438	1,953	19,9	Fadiga

Na Tabela 4.14 estão todos os corpos de prova moldados no teor de projeto (sem fibras) com os resultados de volume de vazios (Vv). Nela também estão a densidade máxima teórica (DMT - Gmm) e a densidade aparente (Gmb). Da Gmb pode-se observar que o CP6 possui uma densidade que destoa das restantes porque foi moldado por duas vezes e assim acabou apresentando um menor Vv. Assim o corpo de prova número 6 foi descartado da campanha de ensaios.

A Tabela 4.15 mostra as propriedades físicas e os respectivos ensaios de cada corpo de prova confeccionados com adição de fibras sintéticas de polipropileno e aramida.

Tabela 4.15. Dados dos corpos de prova modificados com 0,05% de fibras sintéticas.

Corpos de prova	Altura (cm)	Diâmetro (cm)	DMT-Gmm	Densidade aparente - Gmb (g/cm <sup>3</sup> )	Vv (%)	Ensaio
CP1	7,350	10,215	2,422	1,900	21,5	Fadiga
CP2	7,312	10,282	2,422	1,939	19,9	Fadiga
CP3	7,413	10,232	2,422	1,935	20,1	RT
CP4	7,413	10,230	2,422	1,941	19,9	RT
CP5	7,260	10,320	2,422	1,938	20,0	RT
CP6	7,206	10,284	2,422	1,966	18,8	MR e Cântabro
CP7	7,417	10,253	2,422	1,929	20,3	MR e Cântabro
CP8	7,396	10,221	2,422	1,933	20,2	MR e Cântabro
CP9	7,351	10,208	2,422	1,946	19,6	Fadiga
CP10	6,601	10,256	2,422	1,996	17,6	Creep
CP11	7,343	10,274	2,422	1,934	20,1	Fadiga
CP12	7,368	10,213	2,422	1,938	20,0	Fadiga
CP13	7,378	10,255	2,422	1,949	19,5	Fadiga

CP14	6,480	10,263	2,422	1,989	17,9	Creep
CP15	7,287	10,252	2,422	1,960	19,1	Fadiga
CP16	7,358	10,199	2,422	1,960	19,1	Fadiga
CP17	7,343	10,209	2,422	1,966	18,8	Fadiga
CP18	7,402	10,219	2,422	1,962	19,0	Fadiga

Os corpos de prova CP1, CP3, CP12, CP13, CP14, CP15, CP16, CP17, CP18 e CP19, da Tabela 4.14, foram destinados para realização dos ensaios de fadiga sendo dois corpos de prova por cada nível de tensão em que o ensaio foi conduzido. Para os ensaios de fadiga nas misturas modificadas foram separados os corpos de prova CP1, CP2, CP9, CP11, CP12, CP13, CP15, CP16, CP17 e CP18 da Tabela 4.15.

#### 4.2.5.1. ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Além de servir como parâmetro de dosagem para misturas tipo CPA o ensaio de resistência à tração por compressão diametral estática foi conduzido para estimativa aproximada da tensão máxima de ruptura das misturas, além de estimar as tensões que poderiam ser utilizadas nos ensaios de módulo de resiliência e fadiga por compressão diametral dinâmica.

O valor de resistência determinado para as misturas foi realizado de acordo com o método de ensaio DNER-ME 138/94, sendo a média amostral, obtida a partir de três corpos de prova, o valor de resistência à tração. Os valores de resistência determinados para o teor de projeto tanto para misturas modificadas quanto para misturas não modificadas são colocados na Tabela 4.16.

Tabela 4.16 Valores de resistência à tração para os dois tipos de mistura.

Tipo	Mistura com AMF*			Mistura com CAP 50/70			
	Nº CP(s)	CP 3	CP 4	CP 5	CP 2	CP 7	CP 8
R.T. (MPa)		0,29	0,31	0,33	0,29	0,26	0,23
Média		<b>0,31</b>			<b>0,26</b>		
		% de aumento da R.T. em relação à mistura sem fibras					
		<b>15,55%</b>					

\*AMF - Asfalto modificado por fibras

Ao observar os resultados percebe-se que os valores para ambas as misturas se encontram abaixo do valor estabelecido na DNER ES 386/99. Contudo partindo de que a norma de referência tenha sido desenvolvida com base em modificantes diferentes (SBS) ao utilizado na pesquisa (fibras sintéticas) e pela camada porosa de atrito (CPA) não funcionar como uma camada estrutural que sofrerá baixos esforços de tração a pesquisa continuou utilizando estes valores para avaliação da mistura modificada.

Os ensaios de resistência não se limitaram em só determinar um valor numérico de resistência à tração. Para materiais reforçados por fibras é interessante verificar o comportamento de ruptura, seja ela dúctil e frágil. Fratura dúctil quase sempre é preferida por duas razões. Primeiramente a fratura frágil ocorre subitamente e catastróficamente, sem qualquer aviso, o que é uma consequência da propagação de trincas espontânea e rápida. Por outro lado, para a fratura dúctil, a presença de deformação plástica dá “aviso” de que a fratura é iminente, permitindo que medidas preventivas sejam tomadas. Em segundo lugar, a energia necessária para induzir a fratura dúctil, em materiais dúcteis, é geralmente maior. Assim os ensaios aqui conduzidos também registraram os deslocamentos durante a ruptura de cada corpo de prova, para evidenciar o comportamento de ruptura das amostras e a energia desprendida durante o processo de ruptura, como pode ser observado na Figura 4.23 e Figura 4.24. Na Figura 4.23 estão colocados os resultados das curvas força versus deslocamento dos corpos de prova ensaiados.

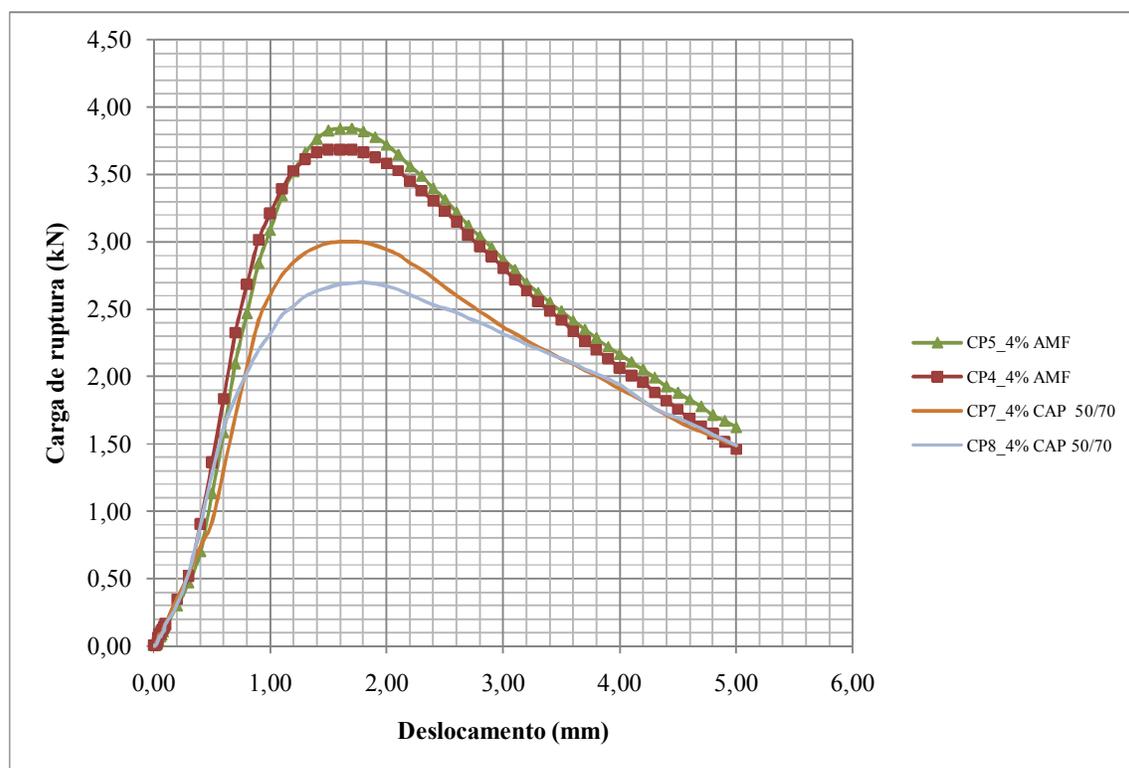


Figura 4.23. Comportamento da ruptura para cada corpo de prova elaborado por asfalto modificado por fibras ou só com CAP 50/70

Segundo Kamaruddin (2000) a tenacidade (*thoughness*) de um material é definida como a quantidade de trabalho ou energia por unidade de volume necessário para causar a ruptura e serve para comparar misturas asfálticas contendo diferentes tipos de materiais. A Tenacidade

é determinada pela integração da área sob a curva tensão-deformação, como mostrado na Figura 4.24.

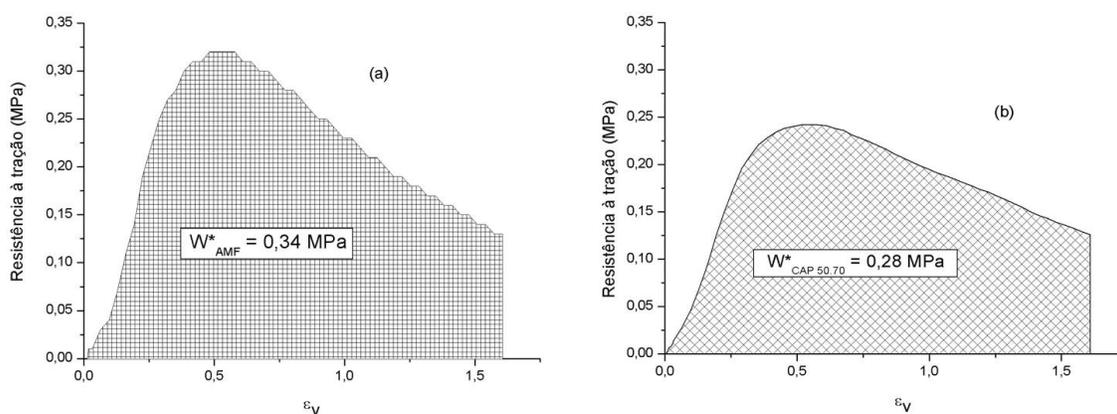


Figura 4.24. Gráfico de área entre a resistência à tração média *versus* deslocamento para os dois tipos de misturas avaliadas. Mistura modificada por fibras (a) e mistura sem fibras (b).

Ao analisar a Figura 4.23 e Figura 4.24 percebe-se que os valores das misturas modificadas com fibras são maiores que os das sem fibras. Isto se reflete também nos valores de energia ( $W^*_{AMF}$  e  $W^*_{CAP\ 50/70}$ ) desprendidos durante o processo de ruptura, cerca de 0,34 MPa para misturas modificadas por fibras e 0,28 MPa para misturas sem fibras. Para o cálculo da energia gasta durante o ensaio até o deslocamento de 5,0mm utilizou-se o método dos trapézios.

#### 4.2.5.2. ENSAIOS DE DESGASTE CÂNTABRO

Como no ensaio de resistência à tração, o ensaio de desgaste cântabro além de ter sido usado na dosagem da mistura, também, foi utilizado para avaliação do desempenho da mistura quando submetida a condições abrasivas. Em misturas drenantes como as misturas do tipo CPA é de suma importância esta avaliação porque o contato entre grãos se torna mais intenso exigindo uma boa adesão do ligante asfáltico a superfície do agregado mineral. Contudo, antes da execução dos ensaios de desgaste cântabro os mesmos corpos de prova utilizados serviram para determinação do módulo de resiliência.

Na Tabela 4.17 são colocados os resultados encontrados para os desgastes cântabro das misturas modificadas por fibras e para as misturas sem fibras. Dos resultados comprova-se que todas as misturas atendem o limite máximo de 25% permissível de desgaste definido na DNER ES 386/99.

Tabela 4.17. Desgaste cântabro das misturas modificadas e não modificadas por fibra.

Mistura com CAP 50/70			Mistura com AMF		
C.P.	Vv (%)	Desgaste Cânt. (%)	C.P.	Vv (%)	Desgaste Cânt. (%)
CP4	21	13	CP6	19	21
CP5	21	18	CP7	20	18
CP9	20	14	CP8	20	15
Média	20	15	Média	20	18

Quando as misturas são analisadas entre si o valor médio de desgaste apresentado para misturas modificadas por fibra é 17% maior do que as misturas elaboradas somente com CAP 50/70. Apesar dos valores médios serem aparentemente próximos para ambas as misturas elas só apresentam um grau de parentesco entre si de 26% a partir da análise estatística ANOVA fator único. Este comportamento pode ser explicado quando se analisa o ligante modificado por fibra frente aos ensaios de adesividade colocados no item 4.2.3.5.

#### 4.2.5.3. ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para definição das cargas de ensaio o procedimento adotado foi utilizar 30% do valor da resistência à tração que corresponde a uma carga de 917,00N para as misturas sem fibras e uma carga de 1092,00N para as misturas com fibras. O resultado dos módulos médios demonstra o efeito da presença das fibras na mistura, a fibra de aramida provavelmente em conjunto com o CAP 50/70 modificado pelas fibras de polipropileno fomenta um aumento do módulo de elasticidade de aproximadamente 11%, pois as fibras passam a absorver os esforços impostos à matriz, absorvendo parte das tensões internas e contribuindo para a melhoria das propriedades mecânicas. Para os dois tipos de mistura estão colocados na Tabela 4.18 os valores dos módulos de resiliência.

Tabela 4.18. Módulo de resiliência das misturas modificadas e não modificadas por fibra.

Mistura com CAP 50/70			Mistura com AMF		
C.P.	Vv (%)	Módulo de resiliência (MPa)	C.P.	Vv (%)	Módulo de resiliência (MPa)
CP4	21	1781	CP6	19	2016
CP5	21	1518	CP7	20	1821
CP9	20	1778	CP8	20	1895
Média	20	1692	Média	20	1911

Além de propiciar uma análise mecânica direta das amostras o módulo de resiliência serviu como parâmetro de entrada no programa KENLAYER (Huang, 1993) para posterior análise paramétrica.

#### 4.2.5.4. ENSAIO DE VIDA DE FADIGA

A curva de fadiga é o parâmetro principal de um dimensionamento mecanístico permitindo prever quantos ciclos de carga determinada estrutura poderá suportar, que será comparado com o tráfego real previsto para o segmento. De forma geral, a curva de fadiga de cada material pode ser comparada com a de outras misturas para indicar qual das misturas terá melhor comportamento em um pavimento, comparando-se arranjos estruturais iguais e analisando-se as tensões geradas com substituição do material do revestimento em cada caso, representado pelo seu módulo de resiliência.

Os carregamentos utilizados foram 10%, 20%, 30%, 40% e 50% da resistência à tração referente a cada mistura e para cada nível de tensão foram ensaiados dois corpos de prova.

A vida de fadiga sob cargas repetidas para as misturas estudadas é visualizada na Figura 4.25 num gráfico log-log. 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 solicitações (N). A Tabela 4.19 apresenta os valores de  $k_2$ ,  $n_2$  e  $R^2$  referentes à Equação 3.22. Estes parâmetros são obtidos a partir da regressão dos dados de ensaio que compõem a curva de fadiga para cada mistura.

Tabela 4.19. Parâmetros experimentais para cada tipo de mistura.

MISTURAS	$k_2$	$n_2$	$R^2$
Mistura com CAP 50/70 + 0,05% de fibras	1635,3	2,320	0,9856
Mistura com CAP 50/70	1121,6	2,463	0,9667

Outro aspecto imediato de comparação entre misturas é a análise dos expoentes da Equação 3.22, visto que quanto maior for o expoente  $n_2$ , mais sensível será a mistura às mudanças de estruturas e de espessuras.

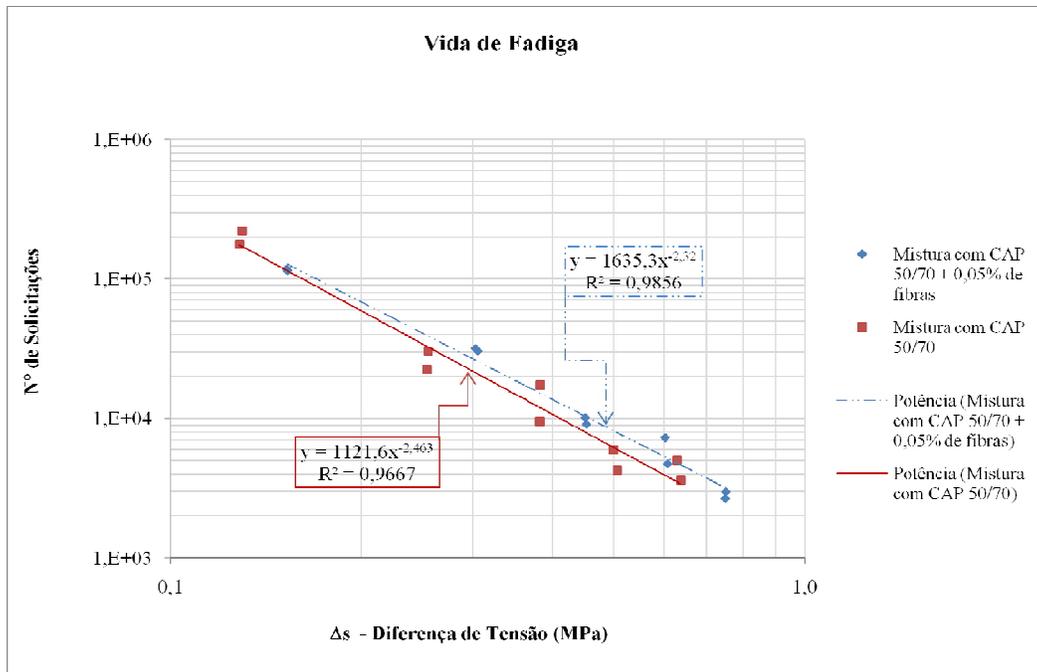


Figura 4.25. Curvas da vida de fadiga das misturas estudadas.

Dos resultados aqui apresentados se observa que para os dois tipos de mistura a dispersão entre os dados de ensaio é baixa, apresentado  $R^2$  próximos de um. Para a vida de fadiga as misturas com fibras apresentam uma tendência de terem maiores valores que as misturas sem fibras. Este acréscimo de vida a fadiga fica mais evidente para tensões maiores.

#### 4.2.5.5. ENSAIO DE FLUÊNCIA ESTÁTICA

Este tipo de ensaio simula o comportamento dos corpos quando submetidos à ação de uma carga constante ao longo do tempo. Para materiais perfeitamente elásticos, espera-se que, logo que a carga seja aplicada atinja-se um patamar máximo de deformação, e nele permaneça até que a carga seja aliviada. Quando ocorre o alívio, o patamar imediatamente se anula, não apresentando deformações residuais. Porém, o comportamento do material asfáltico não pode ser entendido de maneira satisfatória pela teoria da elasticidade. Considerando-os conforme a teoria da viscoelasticidade, tem-se um comportamento mais próximo da realidade. Os corpos de prova de natureza viscoelástica, ao serem submetidos ao carregamento, sofreriam rápidas deformações nos momentos iniciais. Para o descarregamento o princípio é o mesmo, a taxa de recuperação é muito alta nos instantes iniciais, e torna-se cada vez menor com o tempo. Contudo, a recuperação não é total, mantendo-se uma deformação permanente residual.

Visando a quantificação desta deformação permanente ao final do ensaio é que se conduziram os ensaios de fluência estática para os dois tipos misturas aqui estudadas. Somando-se a isto, com a realização do ensaio, é possível definir a função de fluência que matematicamente pode ser expressa como a série de Prony e assim gerar um modelo reológico utilizado na análise paramétrica analisada no item 4.3.

No presente trabalho, foram realizados ensaios de fluência estática para o teor de 4,0% de CAP 50/70 com e sem adição de fibras sintéticas. A quantidade de corpos de prova analisados foi de uma amostra para cada tipo de mistura. A Figura 4.26 apresenta os resultados obtidos nos ensaios fluência sob uma tensão de 100 kPa realizados para as misturas modificadas e não modificadas por fibras.

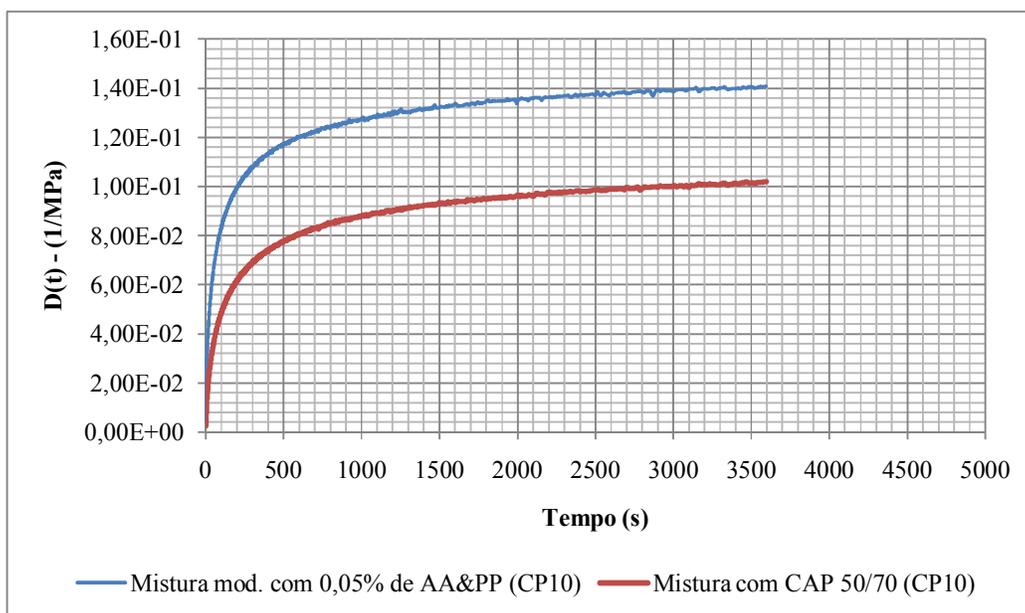


Figura 4.26. Resultados do ensaio de fluência para as amostras modificadas e não modificadas por fibras sintéticas.

Como se observa a Figura 4.26 o tipo de ligante exerce um papel fundamental no comportamento da função de fluência. Para as misturas modificadas por fibras a curva de fluência se apresentou superior a curva relativa às misturas sem fibras. Com maiores valores de módulo de fluência as misturas modificadas por fibras demonstram a tendência em apresentar maiores valores de deformação para uma dada tensão.

Na Figura 4.27 estão representados os valores de deformação acumulada ao longo do tempo, assim como os valores de recuperação elástica obtidos pelas duas misturas avaliadas. Como

pode ser observado o maior acúmulo de deformação permanente ocorreu na mistura com adição de fibras a qual apresentou uma deformação de aproximadamente 1,04% enquanto que a mistura confeccionada com ligante 50/70 sem modificante obteve um acúmulo de deformação de 0,74%, quando se divide o deslocamento residual permanente pela altura do corpo de prova.

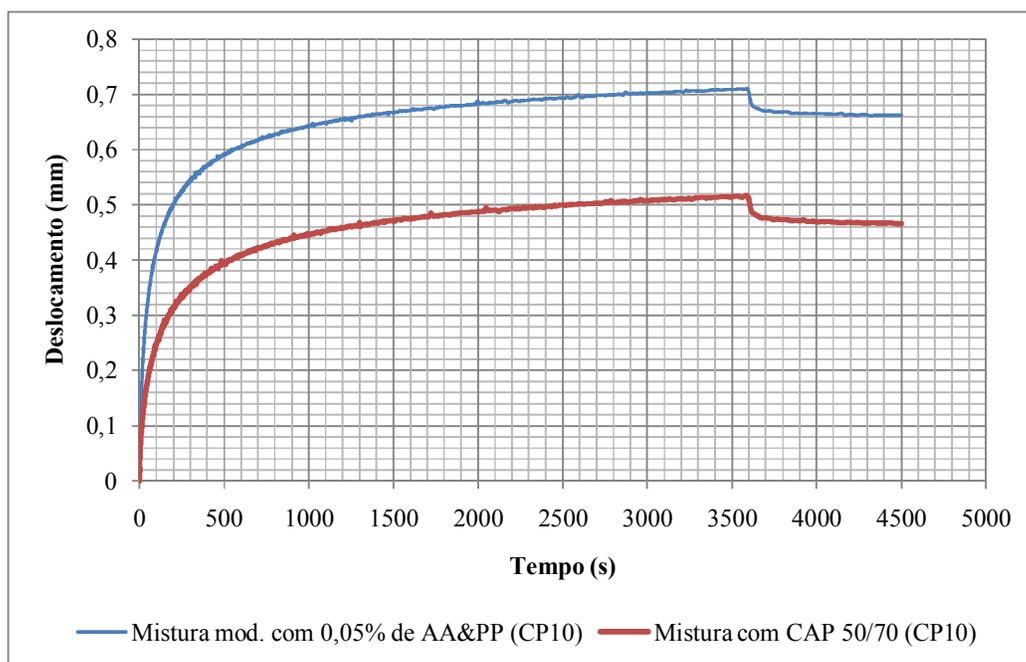


Figura 4.27. Comportamento das misturas estudadas frente ao deslocamento antes e após o descarregamento

#### 4.3. ANÁLISE PARAMÉTRICA

Para solução de problemas numéricos ou analíticos é necessário que se definam basicamente: a geometria do problema, as condições de contorno (carga e deslocamento) e as propriedades em laboratório. Então para uma avaliação mecanística de um revestimento é de suma importância a determinação de parâmetros de tensão e deformação, a partir dos ensaios mecânicos a serem efetuados nas misturas naturais e modificadas.

Com os resultados obtidos da campanha laboratorial, em forma de parâmetros, foi possível realizar a análise paramétrica a partir do modelo numérico, baseado na teoria elástica de múltiplas camadas, já implementado no programa KENLAYER (Huang, 1993). A opção por adotar este programa é justificada por seu baixo tempo de processamento e por sua fácil operacionalização. A partir de uma estrutura hipotética de um pavimento tipo foi possível

avaliar e comprovar alguns resultados já obtidos durante a campanha experimental para o tipo de mistura estudada.

#### 4.3.1. ESTRUTURA DE PAVIMENTO E CONDIÇÃO DE CARREGAMENTO

Para as análises optou-se trabalhar com uma estrutura de pavimento hipotética, com materiais tipicamente utilizados nas vias construídas no Distrito Federal. Basicamente o modelo de pavimento estudado é composto por quatro camadas: uma camada porosa de atrito (drenante), seguida por uma camada de CBUQ, uma base (cascalho) e um sub-leito (argila porosa de Brasília). Na Figura 4.28 descrevem-se todas as camadas e os respectivos parâmetros de cada camada. Além de apresentar os aspectos geométricos do modelo a Figura 4.28 também demonstra a forma de carregamento (eixo simples) aplicada nas análises.

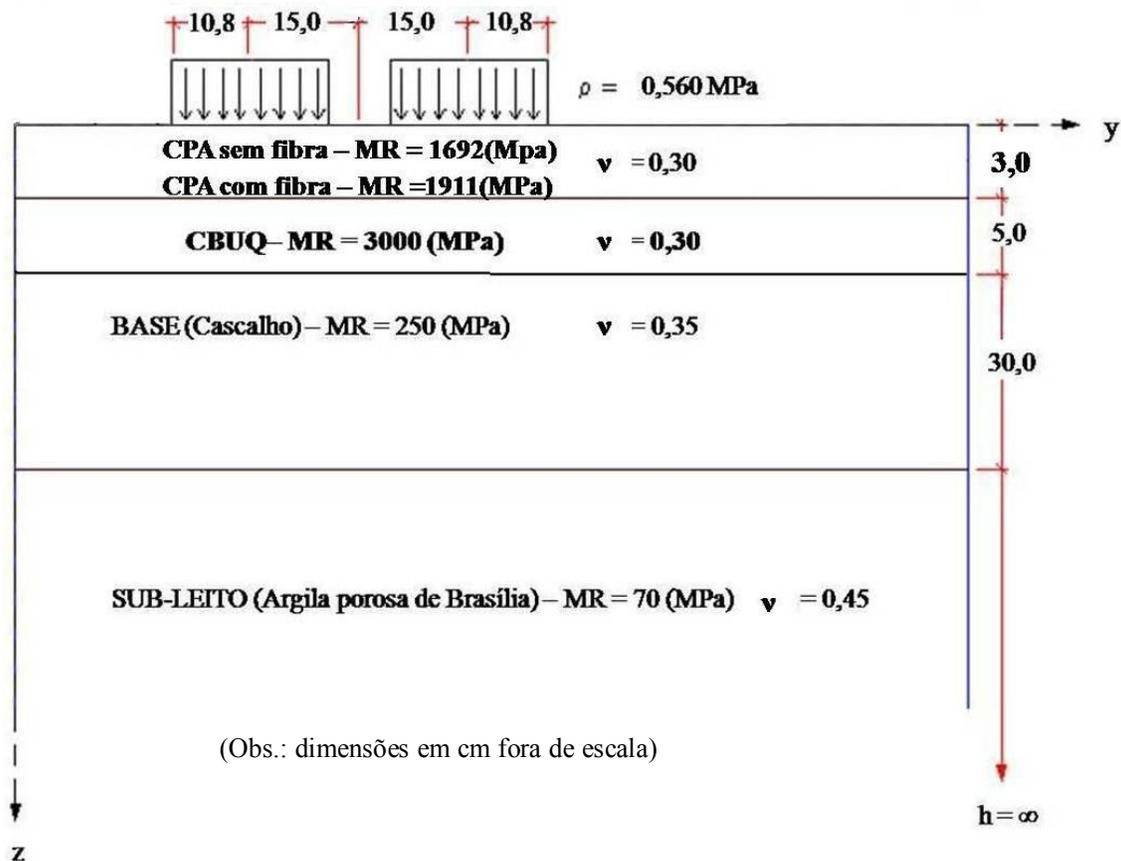


Figura 4.28. Perfil típico utilizado nas análises paramétricas e os parâmetros utilizados

Para avaliação da camada porosa de atrito modificada por fibras sintéticas o perfil em estudo foi analisado sob duas perspectivas pela teoria da elasticidade linear e pela viscoelasticidade. Para a análise elástico linear os únicos parâmetros experimentais utilizados foram os módulos

de resiliência. No entanto, para as análises viscoelásticas foram utilizados os dados do ensaio de *creep*. Para tanto os resultados do ensaio de *creep* precisaram ser modelados para definição das constantes viscoelásticas que constituem o modelo generalizado já demonstrado na Tabela 2.1.

#### 4.3.2. MODELO GENERALIZADO

O modelo generalizado é um modelo reológico que representa muito bem o comportamento de materiais viscoelásticos e é facilmente expresso matematicamente pela série de Prony que representa a função fluência de materiais viscoelásticos. Assim, com os dados das campanhas experimentais realizadas para as misturas com e sem fibras sintéticas, foi possível definir a curva da função de fluência, por meio de retroanálise dos resultados a partir da equação 2.18.

O método, segundo Huang (1993), consiste em arbitrar valores de  $T_i$  e com isso por meio da solução de um sistema de equações simultâneo definir os valores correspondentes de  $E_i$ , considerando a redução dos erros quadráticos médios. Os cálculos também assumem  $T_0$  como infinito e devido a isso a determinação da função de fluência  $D(t)$  causada pela deformação viscosa é geralmente desprezada. De posse dos valores de  $E_i$ , depois de resolvido o sistema, a função de fluência pode então ser obtida para qualquer tempo por meio da equação 2.18.

Huang (1993) e Mello (2008) comentam que uma das questões que se deve ter conhecimento é o número de elementos a serem utilizados durante o processo de modelagem da função de fluência com as séries de Prony. Estas séries podem ser obtidas por regressão a partir de dados laboratoriais oriundos dos experimentos de fluência estática realizados para as misturas estudadas. Park & Kim (2001), citados por Mello (2008), mostram que os resultados ficam melhores quando um maior número de elementos é utilizado para os cálculos. Nesse sentido, como nos trabalhos de Mello (2008) e Ramos (2009) foi feita uma avaliação qualitativa prévia na questão relacionada com o número de elementos a serem usados na série de Prony que melhor resultaria em uma modelagem que fosse aceitável, ou seja, um número tal que resultasse em uma menor variabilidade.

O procedimento de determinação da série de Prony fixou os tempos de retardação ( $T_i$ ). Assim, as únicas variáveis a serem definidas são os coeficientes de regressão ( $E_i$ ) para o modelo generalizado que irão representar os módulos de fluência com o tempo. Usando a ferramenta *Solver* da planilha eletrônica Excel, os coeficientes foram determinados minimizando os erros em relação aos resultados obtidos pelo ensaio de fluência estática. Foram usadas formulações

com 5, 7, 9 e 11 elementos para a avaliação das funções de fluência obtidas. Na Tabela 4.20 estão apresentados os resultados para a série de Prony com as quatro formulações, considerando os resultados do módulo de relaxação das misturas com e sem fibras.

Tabela 4.20. Valores dos parâmetros da série de Prony (modelo generalizado) para diferentes quantidades de elementos. I) mistura modificada com fibras e (II) mistura com apenas CAP 50/70

Nº de elementos	I) Mistura mod. com 0,05% de AA & PP								II) Mistura com CAP 50/70							
	5 elementos		7 elementos		9 elementos		11 elementos		5 elementos		7 elementos		9 elementos		11 elementos	
	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>	T <sub>i</sub>	E <sub>i</sub>
1	1,00E-03	1,70E-06	1,00E-03	0,00E+00	1,00E-07	5,93E-07	1,00E-07	2,53E-07	1,00E-03	2,39E-07	1,00E-03	1,00E-15	7,36E-07	7,68E-05	1,00E-07	1,00E-09
2	8,31E-03	4,99E-05	1,00E-02	1,00E-15	2,93E-04	3,05E-04	1,98E-03	2,53E-07	1,02E-02	4,45E-05	1,00E-02	1,00E-15	1,06E-05	3,29E-06	1,00E-05	1,49E-09
3	4,58E+00	1,00E-14	9,48E-01	1,98E-03	5,64E-04	5,93E-07	8,85E-04	7,57E-07	4,58E+00	6,07E-04	9,49E-02	1,00E-15	1,60E-04	8,10E-05	8,55E-04	3,31E-05
4	6,37E+00	3,26E-02	3,63E+00	1,06E-02	3,02E+00	1,09E-02	1,08E-02	2,65E-04	6,34E+00	1,17E-02	2,83E+00	5,04E-03	7,49E+00	1,25E-02	1,00E-02	1,03E-04
5	1,59E+02	9,04E-02	2,73E+01	3,98E-02	4,23E+01	7,37E-02	1,88E+01	1,00E-09	1,59E+02	7,17E-02	2,87E+01	2,02E-02	9,51E+01	4,51E-02	1,88E+01	1,00E-09
6			1,46E+02	4,78E-02	1,00E+03	5,69E-02	4,25E+00	1,76E-02			1,46E+02	3,63E-02	9,98E+02	4,23E-02	4,25E+00	6,15E-03
7			9,98E+02	3,56E-02	1,00E+05	1,00E-15	5,80E+01	7,13E-02			9,95E+02	3,75E-02	1,00E+05	1,00E-15	5,80E+01	4,55E-02
8					1,00E+06	1,40E-07	9,99E+02	5,05E-02					1,00E+06	1,41E-07	9,99E+02	5,11E-02
9					1,00E+07	1,00E-15	1,00E+05	1,00E-09					1,00E+07	1,00E-15	1,00E+05	1,00E-09
10							1,00E+06	1,00E-09							1,00E+06	1,00E-09
11							1,00E+07	1,00E-09							1,00E+07	1,00E-09

Na Figura 4.29 mostra graficamente o resultado das quatro séries de Prony sendo comparadas com os valores obtidos em ensaio.

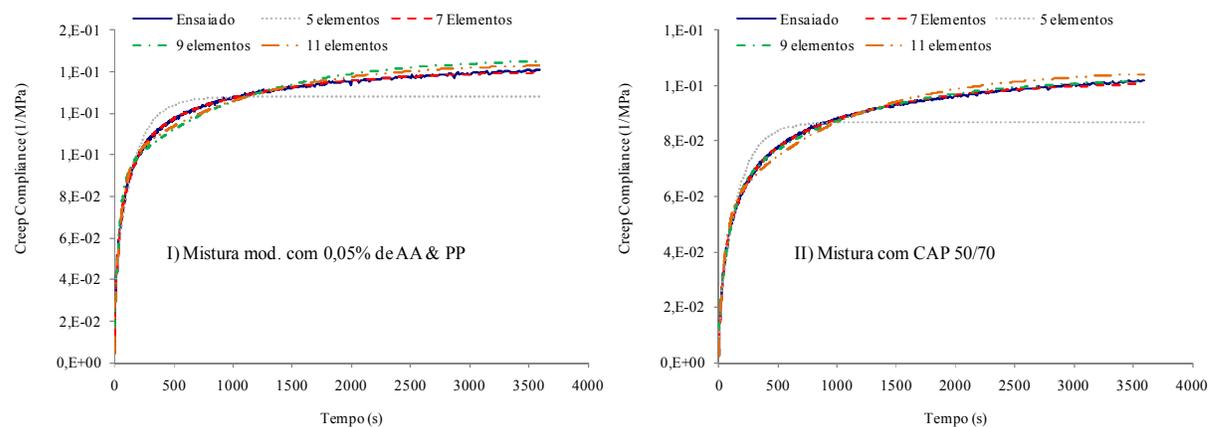


Figura 4.29. Comparação dos resultados obtidos pela série de Prony com diferentes números de elementos. (I) mistura modificada com fibras e (II) mistura com apenas CAP 50/70.

Ao analisar a Figura 4.29 se observa que com o aumento do número de elementos os resultados vão se demonstrando melhores. Em ambas as amostras o modelo com cinco elementos foi o que comportou de pior maneira. Por outro lado os modelos com sete elementos apresentaram aproximações suficientemente boas para representar os resultados experimentais, não justificando neste caso a utilização de um número mais elevado de elementos (9 ou 11).

### 4.3.3. RESULTADOS DAS ANÁLISES PARAMÉTRICAS

Inicialmente durante as análises estabeleceu-se quatro pontos (P1, P2, P3 e P4) a serem avaliados, dois abaixo da roda (carga) e dois entre as duas rodas representativas de um eixo simples padrão que transmite ao pavimento uma carga total de 8,2 toneladas (80 kN). Neste eixo a superfície de contato dos pneus com o pavimento é representada por uma área circular de 10,8 cm de raio e tensão de contato de 0,56MPa. Para os pontos P1 e P3 as análises foram feitas na cota  $z = 0\text{cm}$  e para os pontos P2 e P4 as análises foram realizadas na fibra inferior da camada porosa de atrito a uma cota  $z = 3\text{cm}$ . Toda esta descrição dos pontos de análise pode ser verificada na Figura 4.30.

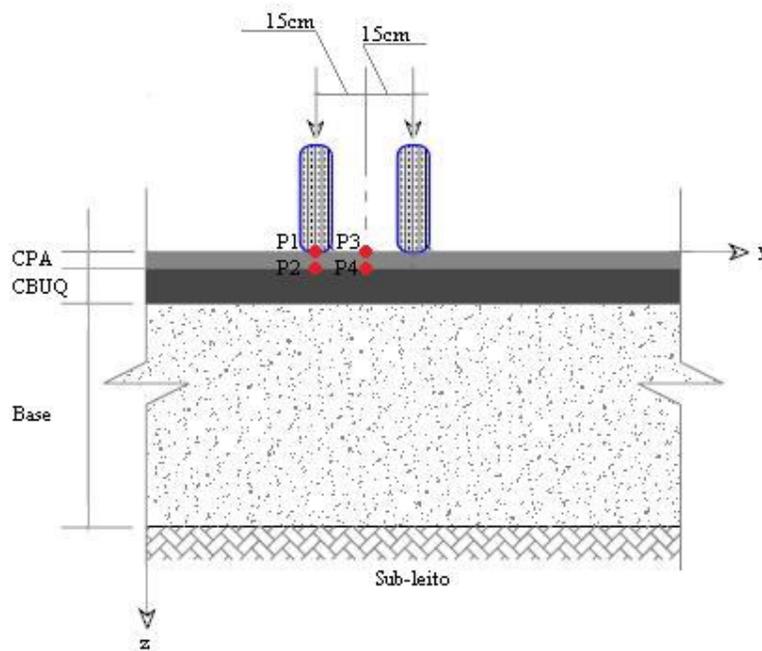


Figura 4.30 Esquema dos pontos de análise utilizados nas análises paramétricas

Duas análises foram feitas para os pontos aqui demonstrados, a primeira consistiu em avaliar a vida de fadiga (N) da camada CPA, tanto para amostras modificadas ou não, fazendo o uso da diferença de tensão ( $\Delta\sigma$ ) determinada por meio do programa KENLAYER e assim aplicá-la na equação 3.22 para determinação da vida de fadiga das misturas estudadas em laboratório. Para esta análise basicamente foram determinadas as diferenças de tensões nos pontos situados na fibra inferior da camada CPA.

Desta primeira análise constatou-se que os valores de vida de fadiga, para a mistura com fibras sintéticas, independente do ponto analisado (P2 ou P4) apresentou valores inferiores aos das misturas sem fibras, conforme Tabela 4.21. Este resultado a primeira vista contraria o comportamento da vida de fadiga determinada em laboratório, uma vez que os resultados de laboratório apresentam uma leve tendência de maiores valores de  $N$  para as misturas modificadas com fibra. Este resultado da simulação no KENLAYER pode ser explicado pelo fato de que as misturas com fibras apresentaram maior rigidez como pode-se verificar mediante os valores de módulos de resiliência. Isto produz um nível de tensões  $\Delta\sigma$  mais elevado para as misturas mais rígidas, como pode ser observado na Tabela 4.21.

Tabela 4.21. Resultados da retroanálise da vida de fadiga para o caso hipotético analisado

Parâmetros	I) Mistura mod. com fibras		II) Mistura com CAP 50/70	
	P4	P2	P4	P2
$N$	25499,18	468214,00	28684,20	626018,29
$k_2$	1635,3	1635,3	1635,3	1121,6
$n_2$	2,32	2,32	2,32	2,463
$\sigma_1(MPa)$	0,3477	0,5666	0,3307	0,5578
$\sigma_3(MPa)$	0,04164	0,4793	0,03978	0,4811
$\Delta\sigma(MPa)$	0,30606	0,0873	0,29092	0,0767

A segunda análise teve como objetivo avaliar o desempenho das misturas frente à deformação, para isso determinou-se os deslocamentos verticais em todos os pontos demonstrados na Figura 4.30. Os resultados obtidos e organizados na Tabela 4.22 confirmam a tendência já prevista nos ensaios de *creep* de que as misturas modificadas por fibras deformam mais que as sem modificante.

Tabela 4.22 Comparação entre as deformações nos pontos de análise para os tipos de misturas estudados

Profundidade da análise	I) Mistura mod. com fibras		II) Mistura com CAP 50/70	
	P3 & P4	P1 & P2	P3 & P4	P1 & P2
Deslocamento vertical a 0cm	5,12E-04	3,05E-03	5,96E-04	1,07E-03
Deslocamento vertical a 3cm	6,21E-04	6,39E-04	6,20E-04	6,37E-04
Deformação	-0,36%	8,05%	-0,08%	1,45%

Ao observar os resultados nos pontos P3 e P4 os valores de deformação apresentados são negativos indicando uma deformação por tração, enquanto para os pontos P1 e P2 os resultados indicam uma deformação por compressão.

# CAPÍTULO 5

## *Conclusões & sugestões para trabalhos futuros*

---

### 5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são descritas as principais conclusões obtidas durante a campanha experimental e avaliação paramétrica do ligante e mistura asfáltica confeccionadas com a adição de fibras sintéticas. Baseado nas conclusões, procura-se sugerir futuros estudos que complementem esta pesquisa.

Relembrando inicialmente por meio de um estudo laboratorial, ligantes asfálticos modificados por fibras de polipropileno tiveram seu desempenho avaliado. Em seguida misturas (abertas) modificadas (pela adição de fibras sintéticas de polipropileno e aramida) foram avaliadas comparativamente com misturas convencionais sem adição de fibras, procurando verificar se houve ou não melhoria no desempenho do material asfáltico. Por fim, foram feitas avaliações paramétricas baseadas em um perfil típico do Distrito Federal com o intuito de avaliar a mistura CPA com e sem adição de fibras. Então, de acordo com a pesquisa realizada e seus objetivos, apresentam-se adiante as conclusões.

### 5.2. CONCLUSÕES

De forma geral, os ligantes modificados por fibras de polipropileno forneceram uma razoável melhoria das propriedades físicas do CAP 50/70 quando comparado ao mesmo CAP 50/70 sem modificante. No entanto, quando se faz o uso das duas fibras sintéticas (aramida e polipropileno), para o teor proposto na pesquisa, em misturas drenantes o desempenho não foi tão bom quanto a deformação permanente e vida de fadiga, características também comprovadas nas avaliações paramétricas.

Agora de forma separada as conclusões referentes a cada objetivo da pesquisa são colocadas individualmente a seguir:

a) Quanto aos ensaios básicos de caracterização do ligante

Os ensaios de penetração e ponto de amolecimento serviram para confirmar a tendência já esperada para ligantes modificados. A tendência esperada foi de que os valores de penetração decrescessem e os do ponto de amolecimento crescessem e assim foi evidenciado o aumento da consistência do ligante asfáltico modificado. Mesmo com o aumento da consistência pela adição das fibras de polipropileno ocorreu a redução da densidade do ligante e essa tendência foi comprovada pelos ensaios de densidade que apresentaram uma queda da densidade do CAP com o aumento do teor de fibra. Este comportamento é justificado pela baixa densidade das fibras de polipropileno.

Com o aumento da consistência e pelo o aumento do teor de fibra no cimento asfáltico suas propriedades dúcteis foram reduzidas. Por outro lado, mesmo não muito expressiva, a recuperação elástica mostrou-se crescente com o aumento do teor de fibra.

Ao analisar o índice de susceptibilidade térmica é possível verificar uma redução da susceptibilidade de algumas amostras modificadas por fibras estudadas quando comparadas antes e após o ensaio de RTFOT. Entretanto esta redução não foi sistemática e tanto a amostra natural quanto as modificadas com fibras apresentam alta susceptibilidade térmica.

O ensaio de envelhecimento na estufa RTFOT demonstrou uma melhora do ligante frente aos valores de perda de massa. Pela adição das fibras os valores de perda de massa sofreram um pequeno decréscimo. No entanto, como era já esperado pelo o envelhecimento que fomenta a oxidação das moléculas polarizáveis ocorreu novamente um aumento da consistência do CAP fazendo que os ensaios de penetração e ductilidade decrescessem ainda mais e os valores de ponto de amolecimento crescessem mais.

Comprovada a baixa estabilidade à estocagem o polipropileno não fugiu a regra e acabou apresentando uma má estabilidade à estocagem já que este tipo de material tende rapidamente à separação de fases quando misturado a ligantes asfálticos. Isto agrava com o aumento do teor de fibras de polipropileno e leva a um possível aumento durante a usinagem, pois precisa ficar em constante agitação para que não ocorra a separação das fases.

Os resultados dos ensaios de viscosidade *Brookfield* possibilitaram a comparação da consistência dos ligantes ensaiados. Ao observar os resultados do ligante modificado por fibras de polipropileno, os valores de viscosidade apresentaram-se maiores que o ligante sem

adição de fibras. Outro ponto importante foi o aumento da viscosidade a altas temperaturas. Este tipo de comportamento permite supor que misturas confeccionadas com este tipo de asfalto podem apresentar um melhor comportamento no que tange a deformações permanentes.

b) Quanto as análises termogravimétricas das fibras

Resumidamente os ensaios de termogravimetria aplicados nas fibras serviram para comprovar que para as condições de temperatura em que seriam utilizadas as fibras, as mesmas não teriam sua estrutura modificada. A partir das análises comprovou-se que nenhuma das temperaturas utilizadas nos processos de misturas afetariam a estrutura das fibras de aramida e polipropileno.

c) Quanto ao agregado utilizado

Agregado típico da região Centro Oeste do Brasil, o agregado calcário, por muitas vezes caracterizado em pesquisas da Universidade de Brasília, vem nesta pesquisa confirmar a boa resistência ao choque e ao desgaste por abrasão. O agregado apresenta baixos valores de índice de forma devido sua forma lamelar, embora na pesquisa o agregado tenha apresentado índices dentro dos limites estabelecidos na DNER ES 386/99.

A interação entre o ligante e o agregado foi avaliada pelo ensaio qualitativo de adesividade que comprovou um bom comportamento frente à adesividade, apesar de apresentar alguns poucos pontos de má adesividade para alguns teores de ligante modificado por fibras.

A exclusão da fração pó-de-pedra da dosagem foi importante para que se tornasse possível o enquadramento da mistura à exigência da norma quanto ao percentual de vazios.

d) Quanto à execução das misturas

Da experiência acumulada durante a confecção das misturas pode-se concluir que o melhor método de adição foi obtido quando as fibras são colocadas no momento da mistura entre o ligante e o agregado. A opção de se adicionar ao ligante e só depois misturar com os agregados pode levar a uma péssima distribuição das fibras dentro da massa asfáltica.

e) Quanto à avaliação mecânica das misturas

Quando se compara as misturas modificadas às misturas sem modificante os valores de resistência à tração das amostras modificadas foram maiores. Entretanto, os valores obtidos são inferiores aos mínimos estipulados pela norma DNER ES 386/99 para ligantes modificadas com copolímero tipo SBS.

Outro ensaio no qual as misturas com fibras superam as sem fibras é o ensaio de módulo de resiliência conferindo uma maior rigidez para as misturas modificadas. Esta maior rigidez pode ter interferido diretamente nas análises de vida de fadiga durante a avaliação paramétrica.

Nas misturas com adição de fibras apesar do desgaste por abrasão cântabro se apresentar maior que nas misturas sem fibras para ambas as misturas o limite de norma é respeitado.

Os resultados obtidos na avaliação da vida de fadiga definida em laboratório apresentam uma curva de fadiga com características superiores para o ligante modificado. Contudo ao comparar os dados de laboratório com os obtidos durante a avaliação paramétrica a vida de fadiga se demonstrou maior para as misturas sem fibras.

Através dos ensaios de *creep* foi possível a avaliação da deformação permanente e a obtenção de parâmetros de modelos viscoelásticos. A mistura modificada apresentou acúmulo de deformações permanentes superiores aos registrados para as misturas sem modificante.

### 5.3. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Para instigar novas pesquisas e complementar esta, além de procurar elucidar pontos não muito claros desta pesquisa são feitas as seguintes recomendações:

- a) Para uma completa avaliação do ligante modificado, realizar avaliações por meio de ensaios reométricos como DSR (*Dynamic Shear Rheometer*) – (ASTM D-7175/08). O ensaio de cisalhamento dinâmico avalia a resposta elástica e viscosa, por meio da medida do módulo de cisalhamento complexo ( $G^*$ ) e do ângulo de fase ( $\delta$ ) dos ligantes asfálticos por meio de análise dinâmico-mecânica em um reômetro de cisalhamento dinâmico ou DSR.

- b) Verificar a compatibilidade do modificante ao cimento asfáltico por meio de ensaios como o de TGA (análise termogravimétrica), IV (espectroscopia no infravermelho), RMN (ressonância magnética nuclear), DSC (calorimetria exploratória diferencial) e GPC (cromatografia por permeação a gel).
- c) Verificar o quanto as fibras contribuem para redução do escoamento do ligante na superfície do agregado quando misturada for submetida a altas temperaturas.
- d) Realizar novas avaliações da mistura modificada por fibras em novos tipos de aplicações rodoviárias (microrevestimentos, membranas antifissuras, pavimentos de alto módulo, pavimentos ultradelgados e SMA (*Stone Matrix Asphalt* – Matriz Pétreo Asfáltica)). Além desses novos tipos de aplicações rodoviárias realizar também avaliações em misturas mais tradicionais com CBUQ e AAUQ.
- e) Realizar mais ensaios de fluência estática para confirmar os resultados da função de fluência e dos valores de deformação permanente. Isto decorre do baixo número de amostras ensaiados.
- f) Fazer um estudo econômico da aplicação das fibras sintéticas (polipropileno & aramida) como modificante asfáltico.

## *Referências Bibliográficas*

---

ABNT (2000) - Associação Brasileira de Normas Técnicas. Determinação do Ponto de Amolecimento de Materiais Betuminosos – Método do Anel e Bola: NBR 6560. Rio de Janeiro.

Amaral, S. C. (2000). Estudos de misturas asfálticas densas com agregados do estado do Pará, utilizando asfalto convencional (CAP-40) e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B 65/60). Dissertação de Mestrado apresentada a Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos, SP.

ANP (2005) - Agência Nacional de Petróleo. Resolução ANP N°19, de 11 de julho de 2005.

Antunes, M. L.; Baptista, F.; Eusébio, M. I.; Costa, M. S.; Miranda, C. V. (2000). Characterisation of asphalt rubber mixtures for pavement rehabilitation projects in Portugal. Proceedings Asphalt Rubber 2000 Conference, Vilamoura, Portugal.

Antunes, M. L.; Domingos, P.; Eusébio, M. I.; Costa, M. S. (2003). Studies concerning the use of asphalt rubber in Portugal. Proceedings Asphalt Rubber 2003 Conference, Brasília, Brasil.

ANUT. (2008) - Associação Nacional dos Usuários do Transporte de Carga. Transporte - Desafio ao Crescimento do Agronegócio Brasileiro 2008. Brasília.: 2008, 142p.

Araújo, J. L. (2009). Características Funcionais e Mecânicas de Misturas Asfálticas para Revestimento de Pavimentos Aeroportuários. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM- 177/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p.

ASTM (1997) - American Society for Testing and Materials - D 2872/97 - Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).

ASTM (1995) - American Society for Testing and Materials - D 4402/95 - Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer.

ASTM (1996) - American Society for Testing and Materials - D 5892/96 - Standard Specification for Type IV polymer - Modified Asphalt Cement for use in Pavement Construction.

Barbetta, P. A.; Reis, M. M.; Bornia, A. C. (2009). Estatística para cursos de engenharia e informática. São Paulo: Editora Atlas, 2 ed., 2. reimpressão

Barra, B. S. (2005). Avaliação do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Utilizando Materiais do Estado do Pará com o Emprego de Pó Calcário. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina - UFSC, Florianópolis, volume único, 177 p.

Bento, P. F. (2006). Uso de Cal e Fibras na Melhoria de Materiais para Utilização em Estruturas de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Publicação n° G. DM – 144/06, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 120 p.

Bernardi, S. (2003). Avaliação do Comportamento de Materiais Compósitos de Matrizes Cimentícias Reforçadas com Fibra de Aramida KEVLAR. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 164 p.

Bernucci, L.B.; Motta, L.M.G.; Ceratti, J.A.P.; Soares, J.B (2006). Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2006. 504 f. Incluindo Bibliografia. Patrocínio Petrobrás.

Botelho, F. V. C.; Filho, F. P. S.; Almeida, M. G. G.; Farias, M. M.; Carvalho, J.C. (2006). Estudo da viabilidade de execução de asfalto drenante com o uso de calcário do Distrito Federal. 13ª Reunião de Pavimentação Urbana, Maceió, AL, Brasil.

Bueno, B. S.; Silva, W. R.; Lima, D. C.; Minete, E. (2003). Engineering Properties of Fiber Reinforced Cold Asphalt Mixes. Technical Note, Journal of Environmental Engineering, ASCE, Vol. 129, N. 10 .

Callister Jr., W. D. (1997). Materials science and engineering : an introduction. New York: John Wiley & Sons.

Casagrande, M. (2001). Estudo do Comportamento de um Solo Reforçado com Fibras de Polipropileno Visando o uso como Base de Fundações Superficiais. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 109p.

CNT ( 2009) - Confederação Nacional do Transporte. Boletim estatístico. Brasília

CNT. (2007) - Confederação Nacional do Transporte. Pesquisa rodoviária 2007: relatório gerencial. Brasília,160 p.

DNER (1999a) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Especificação de Serviço - ES 386/99 – Pavimentação: pré-misturado a quente com asfalto polímero – camada porosa de atrito.

DNER (1999b) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 003/99 – Material betuminoso: determinação da penetração.

DNER (1994a) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 004/94 – Materiais betuminosos: determinação da viscosidade “Saybolt-Furol” a alta temperatura.

DNER (1998a) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 035/98 - Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles.

DNER (1995) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. ME 043/95 – Misturas Betuminosas a Quente: Ensaio Marshall.

DNER (1998b) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 081/98 - Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo.

DNER (1998c) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 083/98 – Agregados: análise granulométrica.

DNER (1994b) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 085/94 – Material finamente pulverizado: determinação da massa específica real.

DNER (1994c) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 086/94 – Agregado: Determinação do Índice de Forma.

DNER (1994d) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 089/94 – Agregados: Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio.

DNER (1994e) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 117/94 - Mistura betuminosa: determinação da densidade aparente.

DNER (1994f) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 133/94 - Misturas betuminosas: determinação do módulo de resiliência.

DNER (1994g) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 138/94 - Misturas betuminosas: determinação da resistência à tração por compressão diametral.

DNER (1994h) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 148/94 - Material betuminoso: Determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland).

DNER (1998d) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 163/98 – Materiais betuminosos: determinação da ductilidade.

DNER (1996) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 193/96 - Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos: Determinação da densidade e da massa específica.

DNER (1998e) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 194/98 – Agregados: determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapmam.

DNER (1994i) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 247/94 – Material Termoplástico para Demarcação Rodoviária: Detreminação do Ponto de Amolecimento (método do anel e bola).

DNER (1999c) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 382/99 – Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos modificados por polímeros, pelo método do ductilômetro.

DNER (1999d) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 383/99 - Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfalto polímero: ensaio cantabro.

DNER (1999e) - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Método de Ensaio - ME 399/99 – Agregados: determinação da perda ao choque no aparelho “Treton”.

DNIT (2006) - Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Especificação de Material - EM 095/2006: Cimentos Asfálticos de Petróleo

Fernandes, M. R. S.; Forte, M. M. C.; Leite, L. F. M. (2007). Caracterização de Asfaltos Modificados com SBS. 38ª Reunião Anual de Pavimentação, 12º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária . Manaus, AM, Brasil.

Feuerharmel, M. (2000). Comportamento de Solos Reforçados com Fibras de Polipropileno. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 152p.

Fritzen, M. A.; Motta, L. M.; Oda, S.; Faria, V.; Escudeiro, M. (2008). Comportamento mecânico de algumas misturas asfálticas com dois tipos de asfalto e diferentes teores de ligante, com ênfase na fadiga. *Revista Pavimentação*, Ano III, Nº12., 29p.- 43p.

GEIPOT (2000) - Grupo Executivo de Integração da Política de Transportes. Anuário estatístico dos transportes. 1990 - 2000.

Greco, J. A. S. (2008). Notas: Aula Inicial. Conceitos básicos sobre pavimentação, Disciplina: ETG033, Construção de Estradas e Vias Urbanas, UFMG . Belo Horizonte, Minas Gerais, Brasil.

Hollaway, L. (1994). *Handbook of polymer composites for engineers*. Cambridge: Woodhead, 338 p.

Homem, T. R. (2002). Comportamento de misturas Asfálticas Porosas com Ligantes Modificados por Polímeros e Adição de Fibras. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

Huang, Y. H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. New Jersey, USA: Prentice Hall, 805 p.

Jahromi, S.G.; Khodaii, A. (2008). Carbon fiber reinforced asphalt concrete. *The Arabian Journal for Science and Engineering*, Volume 33, Number 2B.

Junqueira, F. F. (1994). Caracterização de calcários do Distrito Federal, e avaliação de seu potencial para uso na pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação NºG. DG - 0134/94 Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília DF. 104 p.

Kamaruddin, I. (2000). The tensile characteristics of fibre reinforced bituminous mixtures. *Paltform, Universiti Teknologi Petronas*, Volume 1, Nº 2, 17p. - 24p.

Lee, S. J.; Rust, J. P.; Hamouda, H.; Kim, Y. R.; Borden, R. H. (2005). Fatigue Cracking Resistance of Fiber-Reinforced Asphalt Concrete. *Textile Research Journal*, Vol. 75, N. 2 , pp. 123-128.

Leite, L. F. M. (1999). Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero. Tese de Doutorado apresentada ao Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa, IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Liberatori, L. A.; Constantino, R. S. (2006). Melhoradores de adesividade para misturas asfálticas – Estado da Arte. 18º Encontro de Asfalto . Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Lima, C. S.; Soares, J. B.; Tomé, L. G. A. (2005). Estudo das propriedades das químicas e reológicas do ligante asfalto-borracha. Salvador, Bahia, Brasil: 3º Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo e Gás.

Lucena, M. C. C. (2005). Caracterização química e reológica de asfaltos modificados por polímeros. Tese de Doutorado apresentada à Coordenação do Curso de Pós-graduação em Química inorgânica, UFC, Fortaleza, CE.

Martignoni, B.; Leite, L. F. M.; Constantino, R. S. (2000). Studies of asphalt rubber using various sources of ground tire rubber. *Proceedings Asphalt Rubber 2000 Conference*, Vilamoura, Portugal.

Medina, J.; Motta, L. M. G. (2005). *Mecânica dos Pavimentos*. 2ª Edição. Rio de Janeiro, RJ.

Mello, L. G. R. (2008). O Estudo do Dano em Meio Contínuo no Estudo da Fadiga em Misturas Asfálticas. Tese de Doutorado apresentada ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF.

Mello, L. G. R.; Kaloush, K. E.; Farias, M. M. (2008). Avaliação do uso de fibras sintéticas em mistura asfálticas. Revista Pavimentação, Ano III, Nº11 .

Meurer Filho, E. (2001). Estudos de Granulometria para Concretos Asfálticos Drenantes. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 163 p.

Momm, L. (2002). Pavimento drenante em concreto asfáltico. VII ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Vitória, ES, 27 p.

Morilha Jr., A. (2004). Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia, UFSC, Florianópolis, SC.

Mourão, A. L. (2003). Misturas asfálticas de Alto desempenho tipo SMA. Dissertação de Mestrado, Coppe/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

Nascimento, H.R.C.; Reis, R. M. M . (1999). Camadas Porosas de Atrito com Utilização de Asfalto Modificado com Polímeros. Ipiranga Asfaltos, ed. 1, 24 p.

Navarro, J.; Partal, P.; Martínez-Boza, F.; Gallegos, C. (2000). Linear viscoelastic properties of ground tire rubber-modified bitumens. Proceedings Asphalt Rubber 2000 Conference, Vilamoura, Portugal.

NCHRP (2002) National Cooperative Highway Research Program - Simple Performance Test for Superpave Mix Design.

Neto, S. A. D.; Farias, M. M.; Pais, J. C.; Pereira, P. A. A.; Santos, L. P. (2003). Behavior of asphalt-rubber hot mixes obtained with high crumb rubber contents. Proceedings Asphalt Rubber 2003 Conference, Brasília, Brasil.

Oliveira, C. (2003). Estudo de Propriedades Mecânicas e Hidráulicas do Concreto Asfáltico Drenante. Dissertação de Mestrado, Publicação G.D.M – 111A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 87 p.

Palmeira, E. M. (1992). Geossintéticos: tipos e evolução nos últimos anos. In: Seminário Sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia. Brasília, DF, Brasil: Geossintéticos 1992,p.1-20.

Papagiannakis, A. T.; Masad, E. A. (2007). Pavement Design and Materials. New Jersey: John Wiley & Sons, Inc.

PIARC (1998). World Road Association – Technical Committee Flexible Roads (C8). Use of Modified Bituminous Binders, Special Bitumens and Bitumens with Additives in Pavement Applications. International Workshop Modified Bitumens. Roma.

Pinto, S.; Preussler, E. (2002). Pavimentação Rodoviária - Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: Editora COPIARTE.

Ramos, P. P. (2009). Análise de deformações Transientes em Misturas Asfálticas Aplicadas como Elemento Impermeabilizante em Barragens de Enrocamento. Dissertação de Mestrado, Publicação n° GDM – 171/2009, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília (UnB), Brasília, DF, 182p.

Reis, R. M. M.; Santo, N. R. E. (1999). Asfalto modificado com polímero. Tecnologia de ponta para prolongar a vida dos pavimentos asfálticos. Ipiranga Asfaltos, ed. 3, 71 p.

Reschetti, P. R. (2008). Avaliação do comportamento mecânico de um solo arenoso fino laterítico reforçado com fibras para uso em pavimentos. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos.

Roberts, F.; Kandhal, P.; Brow, R.; Lee, D.; Kennedy, T. (1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design, and Construction. NAPA. Maryland, USA.

Roseno, J. L. (2005). Avaliação de uma Mistura Asfáltica Porosa com Agregados Calcários e Asfalto-borracha. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM - 133/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 149p.

Sebaaly, P.E.; Gopal, V.; Ardila-Coulson, M. (2000). Impact of crumb rubber and sand on rheological properties of binders . Proceedings Asphalt Rubber 2000 Conference, Vilamoura, Portugal.

SEPIN (2005) Secretaria de Planejamento do estado de Goiás. Acesso em 29 de Maio de 2009, disponível em [http://www.seplan.go.gov.br/sepin/pub/anuario/2005/transporte/tab07\\_transporte.htm](http://www.seplan.go.gov.br/sepin/pub/anuario/2005/transporte/tab07_transporte.htm)

Serfass, J. P.; Samanos, J. (1996). Fiber-Modified asphalt concrete characteristics, Applications and Behavior. Asphalt Pavement technology 1996, Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists.

Silva, L. S. (2005). Contribuição ao estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos. Influência da adição de polímeros e comportamento frente a radiação UV. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Metalúrgica e de Materiais , UFRGS, Porto Alegre, RS.

Sousa, J. B.; Pais, J. C.; SaïM., R. (2000). The effect of mode of loading on the comparison between asphalt rubber and traditional hot mixes laboratory performance. Proceedings Asphalt Rubber 2000 Conference, Vilamoura, Portugal.

Takahashi, S.; Partl, M. N. (1999). Improvement of Mix Design for Porous Asphalt. Report 113/11, Swiss Fedral Laboratories for Materials Testing and Research, Dübendorf, Switzerland, 114 p.