



Universidade Federal de Campina Grande

UFCG

Centro de Tecnologia e Recursos Naturais

CTRN

Unidade Acadêmica de Engenharia Civil

UAEC



Supervisor: José Afonso Gonçalves de Macêdo

Aluna: Loredanna Melyssa Costa de Souza

Matrícula: 20121096

**RELATÓRIO DE ESTÁGIO
SUPERVISIONADO**

Campina Grande PB – Setembro de 2007

Universidade Federal de Campina Grande - UFCG
Centro de Tecnologia e Recurso Natural - CTRN
Unidade Acadêmica de Engenharia Civil
Curso de Graduação em Engenharia Civil

Estágio Supervisionado

Título:

Estudo sobre Misturas Asfálticas

Aluna: Loredanna Melyssa Costa de Souza

Aprovada em _____

BANCA EXAMINADORA

Prof. José Afonso Gonçalves de Macêdo

Orientador

Eng° João Batista de Queiroz Souza

Examinador



Biblioteca Setorial do CDSA. Julho de 2021.

Sumé - PB

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus por ter me dado força e sabedoria para conseguir chegar até aqui, na melhor fase deste mesmo curso. Aos meus Pais, João Batista de Souza e Margarete Duarte Costa de Souza, minha irmãs, Laryssa Harlheyzy Costa de Souza e Laís Mayanny Costa de Souza, pela compreensão e paciência. A Wagner Dantas pelo seu amor e carinho que foi de grande importância, principalmente nos momentos mais difíceis. E em especial ao meu avô Francisco Brilhante que estando ao lado de Deus tenho certeza que torce pelo meu sucesso.

Ao professor José Afonso G. de Macêdo por está me guiando e ajudando a me familiarizar com a realidade do curso de Engenharia Civil.

Ao Professor Ailton Alves Diniz, que me deu total apoio nas realizações dos ensaios.

A Maia Melo Engenharia LTDA., por ter me dado oportunidade da realização deste trabalho, em especial ao Engenheiro João Batista de Queiroz Souza, pelo apoio e pelos valiosos ensinamentos.

Não podendo esquecer de agradecer também a todos os meus professores e laboratoristas que contribuíram na minha vida acadêmica e para o enriquecimento da minha formação profissional, por fim, aos meus colegas, amigos que se tornaram minha segunda família nesse lar que se chama universidade (UFCG).

SUMÁRIO

1. Apresentação.....	6
2. Identificação.....	7
3. Introdução.....	8
4. Revisão Bibliográfica.....	9
4.1 – Misturas Asfálticas.....	9
4.1.1 – Misturas Densas e Contínuas.....	11
4.1.2 – Misturas Descontínuas.....	12
5. Materiais e Métodos.....	16
5.1 - Materiais Utilizados.....	16
5.2 – Métodos Utilizados.....	19
5.2.3 – Ensaios.....	22
5.2.3.1 – Módulo de Resiliência.....	22
5.2.3.2 – Resistência à Tração Estática por Compressão Diametral.....	24
5.2.3.3 – Fadiga por Compressão Diametral a Tensão Controlada.....	26
5.2.3.4 – Ensaio de Compressão Axial Dinâmico.....	28
6. Estudo de Caso.....	31
7. Apresentação dos Resultados.....	34
8. Conclusões.....	48
9. Referências Bibliográficas.....	50

ÍNDICE – TABELAS

Tabela 1 - : Composição dos Agregados das misturas tipo SMA.

Tabela 2 - Granulometria das Misturas tipo SMA

Tabela 3 - granulometria dos agregados

Tabela 4 - Características Físicas dos Agregados.

Tabela 5- Propriedades convencionais do CAP da Fazenda Alegre

Tabela 6 - Características das Misturas.

Tabela 7: Características exigidas para as fibras de celulose segundo NCAT (1999) (Fonte: REIS, 2002)

Tabela 8: Modelos de comportamento dos materiais

Tabela 9 - Propriedades convencionais do CAP Fazenda Alegre.

Tabela 10 – Resultado de testes em amostra da fibra VIATOP 66

Tabela 11- Resumo Ensaio Marshall

Tabela 12- Resumo Ensaio Marshall

Tabela 13 - Resultados de Ensaio de resistência a tração

Tabela 14 - Módulos de resiliência das misturas.

Tabela 15- Resultados do FEPAVE para a mistura 01.

Tabela 16- Resultados do FEPAVE para a mistura 02.

Tabela 17-- Resultados do FEPAVE para a mistura 03.

Tabela 18 – Resultados do FEPAVE para a mistura 04.

Tabela 19 – Resultados do FEPAVE para a mistura 04-A

Tabela 20— Resultados do FEPAVE para a mistura 05

Tabela 21- Resultados do FEPAVE para a mistura 05-A

1. APRESENTAÇÃO

Neste relatório apresenta-se a descrição das atividades realizadas durante o estágio desenvolvido no período de 02 de Outubro de 2006 a 02 de Abril de 2007, com uma carga horária de 20 horas semanais. Sob orientação do professor José Afonso Gonçalves de Macêdo, no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais – CTRN, e sob supervisão, do Engenheiro João Batista de Queiroz Souza da Maia Melo Engenharia Ltda., em cumprimento às exigências da disciplina Estágio Supervisionado do curso Graduação em Engenharia Civil.

Esse estágio tem a finalidade, de fazer com que tudo aquilo que foi visto em sala de aula fique mais concreto para o aluno, facilitando assim todo o aprendizado e aperfeiçoamento do aluno nas técnicas da Engenharia Civil, possibilitando também conhecer os materiais e equipamentos atualmente empregados nesta ciência.

E desta forma fazendo valer o conceito de estágio, que é o de apresentar para o futuro profissional aquilo que ele vai enfrentar na vida prática e fazer com que ele entenda que tudo aquilo visto em sala de aula é de grande importância para o seu desempenho profissional futuro.

2. IDENTIFICAÇÃO

Do estagiário:

- Nome: Loredanna Melyssa Costa de Souza
- Matrícula: 20121096
- Curso: Engenharia Civil
- Endereço: Avenida: Engenheiro José Celino Filho, 95 - Mirante.
- Telefone: (083) 3337-4524

Da empresa / estágio:

- Nome da Empresa: Maia Melo Engenharia Ltda.
- Endereço da Empresa: Rua: General Joaquim Inácio, nº. 136 – Ilha do Leite.
Recife – PE, CEP: 50.070-270.
- Estágio Realizado no Laboratório: Laboratório de Engenharia de Pavimentos
– LEP/ UFCG
- Endereço: Avenida Aprígio Veloso, Nº 882 – Bodocongó.
Campina Grande-PB, CEP: 58109-910.
- Telefone: (083) 3310-1310

Do orientador:

- Nome: José Afonso Gonçalves de Macêdo
- Atividade: Professor Adjunto – D.Sc
- Telefone: (81) 3241-8508

Do supervisor:

- Nome: João Batista de Queiroz Souza
- Atividade: Engenheiro da Maia Melo Engenharia Ltda.

Período do estágio:

- Duração: 02/10/2006 a 02/04/2007.
- Carga horária diária: 4 horas
- Carga horária total: 480 horas

3. INTRODUÇÃO

As condições do revestimento de um pavimento revelam a capacidade de suportar as cargas provenientes do tráfego a que está submetido, além das condições de conforto e segurança oferecidas aos usuários da rodovia. Os pavimentos asfálticos brasileiros têm tido seu comportamento comprometido em algumas situações onde o aumento do volume de veículos e do excesso de carga são elevados, causando assim grandes problemas.

A origem dos afundamentos de trilhas de roda pode estar associada à deformação plástica que ocorre nas camadas subjacentes ao revestimento asfáltico ou causada pela deformação permanente do próprio revestimento. A ocorrência da deformação permanente no revestimento asfáltico é devido a suas características viscoelásticas.

Sua origem está associada à variação de volume de vazios causado pela ação do tráfego bem como devido ao comportamento plástico do material quando submetido a determinado estado de tensões.

Outro fator degradante do pavimento é o processo de fadiga dos materiais, em especial das misturas asfálticas. Este processo se acelera com a presença de baixas temperaturas, fazendo com que a mistura asfáltica se enrijeça, e não resista à repetição das cargas. Também o envelhecimento do ligante pode enrijecer a mistura e diminuir, num certo grau, sua resistência à fadiga após certo tempo. Uma carga solicitando um pavimento desperta uma tensão de tração na flexão (σ_{tf}) na face inferior do revestimento betuminoso que provoca a ruptura do mesmo após a n -enésima aplicação da carga, que define a fadiga dos materiais para esta avaliação (considera-se geralmente, a carga proveniente do “eixo simples padrão” de 18000 lbf = 8,2 tf).

O aumento do interesse pelo desenvolvimento de materiais mais resistentes para os pavimentos rodoviários se insere no contexto da melhoria das condições das vias a partir da diminuição dos defeitos funcionais e estruturais.

As vantagens técnicas e econômicas que as misturas asfálticas oferecem, em função do material utilizado em suas formulações têm sido mais observadas no âmbito da concepção e construção dos pavimentos.

4. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

4.1 – Misturas Asfálticas

São produtos obtidos em usina, a quente ou a frio, envolvendo agregados e ligantes asfálticos, adequadamente.

Propriedades:

- Estabilidade: É a capacidade de resistir aos esforços que provocam deformações permanentes. A mistura deve apresentar resistência ao cisalhamento compatível com os esforços a que será submetida.

- Flexibilidade: É a propriedade de resistir sem falhas, às flexões repetidas provocadas pelas passagens sucessivas dos veículos, ou seja, deve prover resistência à fadiga. Também é a propriedade de se acomodar a pequenos abatimentos e pequenos recalques promovidos pelo tráfego ou pela condição de subleito.

- Durabilidade: É a capacidade de resistir à ação conjunta das intempéries e da abrasão promovida pelo tráfego. Decorre do envelhecimento do ligante (oxidação) e da degradação dos agregados e misturas densas tendem a envelhecer mais lentamente.

- Rugosidade: a mistura deve apresentar uma textura superficial suficientemente rugosa para propiciar a devida aderência dos pneus principalmente sobre precipitações pluviométricas. A rugosidade é função da granulometria e da quantidade de ligante.

- Impermeabilidade: a mistura deve ser, tanto quanto possível impermeável para preservar as camadas subjacentes.

. A United States Army Corps of Engineers (USACE) classifica as misturas asfálticas a quente em três tipos em função da graduação dos agregados.

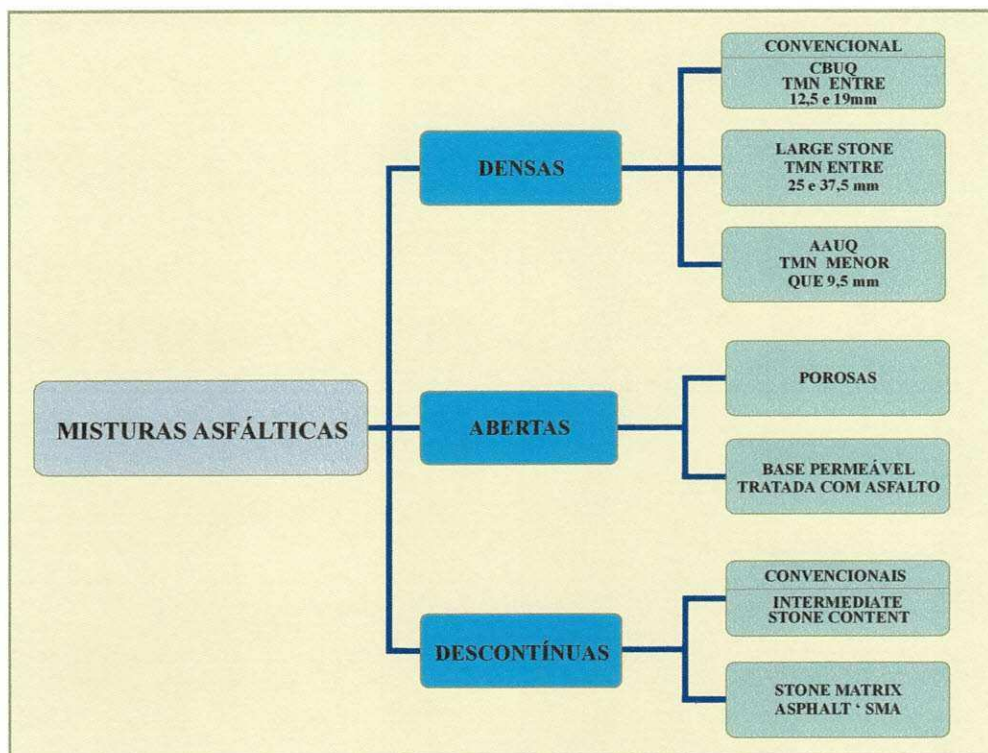
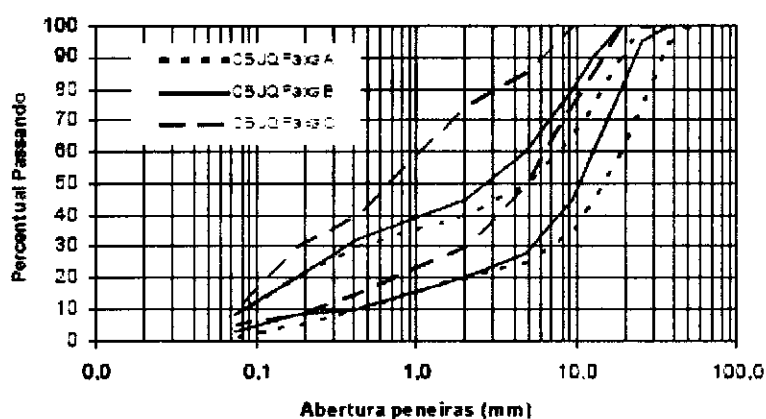


Figura 1: Classificação das misturas asfálticas em função da graduação dos agregados.

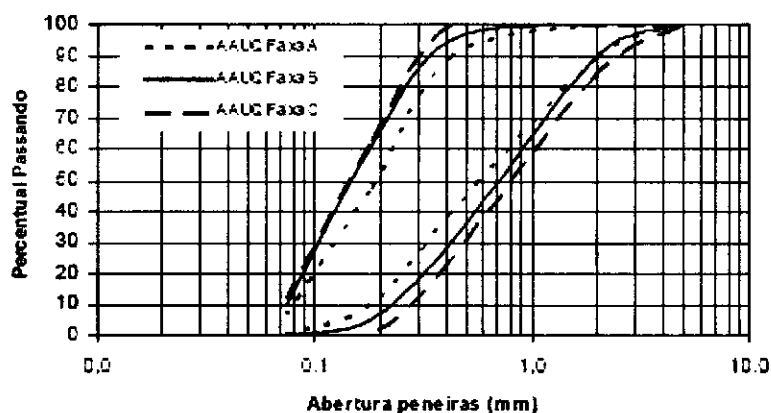
O desempenho a curto, médio e longo prazo de uma mistura asfáltica está relacionado com a sua distribuição granulométrica. Ela afeta quase todas as propriedades importantes de uma mistura asfáltica, como a estabilidade, a durabilidade, a permeabilidade, a trabalhabilidade, a resistência à fadiga, a resistência à deformação permanente e a resistência aos danos causados pela umidade. Portanto, a distribuição granulométrica adequada ao tipo de mistura asfáltica que se quer produzir é o primeiro passo para a elaboração de uma mistura asfáltica para que esta apresente um bom desempenho no campo.

4.1.1 – Misturas Densas e Contínuas

A prática mais comum no país é a utilização de misturas asfálticas densas e com graduação contínua. As misturas asfálticas são classificadas como densas e contínuas quando essas apresentam baixos valores de vazios (geralmente em torno de 4%) e uma distribuição granulométrica contando com todas as frações de agregados de forma semelhante, respectivamente. O Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes (DNIT) adota basicamente dois tipos de mistura densa e contínua a quente, denominadas de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e Areia Asfalto Usinado a Quente (AAUQ). A Figura 2.2 ilustra as faixas granulométricas adotadas para cada uma dessas misturas.



(a)



(b)

Figura 2: Faixas A, B e C do DNIT para misturas (a) CBUQ e (b) AAUQ.

4.1.2 - Mistura Descontínuas Stone Matrix Asphalt (SMA)

O SMA consiste basicamente de duas frações: agregado graúdo e um elevado teor de mástico, que é formado tipicamente por agregado miúdo, filer mineral, ligante asfáltico e fibras. O esqueleto mineral composto de agregado graúdo fornece à mistura um elevado intertravamento entre os grãos, de forma que a mistura ganha em resistência (a proporção de agregados graúdos é superior à proporção dos mesmos nas misturas densas e contínuas), enquanto o elevado teor de mástico fornece à mistura uma maior durabilidade.

A mistura se caracteriza por conter uma elevada porcentagem de agregados graúdos (70-80% retido na peneira N°04). Devido a esta particular graduação, forma-se um grande volume de vazios entre os agregados graúdos. Esses vazios, por sua vez são preenchidos por uma argamassa constituída pela mistura da fração areia, filer, ligante asfáltico e fibras, conforme ilustrado na figura 3. As fibras são geralmente orgânicas (de celulose) ou minerais, e são adicionadas durante a usinagem para evitar segregação da mistura em seu transporte, facilitar a aplicação e evitar o escorrimento do ligante asfáltico. Tem-se requerido a totalidade do material granular britado, sendo que em pelo menos 90% deste, haja duas faces britadas (NAPA, 1999).

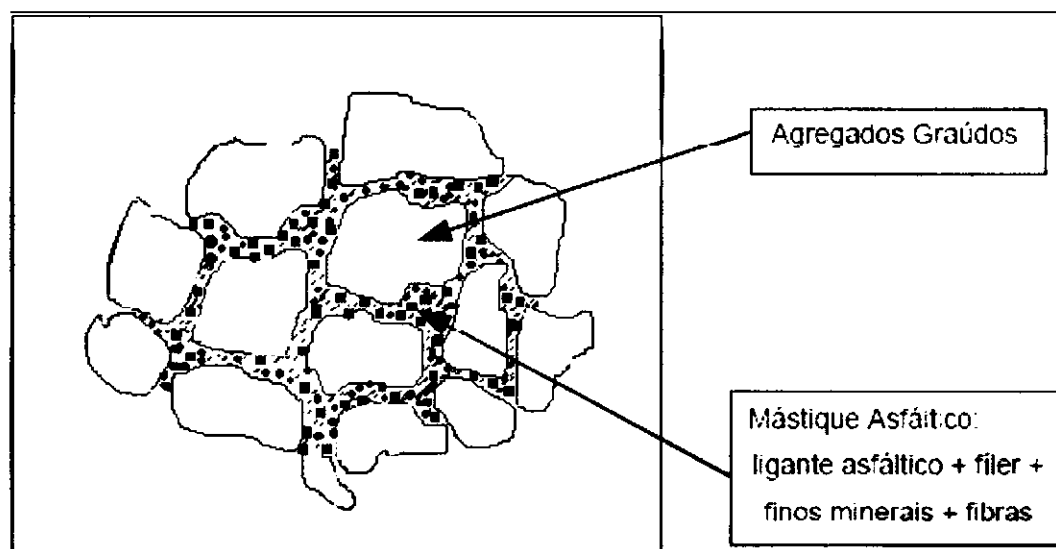


Figura 3: Mistura SMA

O SMA é uma mistura rica em ligante asfáltico devido a sua constituição granulométrica particular, com um consumo de ligante em geral entre 6% e 7% e cerca de 4% a 6% de volume de vazios. Geralmente é aplicado em espessuras variando entre 3 cm a 7 cm. Para garantir ainda menor deformação permanente e maior vida de fadiga tem-se empregado ligante asfáltico modificado por polímero. Devido à graduação e alta concentração de agregados graúdos, apresenta-se uma macrotextura superficial rugosa formando pequenos “canais” entre os agregados graúdos, responsáveis por uma eficiente drenabilidade superficial.

Exigências são feitas também para seleção da fração miúda (areia) a compor a mistura de SMA, apesar desta aparecer em menor proporção. Segundo NAPA (1999) *apud* REIS (2004), pelo menos 90% da fração fina de agregados deve ser composta por material granular com duas faces britadas.

No estágio foram estudadas 4 misturas descontínuas tipo SMA, todas utilizando seixo britado. As misturas denominadas mistura 04 e mistura 04-A apresentam a mesma granulometria e se enquadra na faixa de tamanho máximo nominal de 9,5 mm e a mistura 05 e mistura 05-A também com granulometria idêntica, na faixa de tamanho máximo nominal de 12,5 mm, usados nos Estados Unidos da América (NAPA,2002).

A tabela 1, apresenta a composição dos agregados das misturas.

Agregados	Misturas 04 E 04-A	Misturas 05 e 05-A
Seixo Britado	77%	81,5%
Areia Grossa	9%	3%
Areia Fina	7,5%	9%
Filler (cimento)	6,5%	6,5%
Total	100%	100%

Tabela 1 : Composição dos Agregados das misturas tipo SMA.

A tabela 2 apresenta as distribuições granulométricas das misturas.

Peneiras	Aberturas	Composição	
		Mistura 04 e 04-A	Mistura 05 e 05-A
mm	mm		
3/4"	19	100	100
1/2"	12,5	100	90
3/8"	9,5	92,3	75,5
Nº 4	4,75	30,7	25,2
	2,36	23,8	19,3
	1,18	20,0	17,0
	0,60	18,0	16,0
	0,30	14,9	14,1
Nº 200	0,075	8,0	8,0

Tabela 2: Granulometria das Misturas tipo SMA

As figuras 4 e 5 ilustram as suas granulometrias sendo,

Figura 4: Especificação NAPA (2002), para PTMN de 9,5 mm.

Figura 5: Especificação NAPA (2002), para PTMN de 12,5 mm.

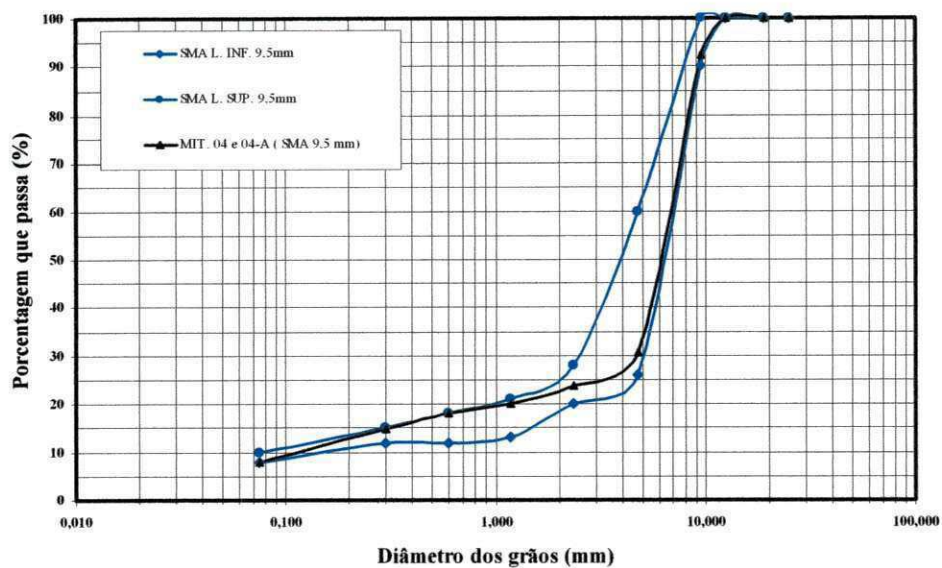


Figura 4: Distribuição Granulométrica, Mistura 04 e 04-A, segundo NAPA (2002), com PTMN de 9,5 mm.

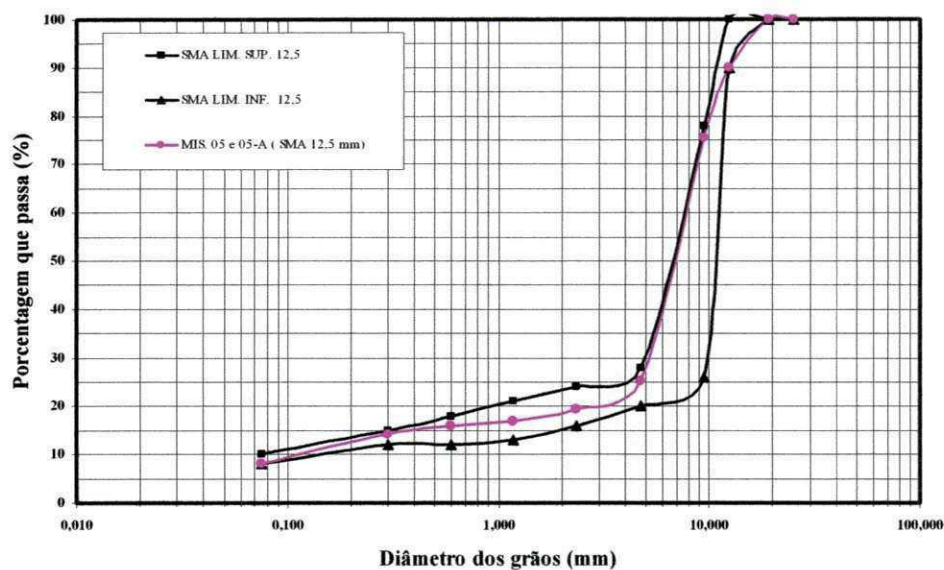


Figura 5: Distribuição granulométrica, Misturas 05 e 05-A, segundo NAPA (2002), com PTMN de 12,5mm.

5.0 – MATERIAIS E MÉTODOS

5.1 – Materiais Utilizados

5.1.1 - Agregados

Os agregados utilizados neste trabalho de pesquisa foram:

- Dois tipos de seixo, um in-natura e outro britado, provenientes de seixeira comercial, localizado no município de Ourém/PA, distante 180 km de Belém, capital do estado do Pará;
- Areia: proveniente areial comercial, localizado 48,5km, da cidade de Belém.

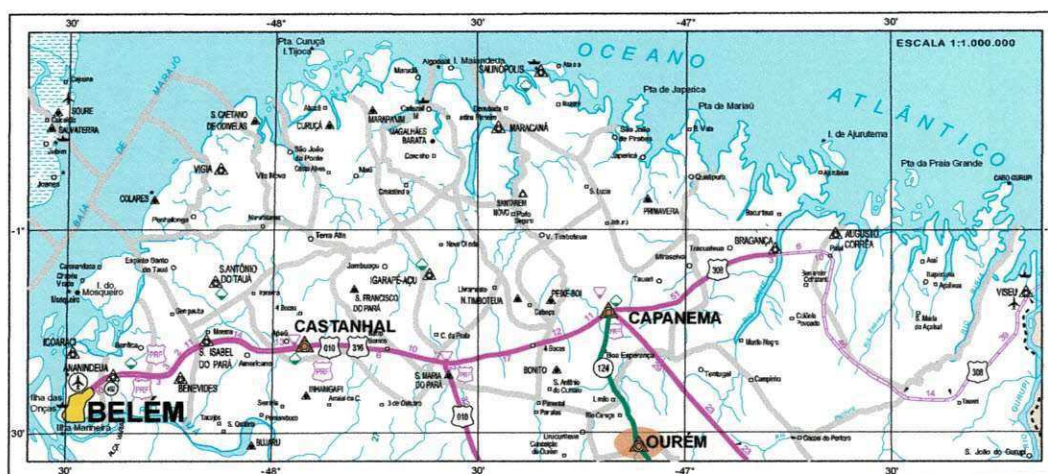


Figura 6: mapa de situação com a localização dos agregados

A tabela 3 representa a granulometria dos agregados utilizados.

Peneira # mm	Seixo In-Natura		Seixo Britado		Areia Grossa
	Seixo 1 % Passando.	Seixo 0 % Passando	Seixo 1 % Passando	Seixo 0 % Passando	
25	100	100	100	100	100
19	100	100	83,4	100	100
12,5	37,5	100	37,2	98,6	100
9,5	13,0	82,2	23,3	91,0	100
4,75	2,0	32,8	10,1	47,5	100
2,0	-	6,6	6,0	16,7	97,5
0,42	-	1,8	3,3	3,9	44,7
0,18	-	-	2,1	1,5	20,5
0,075	-	-	1,0	0,4	6,2

Tabela 3: granulometria dos agregados

Para a determinação de algumas características físicas dos agregados foram realizados determinados ensaios cujos métodos estão presentes na tabela 4.

Ensaio	Método de Ensaio
Granulometria	DNER – ME 083/98
Abrasão Los Angeles	DNER – ME 035/98
Densidade	DNER – ME 081/98
Índice de Forma	DNER – ME 086/94

Tabela 4. Características Físicas dos Agregados.

5.1.2 - Ligantes

O CAP utilizado nessa pesquisa foi fornecido pela Lubrificantes do Nordeste (Lubnor/Petrobrás). Este é proveniente do petróleo nacional Fazenda Alegre e atendeu a todas as especificações da Agência Nacional do Petróleo (ANP, 1993), sendo os ensaios realizados na própria Lubnor (tabela 5).

Característica	Método	Especificação	Unidade
Penetração	ASTM D 5	50 a 70	0,1 mm
Índice de Susc. Térmica	X 018	-1,5 a 1,0	-
Ponto de fulgor	ASTM D 92	235 min	° C
Solubilid. no tricloroetileno	ASTM D 2042	99,5 min	%
Visc. Saybolt Furol a 135° C	ASTM E102	110 min	Massa
Aquecimento a 175° C	X215	Não espuma	-
Efeito do calor e do ar – ECA- % Penetr. Original	X 021	50 min	%
ECA – Variação de massa	ASTM D 1754	1,0 max	%

Tabela 5: Propriedades convencionais do CAP da Fazenda Alegre

Foram estudadas sete misturas asfálticas, sendo três, densas e contínuas e quatro, descontínuas, tipo SMA. No quadro abaixo estão representadas as misturas com os respectivos ligantes utilizados.

Mistura	Tipo	Ligante	Observações
01	Densa e Contínua	CAP 50/70	
02	Densa e Contínua	CAP 50/70	
03	Densa e Contínua	CAP 50/70	
04	SMA	CAP 50/70	
05	SMA	CAP 50/70	
04-A	SMA	CAP 30/45	Mesma granulometria M-04
05-A	SMA	CAP 30/45	Mesma granulometria M-05

Tabela 6. Características das Misturas.

5.1.3 - Fibras

As fibras utilizadas nessa pesquisa são de celulose e foram cedidas pela empresa Ecofibras, localizada no estado de São Paulo. O produto cedido é comercialmente designado como VIATOP 66, que é um granulado composto por 66,6% em peso de ARBOCEL ZZ 8-1 (fibra) e por 33,3% de asfalto. A tabela 7 apresenta algumas características exigidas para as fibras orgânicas (celulose) para uso em misturas asfálticas tipo SMA, segundo a NCAT (1999) apud RESI (2002).

Características	Fibra Orgânica
Comprimento máximo, mm.	6,0
Quantidade < 150 μ m, %	63 a 77
Teor de Cinzas, %.	17 a 19
PH	6,5 a 8,5
Absorção de óleo, %.	4,0 a 6,0
Teor de umidade máximo, %.	5,0

Tabela 7: Características exigidas para as fibras de celulose segundo NCAT (1999) (Fonte: REIS, 2002)

5.2 – Métodos Utilizados

5.2.1 – Dosagem Marshall – Teor de Projeto

A aplicação de revestimentos asfálticos deve ser precedida por ensaios que permitam a obtenção do teor (ou quantidade) de ligante a ser utilizado na mistura, para que a mesma se enquadre dentro de especificações que são definidas com a finalidade de evitar desagregação prematura da mistura, por falta de ligante, ou superfícies escorregadias e deformáveis, por excesso de ligante.

A dosagem das misturas seguiu o procedimento descrito por NAPA (1982), ou seja, o teor de ligante corresponde à média entre o volume de vazios mínimo 3,0% e vazios máximo de 5,0% e que corresponde ao $V_v = 4,0\%$.

A temperatura para confecção e compactação das misturas foram obtidos em função do gráfico viscosidade x temperatura dos ligantes apresentados no item 7.0 deste relatório.

As dosagens das misturas estudadas foram confeccionadas de forma semelhante ao adotado na maioria dos órgãos rodoviários brasileiros. Para compactação dos corpos de provas foram aplicados 50 golpes por face com soquete Marshall automático. A adoção do número de golpes se deu pelo fato de que o CBUQ utilizado nos serviços de pavimentação da rodovia BR-316/PA serem produzidos com esta energia de compactação. O ligante utilizado não sofreu envelhecimento a curto prazo.

Após a compactação dos corpos de provas, foram calculados os parâmetros definidos no Método Marshall.

- Densidade Aparente (Da)

A densidade aparente é determinada de acordo com o Método (DNER MA 117/87) e definida pela equação.

$$D_a = \frac{P_{ar}}{P_{ar} - P_{imerso}} \quad (5.1)$$

- Densidade Máxima Teórica (DMT)

O procedimento utilizado para o cálculo da DMT foi através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes.

5.2.2 - Método Bailey para Seleção de Granulometrias Densas e Contínuas

O método Bailey define agregado graúdo e fino, permitindo ajustes na quantidade de vazios na mistura em função da porcentagem de cada material. Combina os agregados pelo volume, considerando a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas como sendo dependente, principalmente, do intertravamento dos agregados graúdos, que é um parâmetro obtido através de ensaios de massa específica solta e compactada.

Trata-se de um método sistemático de seleção granulométrica, que procura garantir uma forte estrutura de agregado para resistir à deformação permanente, associada com um adequado volume de vazios que permita uma quantidade de ligante suficiente para uma boa resistência ao desgaste.

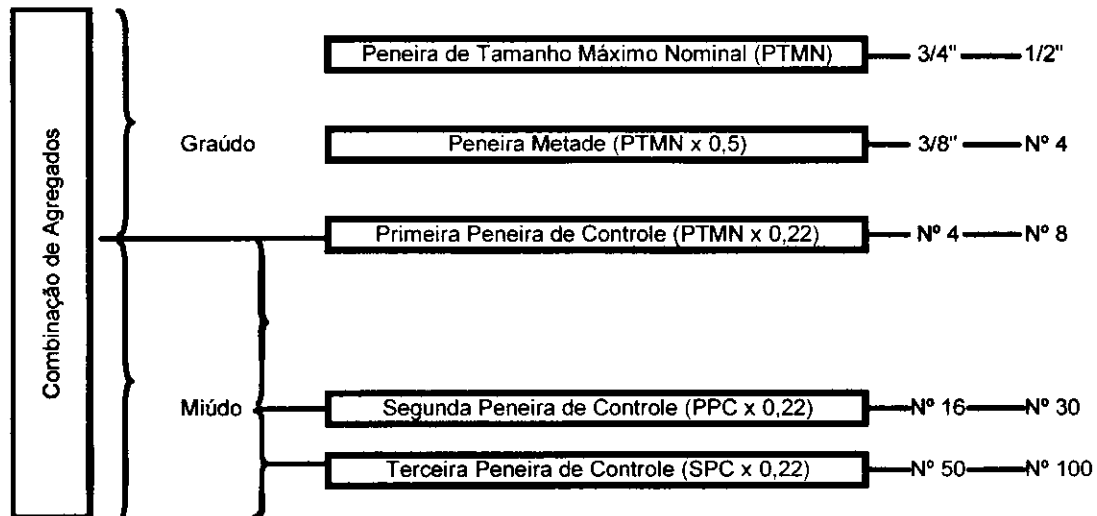


Figura 7. Esquema das Peneiras definidas pelo Método Bailey.

O método Bailey prossegue com a avaliação das proporções de agregado por meio de três parâmetros de controle:

- Proporção de Agregado Graúdo (PAG);

$$PAG = \frac{\%PassantePM - \%PassantePPC}{100\% - \%PassantePM} \quad (5.2)$$

- Proporção Graúda do Agregado Miúdo (PGAM);

$$PGAM = \frac{\%PassanteSPC}{\%PassantePPC} \quad (5.3)$$

- Proporção Fina do Agregado Miúdo (PFAM).

$$PFAM = \frac{\%PassanteTPC}{\%PassanteSPC} \quad (5.4)$$

5.2.3 - ENSAIOS

5.2.3.1 - Módulo de Resiliência

Conceitualmente, o módulo de resiliência (MR) vem sendo considerado como o módulo elástico que, juntamente com o coeficiente de Poisson, é o parâmetro que representa o comportamento dos materiais quando usada a teoria da elasticidade. A Figura 8 ilustra a deformação de uma amostra de mistura asfáltica quando submetida a carregamento repetido. A maior parte da deformação permanente sofrida pela amostra ocorre no estágio inicial de aplicação de carga, e com o aumento do número de repetições essa deformação permanente diminui.

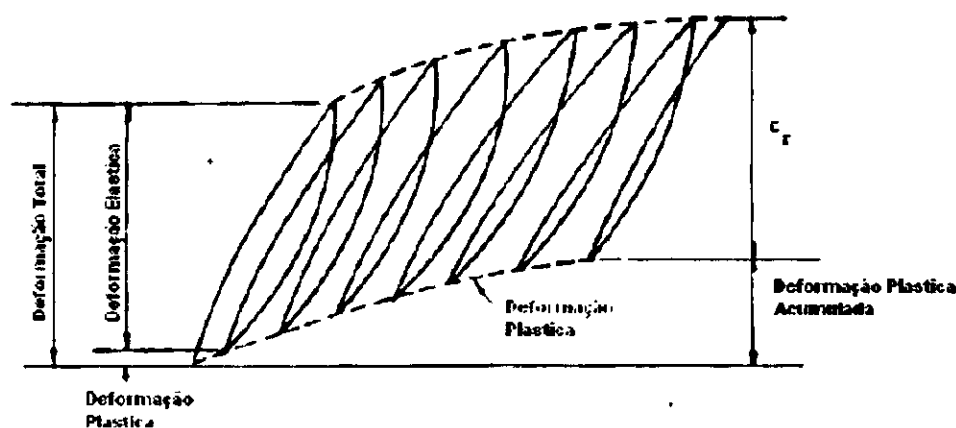


Figura 8: Deformações sobre carregamentos repetidos (HUANG, 1993).

O MR de misturas asfálticas é a relação entre a tensão de tração (σ), aplicada repetidamente no plano diametral de uma amostra cilíndrica, e a deformação específica recuperável (ϵ) correspondente à tensão aplicada, a uma determinada temperatura (T):

O módulo resiliente foi determinado em CPs moldados em laboratório a 25°C, e o resultado foi obtido através da leitura de deformação instantânea. As tensões empregadas nos ensaios levaram em consideração o valor de tensão do ensaio de RT, com percentual variando entre 15 e 20%. A norma brasileira limita esse percentual em 30%.

$$MR = \frac{F}{\Delta.h} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (5.5)$$

em que:

F : carga vertical repetida aplicada diametralmente no CP, kg/cm² ;

Δ : deslocamento elástico ou resiliente, cm;

h : altura do CP, cm;

μ : coeficiente de Poisson.

Os equipamentos utilizados na execução do ensaio são:

- Sistema pneumático de carregamento;
- Sistema de medição de deformação da amostra;
- Estrutura de suporte com acessórios.

O procedimento para realização de ensaio está descrito a seguir:

- Posicionar o CP na base da estrutura de suporte, entre dois frisos;
- Fixar e ajustar os LVDTs de modo a se obter o registro dos deslocamentos.
- Assentar o pistão de carga e os LVDTs no CP;
- Condicionar o CP: aplicar 200 vezes uma carga vertical (F) repetida diametralmente no CP, de modo a se obter uma tensão menor ou igual a 30% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. A frequência de aplicação de carga é de 60 ciclos por minuto, com duração de 0,1 segundo. O registro dos deslocamentos resilientes deve ser feito para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F); e
- Calcular o MR baseado na equação acima que será uma média dos valores determinados a 300, 400 e 500 aplicações de carga.

5.2.3.2 - Resistência à Tração Estática por Compressão Diametral

O ensaio de compressão diametral estático tem sido empregado no Brasil para medir a resistência à tração indireta das misturas asfálticas desde 1980, aproveitando-se a própria prensa de execução do ensaio de Estabilidade Marshall que faz parte da norma de dosagem de concreto asfáltico.

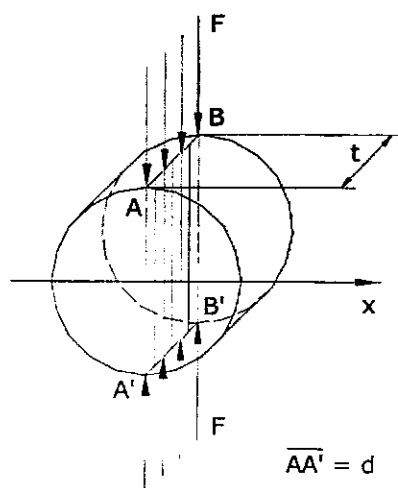


Figura 9: Ensaio brasileiro de compressão diametral

F – carga distribuída em frisos estreitos

t – espessura do corpo de prova (altura do cilindro)

d – diâmetro

$A A' B' B$ - plano de ruptura à tração

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, do corpo de prova.

Os equipamentos necessários à execução do ensaio são:

- Prensa mecânica com sensibilidade inferior ou igual a 19,6N (ou 2,0kgf), com êmbolo movimentando-se a uma velocidade de $0,8 \pm 0,1$ mm/s.

- Estufa capaz de manter a temperatura entre 30 e 60°C;
- Sistema de refrigeração capaz de manter a temperatura em torno de 25°C;
- Paquímetro.

O procedimento de ensaio pode ser resumido conforme descrito a seguir:

- Medir a altura (h) do corpo-de-prova com paquímetro em quatro posições diametralmente opostas; adotar como altura a média aritmética das quatro leituras;
- Medir o diâmetro (D) do corpo-de-prova com paquímetro, em três posições; adotar como diâmetro a média aritmética das três leituras;
- Colocar o corpo-de-prova na estufa, ou sistema de refrigeração, por um período de duas horas, de modo a se obter a temperatura requerida para o ensaio (25, 30, 45 ou 60°C);
- Ajustar os pratos da prensa até que seja obtida uma leve compressão, capaz de manter o corpo-de-prova em posição;
- Aplicar a carga progressivamente, com velocidade de deformação de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até que se dê a ruptura do corpo-de-prova segundo o plano diametral vertical;
- Com o valor de carga de ruptura (F) obtido, calcula-se a resistência à tração do corpo-de-prova segundo a expressão:

$$RT = \frac{2F}{\pi Dh} \quad (5.6)$$

em que,

RT : resistência à tração, kg/cm²

F : carga de ruptura, kg;

D : diâmetro do corpo-de-prova, cm;

h : altura do corpo-de-prova, cm.

Neste trabalho adotou-se a temperatura de ensaio de 25°C.

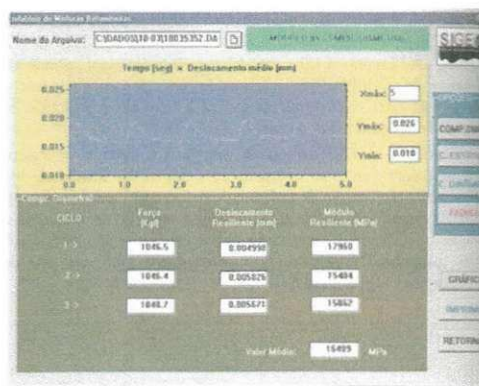


Figura 10: Registro de deslocamento de um ensaio de compressão diametral de carga repetida de uma mistura asfáltica no equipamento da COPPE.

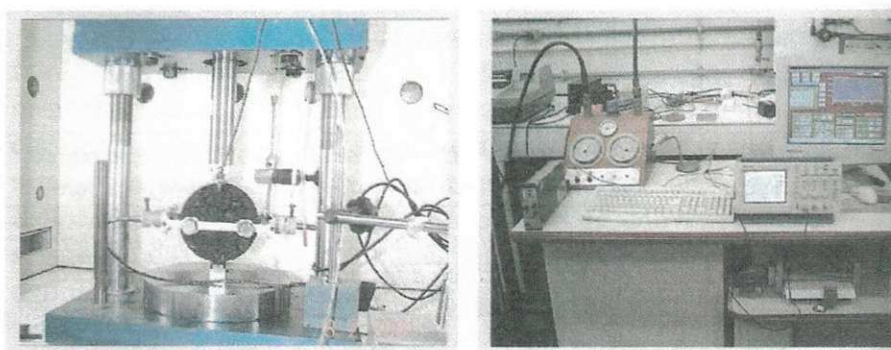


Figura 11: Equipamento de ensaio de compressão diametral de cargas repetidas da COPPE e sistemas de controle e aquisição de dados.

5.2.3.3 - Fadiga por Compressão Diametral a Tensão Controlada

A fadiga de um material é um processo de deterioração estrutural quando este é submetido a um estado de tensões e deformações repetidas. A carga aplicada na amostra pode ser muito menor que a carga de ruptura do mesmo, resultando em trincas após um número elevado de repetições do carregamento.

Faz-se este ensaio a tensão controlada, TC, isto é, a tensão σ_t repetidamente aplicada é induzida pela força vertical distribuída no friso da geratriz e esta não se altera até a ruptura do corpo – de – prova. Não necessita da utilização de LVDT, nem do suporte para fixação do mesmo.

A vida de fadiga a tensão controlada pode ser expressa pelas equações 5.7 e 5.8 descritas abaixo.

$$N = k_1 \left(\frac{1}{\sigma_t} \right)^{n_1} \quad (5.7)$$

$$N = k_2 \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^{n_2} \quad (5.8)$$

em que:

N : vida de fadiga;

σ_t : tensão de tração;

$\Delta\sigma$: diferença entre as tensões de compressão e tração no centro da amostra;

k_1, k_2, n_1 e n_2 : constantes determinadas a partir de resultados experimentais.

Neste trabalho, adotou-se o procedimento utilizado na COPPE/UFRJ descrito por MOURÃO (2003):

- Posicionar o CP na base da prensa, apoiando o mesmo no friso inferior;
- Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o CP diametralmente oposto ao friso inferior;
- Aplicar uma carga que induza a tensões de tração horizontais aproximadamente entre 10 e 50% do valor de RT previamente determinada;
- Aplicar cargas com frequência de 1Hz com tempo de carregamento de 0,1s e 0,9s de descarregamento.

Foram realizados ensaios com cinco (10, 20, 30, 40 e 50% de RT) níveis de tensão.

5.2.3.4 - Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (“Creep” Dinâmico)

Ainda não se tem um método de ensaio padronizado no país, mas estudos comparativos de tipos distintos de misturas asfálticas têm sido realizados nas universidades brasileiras.

O ensaio de compressão axial dinâmica consiste na aplicação de pulsos de carga ao corpo de prova, a uma determinada frequência, com um tempo de aplicação de carga definido. Este ensaio permite a recuperação da deformação após remoção do carregamento imposto ao corpo de prova, representando as cargas de tráfego.

Nos estudos realizados em vários centros de pesquisa no país e no mundo, a forma de medir a deformação permanente tem sido colocar o LVDT apoiado sobre a placa superior de aplicação de carga no corpo – de – prova. Esta configuração faz com que as medidas, em geral muito pequenas, sejam muito afetadas pela condição da superfície do corpo – de – prova, quase sempre muito irregular. Tentativas de capeamento dos mesmos, como se faz nos corpos – de – prova de concreto e outras não se mostram viáveis.

Uma forma possível de minimizar estes aspectos foi proposta por Viana et al (2003) e está mostrada na Figura 12. O uso de alças para prender LVDTs no corpo – de – prova minora ou quiçá elimina a influência da condição das superfícies de contato.

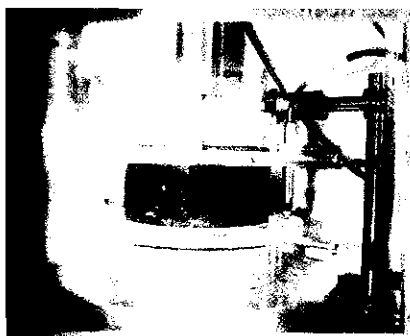


Figura 12: Equipamento de compressão axial com LVDTs fixados por alças (COPPE/RIO)



Figura 13: Tela do ensaio de compressão axial

O procedimento para o Ensaio de Compressão Axial Dinâmico foi:

- Prender os quatros suportes superior e inferior por meio de garras na face cilíndrica do corpo de prova que se encontra apoiado horizontalmente;
- Posicionar o corpo de prova na base da prensa;
- Assentar o pistão de carga com a placa superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto à base;
- Fixar, ajustar e calibrar os medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- Aplicar uma carga F que induza tensão de compressão axial, tensão essa de $(1,0\text{kgf/cm}^2)$;
- A freqüência de aplicação das cargas é de 1Hz (60 ciclos por minuto) com tempo de carregamento de 0,1 segundo e 0,9 segundo de descarregamento. O tempo total de duração do ensaio é de 1 hora (3600 ciclos de carregamento);
- Registram-se os deslocamentos verticais durante a aplicação de carga F ;

A deformação plástica absoluta é lida diretamente pelo LVDT. A deformação plástica específica ou relativa é obtida pela equação (5.9)

$$\varepsilon_{\text{esp}} = \frac{\varepsilon_{\text{abs}}}{h_R} \quad (5.9)$$

onde ε_{esp} é a deformação plástica específica ou relativa (mm/mm), ε_{abs} é a deformação plástica absoluta (mm), e h_R é a altura de referência (mm).

O módulo de “creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica é calculado pela equação (5.10).

$$E_c = \frac{\sigma_{axial}}{\epsilon_{esp}} \quad (5.10)$$

onde E_c é o módulo de “creep” dinâmico ou módulo de fluência dinâmica (kg/cm^2), σ_{axial} é a tensão axial aplicada no corpo de prova (kg/cm^2), e ϵ_{esp} é a deformação plástica específica ou relativa (mm/mm).

Para os ensaios de compressão axial dinâmico foram moldados e ensaiados quatro corpos de prova para cada mistura.

6.0 – ESTUDO DE CASO

Fepave

“Finite Element Analysis of Pavement Structures”, esse programa utiliza o método dos elementos finitos para o cálculo de tensões e deslocamentos de estruturas de pavimentos. O perfil proposto de tensões é dividido em malhas quadrangulares e a carga de uma roda é aplicada na superfície, distribuída uniformemente em uma área circular. Para estruturas não-lineares, a carga de roda é aplicada em incrementos iguais e os módulos dos elementos são calculados pelas equações de resiliência, definidas nos ensaios de laboratório, em função dos níveis de tensões gerados pelo incremento da carga anterior.

Mostra-se, a seguir, na Figura 14, um exemplo de malha de elementos finitos em um sistema de camadas.

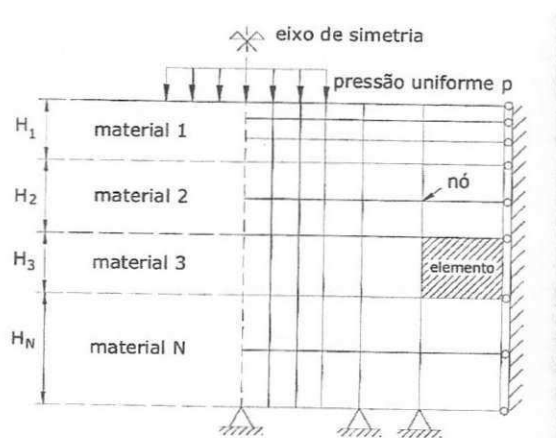


Figura 14: Configuração de elementos finitos, usada na análise de um sistema estratificado; fronteira inferior profunda ou substrato rígido.

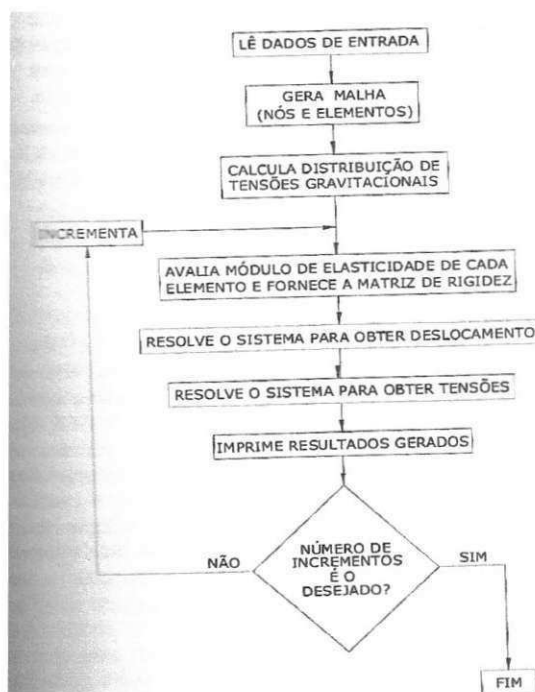


Figura 15: Fluxograma do programa Fepave segundo Motta

O programa admite até 12 camadas estratificadas. Os dados de entrada FEPAVE são,

- Definição do número de linhas e colunas para geração da malha. (o usuário pode definir ou o programa faz a malha automaticamente);
- Raio da carga da roda simples para a configuração do eixo padrão rodoviário $R=10,8\text{cm}$;
- Tensão explicada na superfície do revestimento para a carga de roda simples $\sigma = 5,6 \text{ kg/cm}^2$;
- Número de camadas;
- Espessuras de camadas;
- Densidade dos materiais das camadas;
- Coeficientes de Poisson dos materiais das camadas;
- Definição dos modelos de comportamento resiliente dos materiais (apresentado abaixo na tabela 8).

7.0 - APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

A tabela 9 resume os resultados obtidos realizados através da composição química do ligante no laboratório do Campes/Petrobrás.

Característica	Método	Especificação.	Unidade	Resultados
Penetração	ASTM D 5	50 a 70	0,1 mm	57
Índice de Susc. Térmica	X 018	-1,5 a 1,0	-	-0,9
Ponto de fulgor	ASTM D 92	235 min	° C	296
Solubilid. no tricloroetileno	ASTM D 2042	99,5 min	%	100
Visc. Saybolt Furol a 135° C	ASTM E102	110 min	Massa	222
Aquecimento a 175° C	X215	Não espuma	-	Não espuma
Efeito do calor e do ar – ECA- % Penetr. Original	X 021	50 min	%	72
ECA – Variação de massa	ASTM D 1754	1,0 max	%	0,3

Tabela 9: Propriedades convencionais do CAP Fazenda Alegre.

As fibras VIATOP 66 têm forma granular cilíndrica e cor cinza. Outras características das mesmas foram fornecidas pela empresa e encontram-se resumidas na tabela 10.

Características do Granulado	Resultado
Quantidade de ARBOCEL ZZ 8-1	63 – 67%
Comprimento médio do granulado	2 – 8mm
Espessura média	4 ± 1mm
Quantidade < 3,55mm	Max. 5%

Tabela 10: Resultado de testes em amostra da fibra VIATOP 66.

As dosagens das misturas estudadas foram confeccionadas de forma semelhante ao adotado na maioria dos órgãos rodoviários brasileiros. Para compactação dos corpos de provas foram aplicados 50 golpes por face com soquete Marshall automático. A adoção do número de golpes se deu pelo fato de que o CBUQ utilizado nos serviços de pavimentação

Classe	Modelo	Material
0	$M_R = f(T^0C)$	Betuminoso
1	$M_R = K_{1\sigma_3}^{K_2}$	Granular
2	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$, para $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$, para $\sigma_d > K_1$	Coesivo
3	$M_R = \text{constante}$	Elástico Linear
4	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d) \sigma_3^{K_5}$, para $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \sigma_3^{K_5}$, para $\sigma_d > K_1$	Combinado
5	$M_R = K_1 \theta^{k_2}$	Granular dependente da soma das tensões principais
6	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$	Argiloso dependente da tensão desvio
7	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$	Modelo composto

Tabela 8: Modelos de comportamento dos materiais

Através do FEPAVE, obtiveram-se os valores da tensão de tração, diferença de tensão e deformação específica na fibra inferior do CBUQ, tensão normal no topo do subleito e deflexão na superfície do pavimento (A deflexão foi multiplicada por 2 para simular o efeito da roda dupla). Para cada mistura variou-se a espessura do revestimento asfáltico, mantendo-se constante as espessuras da base e sub-base. Os resultados serão apresentados no item 7.0.

O cálculo dos esforços admissíveis foi obtido das seguintes expressões:

- Deflexão Admissível

$$\text{Log}D_{adm} = 3,148 - 0,188 \text{ Log}N \quad (6.1)$$

Para $N=1,1E + 08$ (10º Ano), temos,

$$D_{adm} = 43 \times 10^{-2} \text{ mm}$$

- Tensão vertical de compressão no topo do subleito (HEUKELOM e KLOMP, 1962).

$$\sigma_{V_{SL}} = (0,006M_{SL}) \div (1 + 0,7 \cdot \log N)$$

da rodovia BR-316/PA serem produzidos com esta energia de compactação. O ligante utilizado não sofreu envelhecimento a curto prazo.

A tabela 11 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios Marshall das misturas densas e contínuas (o resultado apresentado para cada teor de ligante corresponde a média dos três corpos de prova ensaiados).

Mistura	% Ligante	Densidades		Volumes - % Total			Vazios do Agregado Mineral %	Volume Vazios %	Relação Betume Vazios %	Estabilidade kg
		Aparente kg/m^3	Teórica kg/m^3	Ligante	Agregado	Vazios				
01	4,50	2.293	2.464	10,02	83,07	6,90	16,90	59,20	6,90	525
	5,00	2.315	2.445	11,23	83,43	5,30	16,60	67,80	5,30	450
	5,50	2.328	2.428	12,43	83,44	4,10	16,60	75,10	4,10	418
	6,00	2.335	2.411	13,60	83,27	3,10	16,70	81,30	3,10	444
02	4,50	2.324	2.463	10,15	84,19	5,70	15,80	64,20	5,70	462
	5,00	2.331	2.445	11,32	84,01	4,70	16,00	70,80	4,70	391
	5,50	2.356	2.428	12,58	84,47	3,00	15,50	81,00	3,00	438
	6,00	2.385	2.411	13,89	85,03	1,10	15,00	92,80	1,10	431
03	4,50	2.300	2.464	10,05	83,28	6,70	16,70	60,10	6,70	469
	5,00	2.319	2.445	11,26	83,55	5,20	16,40	68,50	5,20	528
	5,50	2.338	2.428	12,48	83,79	3,70	16,20	77,00	3,70	496
	6,00	2.350	2.411	13,69	83,77	2,50	16,20	84,40	2,50	536

Tabela 11 : Resumo Ensaio Marshall

Com os resultados obtidos na tabela 11, para cada mistura, foi confeccionado o gráfico (Vv% X teor de ligante), figura 16, de onde se obteve o teor de ligante para cada mistura.

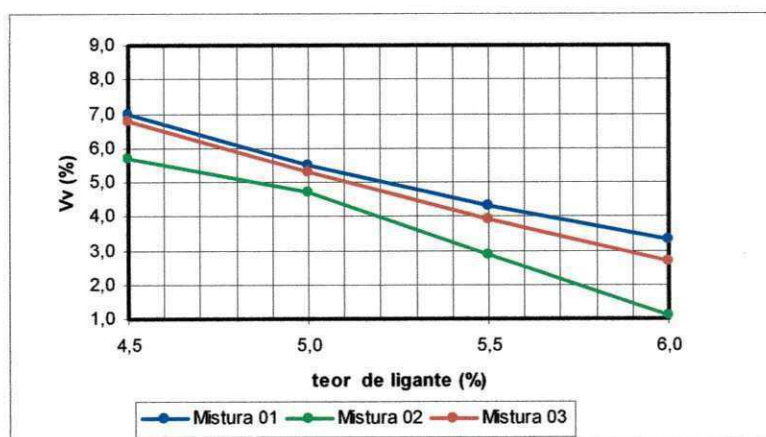


Figura 16: Definição do teor de Ligante de Projeto.

Os teores de ligante de projeto obtidos através da figura 16 foram: Mistura 01: 5,6% de ligante, Mistura 02: 5,2% de ligante, Mistura 03: 5,4% de ligante.

A tabela 12 contém o resumo dos resultados dos ensaios Marshall das misturas descontínuas tipo SMA.

Mistura	% Ligante	Densidades		Volumes - % Total			Vazios Agregado Mineral %	Volume Vazios %	Relação Betume Vazios %	Estabilidade kg
		Aparente kg/m ³	Teórica kg/m ³	Ligante	Agregado	Vazios				
04	6,00	2,236	2,425	13,023	79,183	7,8	20,8	7,8	62,6	594
	6,50	2,294	2,408	14,478	80,827	4,7	19,2	4,7	75,5	608
	7,00	2,308	2,391	15,684	80,870	3,4	19,1	3,5	82,0	594
05	6,00	2,25	2,43	13,09	79,53	7,4	20,47	7,4	63,94	515
	6,50	2,250	2,408	14,199	79,228	6,6	20,77	6,6	68,36	477
	7,00	2,254	2,391	15,317	78,938	5,7	21,1	5,7	72,7	493
	8,00	2,249	2,358	17,467	77,916	4,6	22,1	4,6	79,1	434
04-A	8,500	2,262	2,341	18,666	77,943	3,4	22,1	3,4	84,6	416
	6,00	2,245	2,425	13,08	79,52	7,4	20,5	7,4	63,9	553
	6,50	2,258	2,408	14,253	79,552	6,2	20,4	6,2	69,7	517
	7,00	2,303	2,391	15,649	80,673	3,7	19,3	3,7	81,0	443
05-A	7,50	2,311	2,374	16,825	80,520	2,7	19,5	2,7	86,4	411
	7,00	2,230	2,391	15,16	78,10	6,70	21,90	6,7	69,2	420
	7,50	2,263	2,374	16,479	78,835	4,70	21,2	4,7	77,9	440
	8,00	2,268	2,358	17,615	78,575	3,80	21,40	3,8	82,2	342
	8,50	2,271	2,341	18,738	78,242	3,00	21,80	3,00	86,1	394

Tabela 12: Resumo Ensaio Marshall

Com os resultados obtidos na tabela 12, para cada mistura, foi confeccionado o gráfico (Vv% X teor de ligante), figura 17 de onde se obteve o teor de ligante para cada mistura.

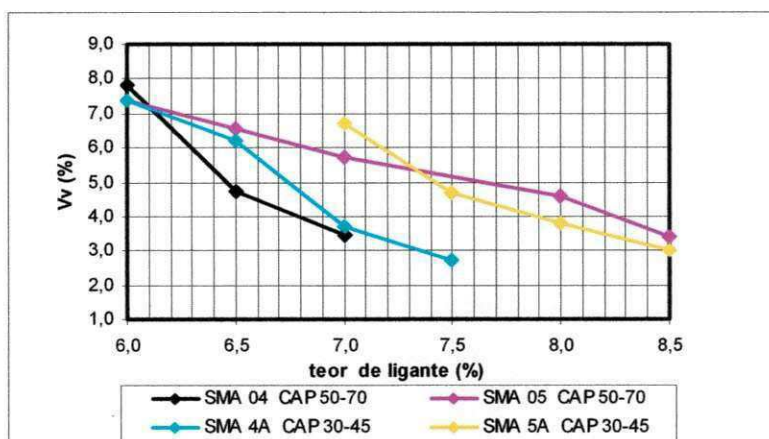


Figura 17: Definição do Teor de Ligante de Projeto

Os teores de ligante de projeto obtidos através da figura 17 foram: Mistura 04: 6,8 %, Mistura 05: 8,25 %, Mistura 04-A: 6,9 %, Mistura 05-A: 7,8 %.

Resultados do ensaio de Resistência à Tração estão apresentados na tabela 13.

Mistura	Tipo	Ligante	Resistência à Tração (Kg/cm ²)
01	Densa e Contínua	CAP 50/70	7,67
02	Densa e Contínua	CAP 50/70	7,59
03	Densa e Contínua	CAP 50/70	8,13
04	Descontínua (SMA)	CAP 50/70	6,12
04A	Descontínua (SMA)	CAP 30/45	8,88
05	Descontínua (SMA)	CAP 50/70	5,44
05A	Descontínua (SMA)	CAP 30/45	8,07

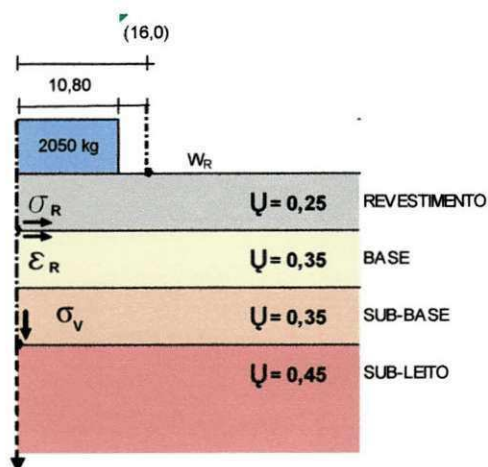
Tabela 13: Resultados de Ensaio de resistência a tração

Para o revestimento asfáltico foram determinados os módulos resilientes. Os resultados dos ensaios de compressão diametral de CBUQ são mostrados na tabela 14 a seguir:

Parâmetro	CBUQ						
	Densas e contínuas			Descontínuas (SMA)			
	Mistura 01	Mistura 02	Mistura 03	Mistura 04	Mistura 04-A	Mistura 05	Mistura 05-A
Módulo Resiliência Kg/cm ²	26.265	25.974	25.176	46.157	42.840	40.481	42.460

Tabela 14 : Módulos de resiliência das misturas.

Através do FEPAVE, obtiveram-se os valores da tensão de tração, diferença de tensão e deformação específica na fibra inferior do CBUQ, tensão normal no topo do subleito e deflexão na superfície do pavimento (A deflexão foi multiplicada por 2 para simular o efeito da roda dupla). Para cada mistura variou-se a espessura do revestimento asfáltico, mantendo-se constante as espessuras da base e sub-base. Nas tabelas 15 a 21 estão listados os resultados de cada mistura.



PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm2	cm/cm	Kg/cm2	Kg/cm2
432	15	20	2,5	42,0	4,601	2,874E-04	12,125	0,229
432	15	20	4,0	40,0	2,968	2,263E-04	8,023	0,182
432	15	20	5,0	39,0	3,215	2,316E-04	6,859	0,163
432	15	20	6,0	38,1	5,711	3,141E-04	7,968	0,147
432	15	20	7,5	36,6	4,003	2,221E-04	6,169	0,131
432	15	20	8,0	36,0	4,653	2,391E-04	6,557	0,126
432	15	20	10,0	33,8	3,223	1,717E-04	5,075	0,112
432	15	20	12,0	32,0	2,706	1,411E-04	4,355	0,099
432	15	20	12,5	31,2	2,636	1,383E-04	4,217	0,095
432	15	20	14,0	29,4	2,324	1,208E-04	3,788	0,087
432	15	20	15,0	28,4	2,254	1,158E-04	3,629	0,082
432	15	20	18,0	25,6	1,921	9,420E-05	3,066	0,070
432	15	20	20,0	23,8	1,727	8,280E-05	2,734	0,064

Tabela 15: Resultados do FEPAVE para a mistura 01.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm2	cm/cm	Kg/cm2	Kg/cm2
432	15	20	2,5	47,4	-11,101	2,532E-04	11,440	0,278
432	15	20	4,0	40,0	3,552	2,339E-04	8,791	0,183
432	15	20	5,0	39,0	2,506	2,168E-04	6,377	0,164
432	15	20	6,0	38,0	5,168	2,531E-04	7,692	0,147
432	15	20	7,5	36,6	3,086	2,038E-04	5,492	0,132
432	15	20	8,0	36,1	3,154	1,872E-04	5,534	0,128
432	15	20	10,0	34,0	3,084	1,637E-04	5,058	0,112
432	15	20	12,0	31,7	2,476	1,350E-04	4,189	0,098
432	15	20	12,5	30,2	2,533	1,341E-04	4,167	0,096
432	15	20	14,0	29,6	2,301	1,208E-04	3,778	0,086
432	15	20	15,0	28,4	2,185	1,131E-04	3,588	0,083
432	15	20	18,0	25,7	1,889	9,440E-05	3,045	0,071

Tabela 16: Resultados do FEPAVE para a mistura 02.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm2	cm/cm	Kg/cm2	Kg/cm2
432	15	20	2,5	41,8	-1,839	-1,281E-04	5,260	0,231
432	15	20	4,0	40,0	0,857	1,704E-04	5,683	0,185
432	15	20	5,0	39,2	3,812	2,522E-04	7,522	0,163
432	15	20	6,0	38,2	4,162	2,501E-04	7,052	0,149
432	15	20	7,5	36,6	3,571	2,152E-04	5,893	0,133
432	15	20	8,0	36,2	3,491	2,075E-04	5,786	0,129
432	15	20	10,0	34,1	3,142	1,786E-04	5,052	0,113
432	15	20	12,0	31,9	2,575	1,439E-04	4,258	0,099
432	15	20	12,5	31,3	2,413	1,327E-04	4,064	0,096
432	15	20	14,0	29,8	2,327	1,270E-04	3,789	0,088
432	15	20	15,0	28,7	2,128	1,143E-04	3,541	0,083

Tabela 17: Resultados do FEPAVE para a mistura 03.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm2	cm/cm	Kg/cm2	Kg/cm2
432	15	20	2,5	41,1	19,87	4,912E-04	20,390	0,200
432	15	20	4,0	38,9	10,76	3,328E-04	13,230	0,162
432	15	20	5,0	37,8	7,07	2,387E-04	9,260	0,144
432	15	20	6,0	36,6	5,66	1,855E-04	8,040	0,131
432	15	20	7,5	34,8	5,47	1,614E-04	7,300	0,117
432	15	20	8,0	34,1	5,32	1,557E-04	7,100	0,112
432	15	20	10,0	31,5	4,05	1,174E-04	5,730	0,098
432	15	20	12,0	28,9	3,67	1,026E-04	5,110	0,087
432	15	20	12,5	28,3	3,66	1,037E-04	5,040	0,083
432	15	20	15,0	25,3	3,19	8,622E-05	4,380	0,071

Tabela 18: Resultados do FEPAVE para a mistura 04.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm2	cm/cm	Kg/cm2	Kg/cm2
432	15	20	2,5	43,0	26,48	7,465E-04	34,627	0,220
432	15	20	4,0	39,2	1,563	1,446E-04	6,186	0,167
432	15	20	5,0	38,1	8,219	2,791E-04	10,548	0,147
432	15	20	6,0	36,9	5,256	1,795E-04	7,685	0,136
432	15	20	7,5	35,2	5,612	1,822E-04	7,410	0,120
432	15	20	10,0	32,0	4,051	1,312E-04	5,711	0,101
432	15	20	12,0	29,6	3,552	1,147E-04	4,980	0,088
432	15	20	12,5	29,0	3,507	1,124E-04	4,895	0,085
432	15	20	15,0	26,0	2,877	9,110E-05	4,130	0,074

Tabela 19: Resultados do FEPAVE para a mistura 05.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm ²	cm/cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²
432	15	20	2,5	40,8	12,20	3,007E-04	18,428	0,205
432	15	20	4,0	39,1	10,84	2,650E-04	14,946	0,163
432	15	20	5,0	38,0	7,42	2,398E-04	10,101	0,147
432	15	20	6,0	36,8	5,28	1,843E-04	7,940	0,133
432	15	20	7,5	35,0	5,79	1,710E-04	7,704	0,120
432	15	20	8,0	34,4	5,11	1,648E-04	6,844	0,114
432	15	20	10,0	31,8	4,23	1,323E-04	5,869	0,099
432	15	20	12,0	29,3	3,56	1,096E-04	5,010	0,088
432	15	20	12,5	28,7	3,51	1,058E-04	4,905	0,084
432	15	20	15,0	25,8	3,00	8,810E-05	4,240	0,072

Tabela 20 : Resultados do FEPAVE para a mistura 04-A.

PAVIMENTO				ESFORÇOS				
Sub-leito H	Sub-base H	Base H	Revestimento H	Deflexão X 10 E-2	Tensão tração	Deformação específica	Diferença de tensões	Tensão Vertical
cm	cm	cm	cm	mm	Kg/cm ²	cm/cm	Kg/cm ²	Kg/cm ²
432	15	20	2,5	41,1	4,50	1,785E-04	10,226	0,208
432	15	20	4,0	39,1	6,94	2,701E-04	9,955	0,164
432	15	20	5,0	37,9	5,79	1,774E-04	9,357	0,147
432	15	20	6,0	36,8	7,65	2,341E-04	9,554	0,134
432	15	20	7,5	35,0	4,33	1,412E-04	6,569	0,119
432	15	20	10,0	31,8	4,32	1,388E-04	5,908	0,100
432	15	20	12,0	29,3	3,76	1,154E-04	5,159	0,087
432	15	20	12,5	28,7	3,44	1,051E-04	4,878	0,084
432	15	20	15,0	25,8	2,90	8,740E-05	4,154	0,072

Tabela 21: Resultados do FEPAVE para a mistura 05-A.

A tabela 22 contém os resultados da tensão vertical limite. Observou-se que para as sete misturas, e mesmo com variação das espessuras utilizadas no revestimento asfáltico, os módulos do subleito foram constantes.

Mistura	Tipo	Ligante	Módulo Subleito kg/cm ²	Tensão Vertical Limite kg/cm ²
1	Densa e Contínua	CAP 50/70	617	0,558
2	Densa e Contínua	CAP 50/70	617	0,558
3	Densa e Contínua	CAP 50/70	617	0,558
4	Descontínua (SMA)	CAP 50/70	617	0,558
4A	Descontínua (SMA)	CAP 30/45	617	0,558
5	Descontínua (SMA)	CAP 50/70	617	0,558
5A	Descontínua (SMA)	CAP 30/45	617	0,558

Tabela 22: Resumo resultados tensão vertical limite.

A temperatura para confecção e compactação das misturas foram obtidos em função do gráfico viscosidade x temperatura dos ligantes (tabela 23). A figura 18 contém o gráfico com o ligante, CAP 50/70 e a figura 19 com o ligante CAP 30/45.

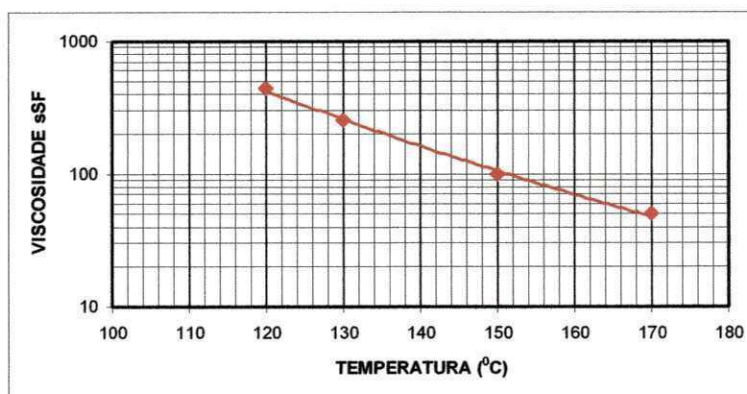


Figura 18: Gráfico Viscosidade X Temperatura do Ligante Asfáltico CAP 50/70.

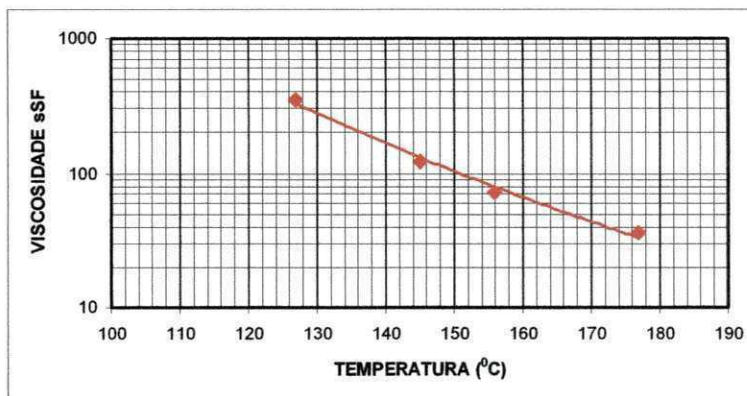


Figura 19: Gráfico Viscosidade X Temperatura do Ligante Asfáltico CAP 30/45.

Ligante	Temperatura ° C	
	Confeção	Moldagem
CAP 50/70	152,5 a 156	142 a 146,5
CAP 30/45	152 a 157	141 a 146

Tabela 23: temperatura para confecção e compactação das misturas

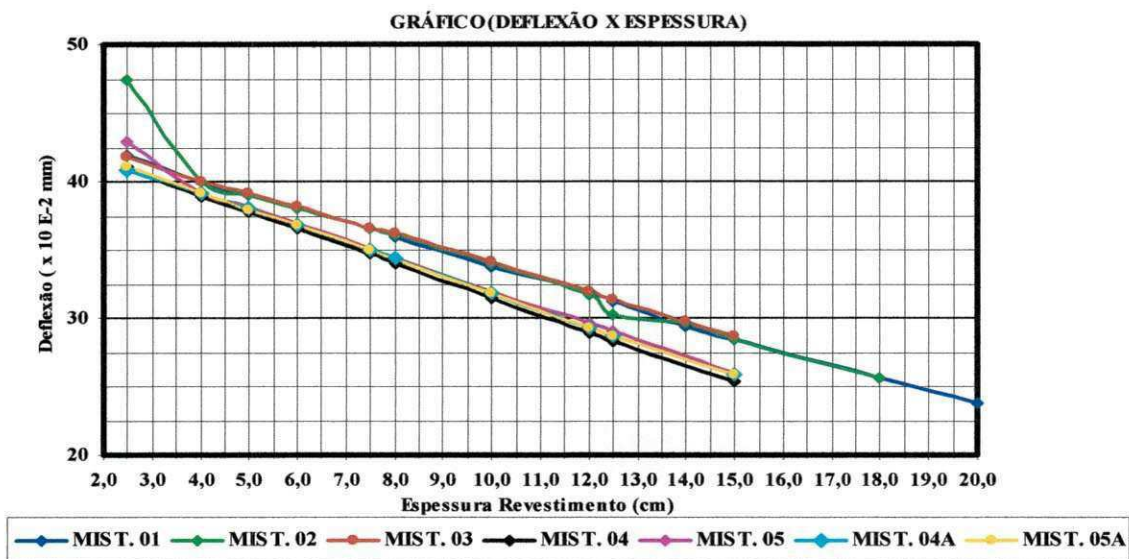


Figura 20: Deflexão das estruturas estudadas para cada mistura.

Observa-se que todas as deflexões encontradas estão com valores inferiores a deflexão admissível ($D_{adm} = 43 \times 10^{-2} \text{ mm}$), a única deflexão com valor superior a D_{adm} , corresponde a mistura 02, com espessura de revestimento asfáltico de 2,5cm.

GRÁFICO(TENSÃO TRAÇÃO X ESPESSURA)

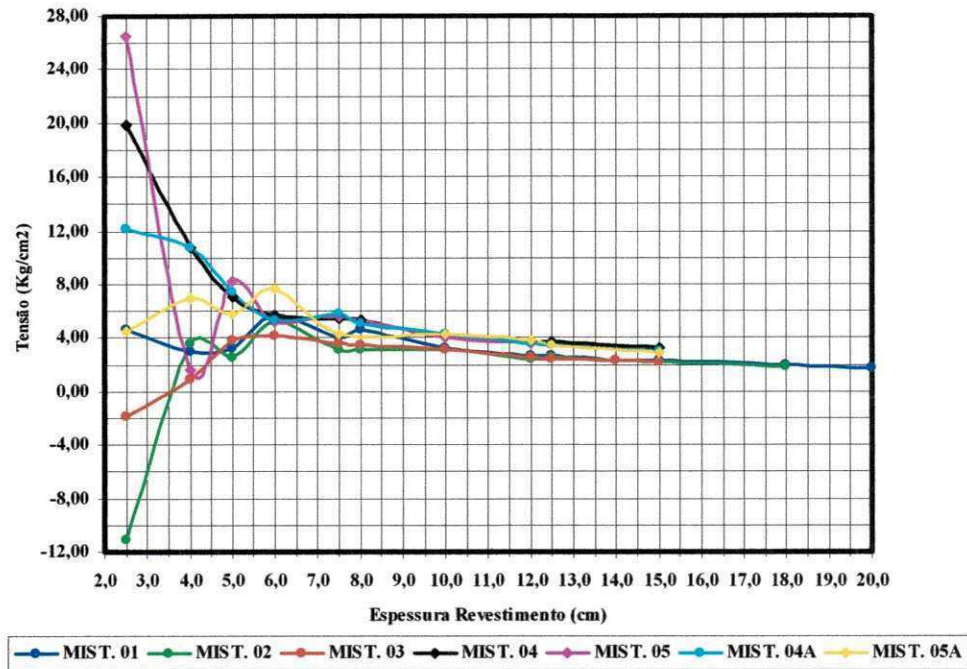


Figura 21 . Tensão de tração fibra inferior do CBUQ x Espessura do revestimento asfáltico.

As misturas 01, 02 e 03, apresentaram valores da tensão de tração na fibra inferior do revestimento menores, enquanto as outras misturas não.

GRÁFICO(TENSÃO VERTICAL X ESPESSURA)

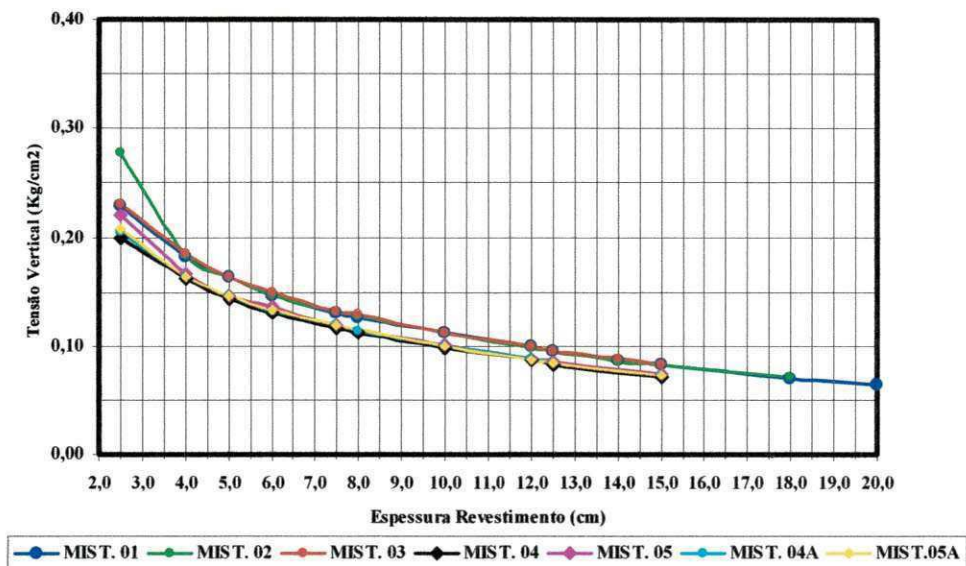


Figura 22. Tensão Vertical do Subleito x Espessura do Revestimento Asfáltico.

Observa-se na figura 22, que os valores das tensões encontradas para as misturas, e com a variação da espessura do revestimento, foram inferiores a tensão limite, cujo valor é de $0,558 \text{ kg/cm}^2$.

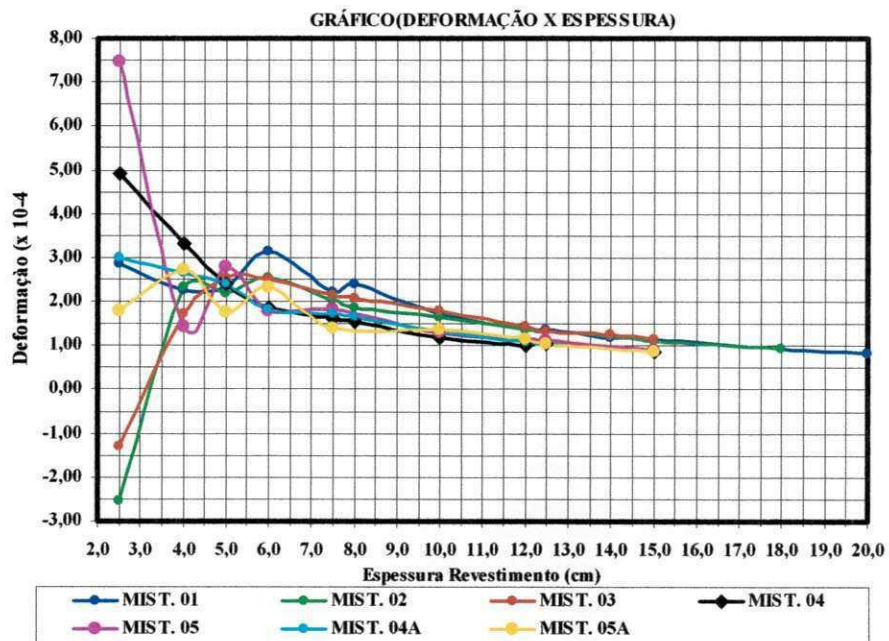


Figura 23. Deformação Específica x Espessura do revestimento asfáltico.

Observa-se que, nenhuma das misturas estudadas e com a variação da espessura do revestimento asfáltico apresentaram deformação menor que as especificadas.

GRÁFICO(DIFERENÇA DE TENSÕES X ESPESSURA)

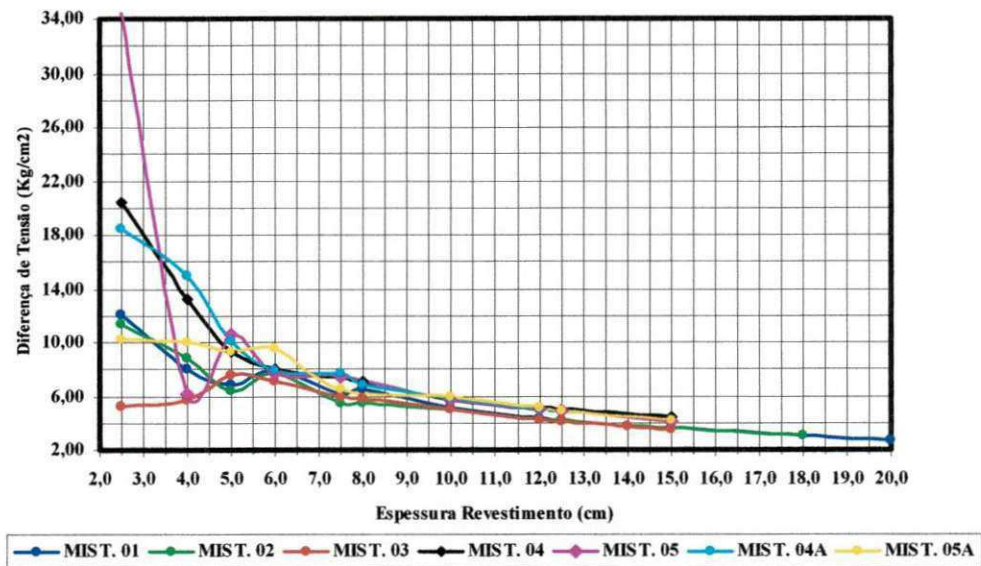


Figura 24. Diferença de Tensões x Espessura do Revestimento Asfáltico.

GRÁFICO(NUMERO "N" x ESPESSURA DO REVESTIMENTO)

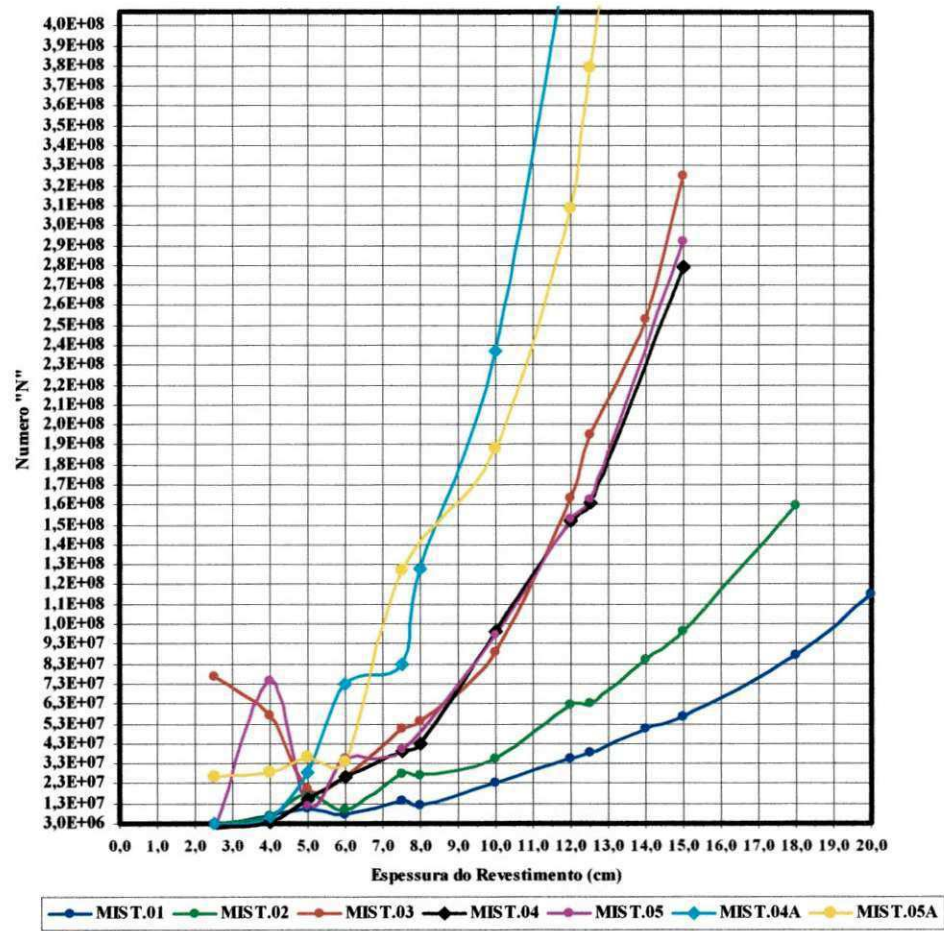


Figura 25: . Número "N" x Espessura do Revestimento.

8.0 – CONCLUSÕES

Da análise do gráfico apresentado na Figura 25, temos:

-Mistura 01

Considerando a estrutura do pavimento projetada (Sub-Base 15,00cm, Base 20,00cm e CBUQ 12,00cm), e utilizando com revestimento a mistura 01, que foi elaborada com seixo in-natura, granulometria atendendo a faixa “C” do DNIT, a PFAM encontrando-se dentro da faixa recomendada e granulometria para PTMN de 12,5mm, verifica-se que o número “N” que a estrutura suporta, até apresentar 20% de área trincada, será de $N=3,7E+07$ o que corresponde a aproximadamente 4 anos de vida. No mesmo gráfico temos a espessura necessária de CBUQ, para uma vida de 10 anos ($N=1,1E+08$). Com isto a estrutura passaria a ter Revestimento (CBUQ): 19,50cm; Base: 20,00cm; Sub-Base: 15,00cm.

Com a utilização de 12,0cm em CBUQ, obteve-se uma vida útil de aproximadamente 4 anos, no entanto verifica-se que o pavimento construído já suportou um período de aproximadamente 5 anos, e ainda não apresentou trincas de fadiga, isto evidência a necessidade de realizar pesquisas em campo para a obtenção do fator campo-laboratório para a região.

-Mistura 02

Com a mesma estrutura projetada (Sub-Base 15,00cm, Base 20,00cm e CBUQ 12,00cm) e substituindo a mistura 01, pela mistura 02, que foi moldada com seixo in-natura com ajuste na granulometria, granulometria atendendo a faixa “C” do DNIT, todos os parâmetros do método Bailey atendendo a faixa recomendada, granulometria atendendo aos pontos de controle, mas passando dentro da zona de restrição para PTMN de 19,00mm, temos uma melhora na previsão da vida de fadiga, obtendo um “N” de $6,3E+07$, que corresponde a um período de 6 anos. Para atender um período de 10 anos ($N=1,1E+08$), a espessura do CBUQ sofrerá um acréscimo inferior quando da utilização da mistura 01, a estrutura do pavimento será, Revestimento (CBUQ): 15,50cm, Base: 20,00cm, Sub-Base: 15,00cm.

-Mistura 03

Com a estrutura projetada (Sub-Base 15,00cm, Base 20,00cm e CBUQ 12,00cm) e utilizando-se a mistura 03, que apresenta seixo britado, granulometria atendendo a faixa “C” do DNIT, todos os parâmetros do método Bailey atendendo as faixas recomendadas, granulometria atendendo aos pontos de controle, mas passando

dentro da zona de restrição para PTMN de 19,00mm, temos uma situação bem favorável, segundo o gráfico da Figura 8, poderemos diminuir a espessura do CBUQ, para atendimento a uma vida de projeto de 10 anos ($N=1,10E+08$). A estrutura do pavimento seria: Revestimento (CBUQ): 10,50cm, Base: 20,00cm, Sub-Base: 15,00cm.

9.0 – REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Vasconcelos K. L. (2004), Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias. Dissertação de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.
2. DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1995) ME 43 - Misturas Betuminosas a Quente – ensaio Marshall.
3. DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (1998) ME 83 - Agregados – análise granulométrica.
4. Medina, J. (2005) Mecânica dos Pavimentos. 2ª ed., Rio de Janeiro, Editora UFRJ.
5. Pinto, S., Preussler, E., Pavimentação Rodoviária: Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. 2ª ed., Rio de Janeiro, Copiart.