REVISÃO DAS DIMENSÕES DAS PISTAS DO AEROPORTO SANTOS DUMONT – RIO DE JANEIRO

Reinaldo Moreira Del Fiaco
Carolina Lourenço Santiago
Luiz Antônio Silveira Lopes
Instituto Militar de Engenharia
Pós-Graduação em Engenharia de Transportes

RESUMO
O objetivo deste trabalho é revisar o procedimento de cálculo de dimensão e direção magnética para pistas de aeródromos, sendo a aplicação para aeroportos já em operação. As direções dos ventos tendem a mudar conforme as interferências climatológicas. As aeronaves pousam e decolam contra a direção do vento, entretanto as direções muito divergentes do posicionamento da pista e intensidades fortes dificultam as operações do aeródromo. Utilizou-se o Aeroporto Santos Dumont, localizado no Rio de Janeiro, como objeto de estudo. O trabalho também expõe o histórico de arremetidas por motivos meteorológicos. O resultado apresentado para os últimos anos mostra que atualmente a direção da pista é adequada à infraestrutura existente. Porém, devido à localização do aeroporto, mudanças de posicionamento são grandes obstáculos para o futuro. Além disso, o trabalho traz sugestões para melhoria da análise de dados de arremetidas que ali ocorrem.

ABSTRACT
The goal of this work is review the procedure to calculate the magnetic direction for aerodrome runways, being the application for airports already in operation. The directions of the winds tend to change according to the climatological interferences and of magnetic declinations. Aircraft land and take off against the direction of the wind, however, wind directions very divergent from the course of the runway and strong intensities hamper the operations of the aerodrome. It was used the Santos Dumont Airport, located in Rio de Janeiro, as object of study. The work also exposes the history of go arounds caused by meteorological reasons and projects the direction and average intensity of the wind for the study region. The result presented for the last years shows that currently the direction of the track is adequate to the existing infrastructure. In addition, the paper brings suggestions for improving the analysis of go around data that occur there.

1. INTRODUÇÃO

As arremetidas são procedimentos normais de segurança que devem ser feitas quando a aeronave não está estabilizada em sua rampa ideal de descida, com ventos que dificultam a aproximação ou em situações anormais de operação da pista. O resultado de uma arremetida bem executada é a segurança, mas que, por outro lado, gera custos e deixa janelas de *slots* mais apertadas para a operação em solo.

O Aeroporto Santos Dumont (SBRJ) é localizado na cidade do Rio de Janeiro, as margens da Bahia de Guanabara. Mota (2016) ressalta que a preocupação do Departamento de Aeronáutica Civil (DAC) de construir o aeroporto próximo ao centro urbano foi em função da economia em deslocamentos para a Força Aérea e para a população. Segundo ANAC (2016) o SBRJ é o 3° aeroporto com maior movimentação do Brasil na categoria de até 2,5 milhões de passageiros embarcados e desembarcados por ano, e o 7° em relação a todos os aeroportos do país. Suas pistas são operadas com severas restrições de treinamentos para pilotos, observações de vento e peso das aeronaves (TAM, 2008).

A construção do SBRJ começou em 1934, tendo as primeiras movimentações de aeronaves em 1935, utilizando 400 metros de pista. Inaugurado em 1936, foi construído com pista de 700 metros de comprimento e oficializado como o primeiro aeroporto civil do país. Antes disso, os demais aeródromos eram todos classificados como militares. A construção foi de acordo com a observação de ventos e da demanda de aeronaves da época. Mota (2016)

ressalta a preocupação da Força Aérea e de Getúlio Vargas para que a capital do país tivesse um aeroporto capaz de se expandir suas capacidades operacionais ao longo do tempo. A última expansão da pista ocorreu em 1947 para os atuais 1323 metros de extensão e 42 metros de largura para poder operar o Boeing 377 (Acervo O Globo, 2013; Coelho, 2006).

A partir de 2007 a aeronave de projeto do SBRJ passou a ser considerado o Boeing 737-800 Short Field Performance (B737-8 SFP) que tem os limites superiores de velocidades de vento de 25 kt de frente e cruzado (até 30 graus em relação ao eixo longitudinal), e 10 kt de vento de cauda. O desenvolvimento desta aeronave é considerado como *benchmarking* do setor sobre o desenvolvimento de um projeto de sucesso a partir do reporte da necessidade de um cliente. A GOL Linhas Aéreas Inteligentes, em 2004, reportou a Boeing a demanda de operar na rota Congonhas (São Paulo) – Santos Dumont com uma aeronave com maior capacidade do que o Boeing 737-700.

Uma característica dos dois aeroportos é de terem pistas curtas, o que leva a restrições operacionais complexas, sendo ambas umas das menores pistas de operação de aeronaves de médio porte do mundo. A Boeing então estudou a possibilidade de modificar o pacote aerodinâmico do Boeing 737-800 para que operasse em aeródromos com este tipo de restrição. O resultado foi o B 737-8 SFP com ângulo de abertura maior no *spoilers*, mudança de programação nos *slats* e patim de proteção da estrutura da cauda. No primeiro ano com a nova aeronave, a GOL pôde aumentar sua oferta em 30% (GOL, 2007).

O projeto de aeródromos consiste em determinar qual será a maior aeronave em operação e a partir de então especificar quais são as restrições de largura, comprimento, declividade, tipo de revestimento e camadas de pavimento da pista. A escolha da disposição da infraestrutura depende da forma e do tamanho do sítio aeroportuário, obstáculos naturais e artificiais, como também da projeção de demanda de passageiros e carga (ICAO, 1999). As práticas para construção, manutenção e operação dos aeródromos foi estabelecida pela Organização da Aviação Civil Internacional (ICAO), estas práticas foram aceitas por diversos países na Convenção sobre Aviação Civil Internacional em 1944 para garantir a segurança das operações aéreas (Wells; Seth, 2014). Os mesmos procedimentos sugeridos pela ICAO (1999) são utilizados pela FAA (2014) e ANAC (2016).

Segundo Stolzer; Halford; Goglia (2011) os investimentos em segurança na aviação devem assegurar a identificação de perigos, atribuir responsabilidades, monitorar e mensurar a eficácia dos controles de riscos. Os gestores aeroportuários devem atentar sobre a interfase da infraestrutura aeroportuária e da navegação em relação as condições meteorológicas com o objetivo de assegurar a segurança do voo. (Wells; Seth, 2014)

Branham (2013) analisou as causas dos acidentes na aviação geral nos Estados Unidos por perda de controle durante as aproximações e pouso, como resultado encontrou que 73,06% dos acidentes ocorrem pelo fator contribuinte de falha dos pilotos em manter a velocidade do ar; 32,12% por erro de julgamento; 29,02% por tempo meteorológico significativo; 18,65% por aproximação não estabilizada; e entre outros fatores. O efeito do vento sobre os voos foi considerado como de difícil percepção sem instrumentos digitais, como sítios meteorológicos mais sofisticados e a falta de instrumentos de navegação como o *Instrument Landing System* (ILS). Branham (2013) conclui que a falta de experiência e de melhores metodologias para o ensino da percepção da direção dos ventos em voo podem ser considerados fatores

contribuintes para os acidentes analisados, e sugere que estudos específicos sejam feitos.

Vivaldi (2004), através de avaliações de simulações, mostrou que conforme a direção varia e a intensidade do vento aumenta, a performance do piloto diminui, mas não afeta significantemente na carga de trabalho. Entretanto, não foi levado em consideração a fadiga mental na amostra e a experiência.

Segundo o Centro de Prevenção de Acidentes Aeronáuticos (CENIPA, 2017) ocorreram 115 acidentes e 21 incidentes graves de 2006 até 2016 que tiveram como fator contribuinte as condições meteorológicas adversas. Foram registrados 18 perdas de vidas humanas e 6 aeronaves destruídas. Os aspectos contribuintes para acidentes causados por fatores meteorológicos são: mau julgamento de pilotagem; supervisão gerencial de cabine; erro na aplicação de comandos; percepção; pouca experiência do piloto; atenção; estado emocional; e fraseologia (Branham, 2013; CENIPA, 2017).

O objetivo deste trabalho é revisar o procedimento de cálculo das dimensões e da direção magnética para pistas de aeródromos. Utilizou-se o Aeroporto Santos Dumont (SBRJ), localizado no Rio de Janeiro, como objeto de estudo. O trabalho também expõe o histórico de arremetidas por motivos meteorológicos. A seção 2 apresenta o método; a seção 3 expõe o histórico de arremetidas e o anemograma; encerrando com as considerações e as referências bibliográficas.

2. MÉTODO

Este trabalho apresenta variáveis quantitativas discretas para a estatística descritiva para os dados sobre arremetidas e o tempo presente no SBRJ. A quantidade de voos do transporte aéreo regular, não-regular e aviação geral são contabilizados no levantamento de dados sobre arremetidas. São atributos qualitativos: o tipo de aeronave; esteira de turbulência; o motivo da arremetida; e a descrição da ocorrência da arremetida. O histórico foi obtido junto às equipes de Navegação Aérea e de Segurança de Voo do SBRJ, e compõem os anos de 2012 até 2016.

Para o tempo presente no Aeroporto Santos Dumont são empregadas a intensidade em nós (kt); direção do vento em grau (º); e a pressão da estação meteorológica reduzida ao nível do mar (QNH). Os dados de observação de fenômeno meteorológico (METAR) foram obtidos com o apoio do banco de dados do *Wyoming Weather Web* da Universidade de Wyoming e abrangem os anos de 1996 até 2016.

A esteira de turbulência é dividida em Leve, Moderada e Pesada. Cada categoria é associada ao Peso Máximo de Decolagem, sendo até 7.000 kg, até 136.000 kg e acima de 136.000 kg, respectivamente (BRASIL, 2016). A estatística descritiva das arremetidas ocorridas no SBRJ é separada conforme a categoria da esteira de turbulência. Devido à infraestrutura da pista, de curta distância, não há operação de aeronaves com esteira de turbulência pesada.

O SBRJ tem duas pitas para pouso e decolagens que são: a 02 esquerda (L) e 20 direita (R); e a 02 R e 20 L, sendo esta a mais utilizada devido à resistência do pavimento, largura e comprimento. A exibição do grau magnético ou do rumo magnético das pistas exclui o último zero da direita, portanto o grau magnético das pistas são: 20° L e 200° R e 20° R e 200° L. A 02 L/20 R tem a dimensão de 1260x30 metros e *Paviment Classification Number* (PCN) 39; e a 02R/20L tem a dimensão de 1323x42 metros e PCN 65. Em ambas o revestimento é

asfáltico, com resistência média, pois a pressão admissível dos pneus média (até 1,50 Mpa – 217 psi) e o método de avaliação foi técnica (DECEA, 2017). A figura 1 mostra a Carta de Aeródromo de SBRJ com a disposição da infraestrutura no sítio aeroportuário (DECEA, 2016; DECEA, 2017).

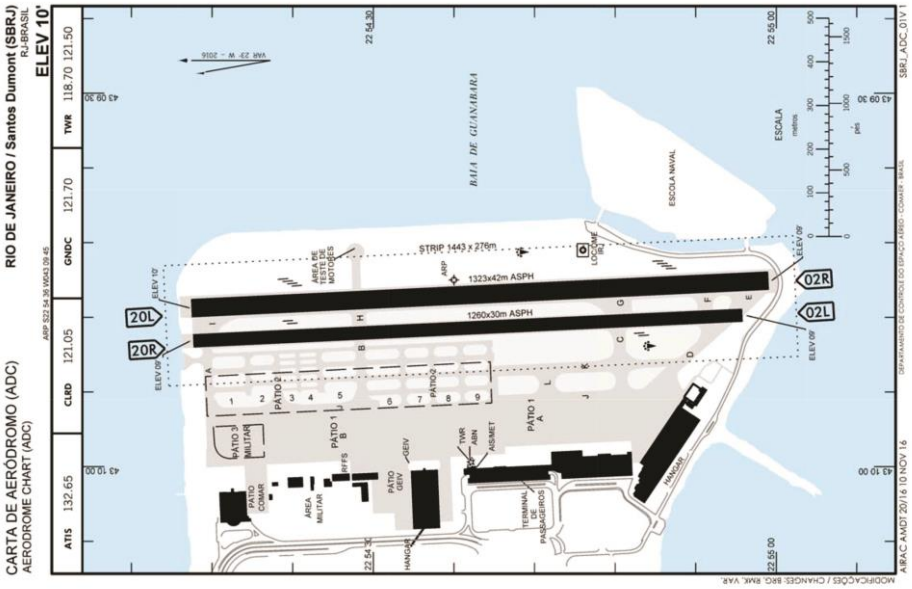


Figura 1: Carta de Aeródromo de SBRJ (DECEA, 2016)

2.1. Dimensões de pista

2.1.1 Comprimento

ICAO (1999) recomenda que uma segunda pista exista para aliviar o congestionamento da primeira pista, ser funcional para diferentes tipos de aeronaves ou quando o fator de usabilidade da primeira pista for inferior a 95%. Outra restrição é em relação ao comprimento da pista. As limitações consideradas são: intensidade do vento cruzado e as restrições de operação da aeronave de projeto. O comprimento necessário de pista de decolagem para o B737 SFP, utilizado no SDU, foi obtido em Boeing (2013). Com a intensidade do vento superior a 20 kt o tamanho da pista deverá ser menor ou igual a 1500 m; para a intensidade do vento acima de 13 kt e até 19 kt o comprimento da pista deverá ser menor ou igual a 1200 m; e com vento de 10 kt até 12 kt o comprimento da pista poderá ser menor ou igual a 1200 m (ICAO, 1999).

2.1.2 Largura

De acordo com ANAC (2012), a largura de uma pista não deve ser inferior à dimensão apropriada especificada na tabela 1:

Tabela 1: Tabela de referência de largura de pista (ICAO, 1999)

Código	A	B	C	D	E	F
1*	18m	18m	23m	-	-	-
2*	23m	23m	30m	-	-	-
3	30m	30m	30m	45m	-	-
4	-	-	45m	45m	45m	60m

*As combinações de números e letras de código para as quais as larguras são especificadas foram desenvolvidas para características típicas de aeronaves.

A largura de uma pista de aproximação de precisão não deve ser inferior a 30 m quando o número de código for 1 ou 2.

2.1.3 Direção

Uma pista de pouso é orientada, ou seja, estará apontada, para a direção relativa ao norte magnético, tendo como fatores preponderantes: as direções que prezem por área livres e as condições do vento na área em que se pretende construir a pista de pouso. A equação 1 mostra o cálculo do rumo magnético de pista a partir do rumo verdadeiro do vento, que é determinado a partir do estudo estatístico dos dados da direção do vento, obtidos para aquela região ao longo do tempo, através de um anemograma, gráfico que é construído no sistema polar, representando fenômenos direcionais.

$$RM = RV - (Do + V \times (T\text{-}To)) \quad (1)$$

em que *RM*: rumo magnético (graus magnéticos);
RV: rumo verdadeiro (graus magnéticos);
Do: declinação magnética do ano inicial;
V: variação anual da declinação magnética;
T: ano em questão (atual); e
To: ano com dado conhecido.

3. RESULTADOS

Os dados transmitidos pela INFRAERO mostram a utilização somente da pista 02R/20L no período de análise das arremetidas.

3.1. Histórico de Arremetidas por Motivos Meteorológicos no SBRJ

A tabela 2 apresenta a quantidade total de pouso e de arremetidas por motivo. Para INFRAERO (2017 b) os motivos de arremetidas são divididos em meteorologia; decisão do piloto; falha no instrumento de auxílio à navegação aérea (NAVAID); falha no serviço de tráfego aéreo (ATS); incursão de pista (presença incorreta de ACFT, veículo ou pessoa na pista de pouso e decolagem); e outros motivos (ANAC, 2016). A quantidade de arremetidas de 2012 até 2016 representa menos de 1% da quantidade de movimentações do aeroporto. Os fatores meteorológicos motivaram 34% do total de arremetidas.

Tabela 2 – Quantidade total de pouso e de arremetidas por motivo

Ano	Pousos	Meteorologia	Piloto	NAV-AID	ATS	Incursão	Outros
2012	52106	195	107		131		
2013	50993	237	100	3	86		
2014	51974	159	89	1	73		
2015	52146	173	90		4	3	64
2016	46408	107	83		1	4	68
	%	0,34%	0,18%	0,002%	0,12%	0,0027%	0,05%

Fonte: Adaptado pelo autor (INFRAERO, 2017 b)

A figura 2 mostra a quantidade de arremetidas por motivos meteorológicos e por cabeceira, sendo que a cabeceira 20L tem 48% mais arremetidas (total de 533) do que a cabeceira 02R (total de 358).

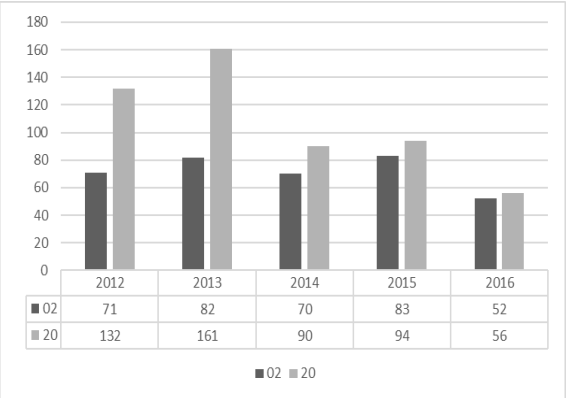


Figura 2: Quantidade de arremetidas por cabeceira (INFRAERO, 2017 b)

As descrições das ocorrências de arremetidas estão contidas na Tabela 3. A descrição Vento de Cauda possui 2 reportes em 2015 para esteira de turbulência leve e 86 ocorrências para esteira de turbulência média nos anos de 2012 até 2015. A descrição "Alta Velocidade" por estar associado ao vento de cauda no qual aumenta a velocidade de solo e pode ter sido a causa de desestabilizar a aeronave durante a aproximação. Sobre a descrição "Desestabilizado" são 2 reportes para esteira leve e 19 para média. As aeronaves com esteira de turbulência leve não reportaram nenhuma arremetida com descrição de vento de través, as aeronaves com esteira média reportaram 8 arremetidas durante os anos analisados. Três arremetidas foram descritas por motivo de vento forte. Todavia a descrição "Não declarado" é a que mais foi reportada pelo controle de tráfego aéreo.

Tabela 3 – Descrição das ocorrências de arremetida

Esteira	Descrição	2012	2013	2014	2015	2016
Leve	Inst. do Controle	-	-	1	-	-
	Desestabilizado	1	1	-	-	-
	Não declarado	6	4	3	-	1
	Vento de cauda	-	-	-	2	-
Média	Inst. do Controle	1	-	-	-	-
	Desestabilizado	2	11	4	2	-
	Não declarado	144	197	115	-	-
	Vento de cauda	1	2	4	44	35
	Vento de través	-	-	1	7	-
	Vento forte	-	-	-	3	-
	Alta velocidade	1	-	-	-	-
	Windshear	-	-	-	19	2
	Turbulência	1	-	-	-	-
	Decisão do piloto	-	-	-	1	-
	Mudança de pista	-	-	-	2	-

Fonte: Adaptado pelo autor (INFRAERO, 2017 b)

Os voos classificados como de transporte aéreo regular são historicamente a maioria em SBRJ. No ano de 2016 foram no total 91600 voos regulares e 14071 voos do transporte aéreo não regular (INFRAERO, 2017 a). As aeronaves do transporte aéreo não regular e da Aviação Geral (aeronaves privadas, aeroclubes e outros) são em maioria de categoria de esteira de turbulência leve. A tabela 4 divide as arremetidas por esteira de turbulência Moderada e com os tipos de aeronave mais utilizadas no transporte aéreo regular.

Tabela 4: Arremetida por esteira de turbulência moderada

Esteira	Tipo	2012	2013	2014	2015	2016
Moderado	A318	21	-	-	-	-
	A319	38	55	45	57	24
	A320	-	-	-	-	3
	AT72	23	-	-	-	-
	B737	6	102	68	69	41
	B738	73	-	-	-	11
	E135	2	-	-	-	-
	E145	-	-	4	-	-
	E190	26	71	36	46	28

Fonte: Adaptado pelo autor (INFRAERO, 2017 b)

O B737 é o tipo de aeronave com o maior número de arremetidas e com a somatória de 286, seguido pelas aeronaves A319 e E190. Estas aeronaves são utilizadas nas empresas aéreas GOL, LATAM e AVIANCA, e AZUL, respectivamente.

3.2 Dimensionamento da pista

A figura 3 mostra o gráfico para consulta do tamanho de pista necessário para a decolagem de acordo com o peso operacional da aeronave. O traço em vermelho mostra a restrição de 57,6 toneladas de peso de decolagem do B737 SFP, conforme o atual comprimento da pista do SBRJ. Para o nível do mar o peso máximo de decolagem do B737 SFP é de 78,9 toneladas para uma pista de aproximadamente 2500 m.

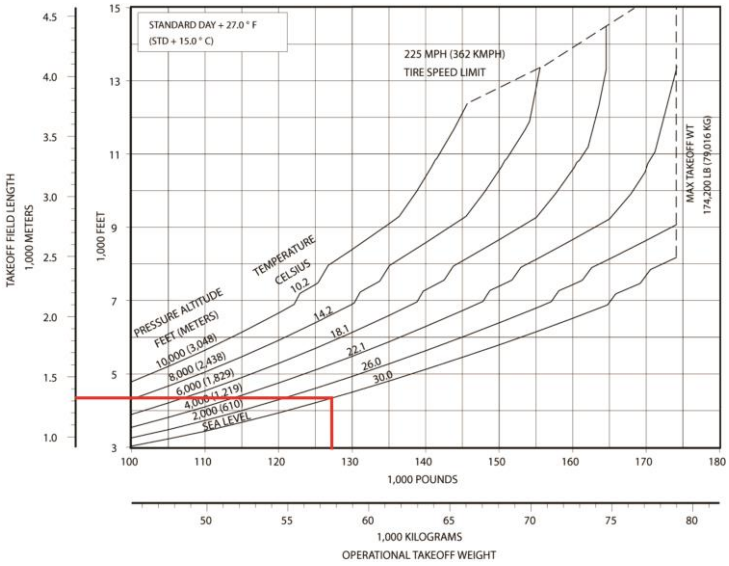


Figura 3: Requerimento de tamanho de pista para decolagem do B737 SFP (Boeing, 2013)

Com relação a largura da pista, de acordo com Boeing (2013), para a B737 SFP é indicada para os códigos letra C e número 4. Ao buscar a informação na tabela 1, a largura mínima indicada é para 45m de largura. Atualmente, a pista possui 42 m.

A figura 4 exibe a intensidade e a direção do vento médio nos últimos cinco anos por faixa de horário (00 hora até às 23 horas). A intensidade dos ventos é dada na diferença de pressão entre uma área de maior pressão atmosférica para uma menor pressão atmosférica, este fenômeno é chamado de Força do Gradiente de Pressão. Por ter suas cabeceiras voltadas para o mar, durante o anoitecer em noites de verão o continente está com pressão mais alta do que o mar, o que gera o efeito de brisa terrestre e diminui a média da direção dos ventos das 14 horas até o amanhecer. O efeito contrário ocorre nas noites de inverno, na qual a pressão mais alta está no oceano.

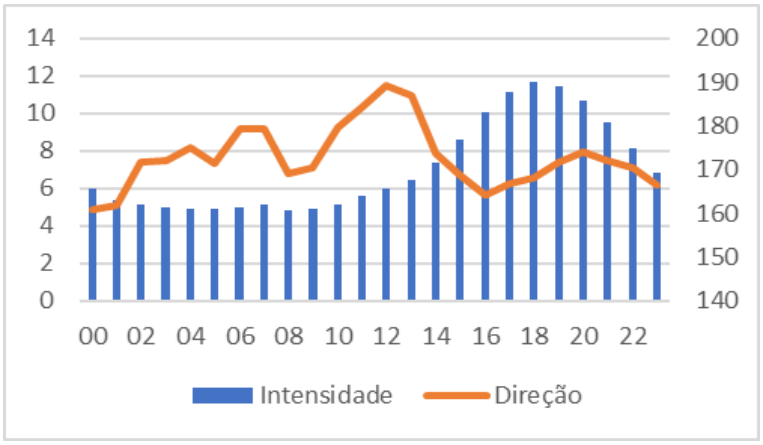


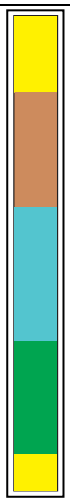
Figura 4: Variação da velocidade média com o volume de tráfego
Fonte: Adaptado pelo autor (Wyoming Weather, 2017)

A tabela 5 apresenta a média dos anos 2012-2017 por mês para as variáveis de Intensidade (kt), Direção do Vento (grau) e para a pressão da estação meteorológica reduzida ao nível do mar (QNH). Os valores médios de QNH são mais altos nas estações de outono e inverno. São épocas do ano com temperatura do ar mais frias, em que o ar está mais denso. Por outro lado, a média dos QNH são mais baixas nas estações de primavera e verão. A intensidade do vento (kt) é inverso ao QNH, na qual as áreas de baixa pressão recebem o vento vindo das áreas de alta pressão dado ao equilíbrio normal da atmosfera (Sonnemaker, 2009). A média da direção do vento mostra que a direção é predominante das coordenadas sul e sudeste, conforme a geografia do Rio de Janeiro e a posição do SBRJ.

A figura 5 mostra a declividade magnética da região do SBRJ. A declinação magnética da região, de acordo com DECA (2015), é de 22° 30’ W (oeste).

Tabela 5: Média dos anos 2012-2017

Meses	*Intensidade (kt)*	*Direção*	*QNH*	Estações
1	8,11	170,9	1011,92	
2	7,91	169,7	1011,9	
3	7,6	168,1	1013,43	
4	7,23	172,6	1014,55	
5	6,59	170,3	1017,13	
6	6,45	180,1	1018,65	
7	6,51	184,4	1019,29	
8	7,13	179,7	1019,07	
9	7,87	174,4	1016,34	
10	8,4	164,2	1014,85	
11	8,07	160,1	1012,21	
12	8,15	173,5	1011,01	
Média	7,5	172,5	1015,1	



Primavera Verão Outono Inverno

Fonte: Adaptado pelo autor (Wyoming Weather, 2017)

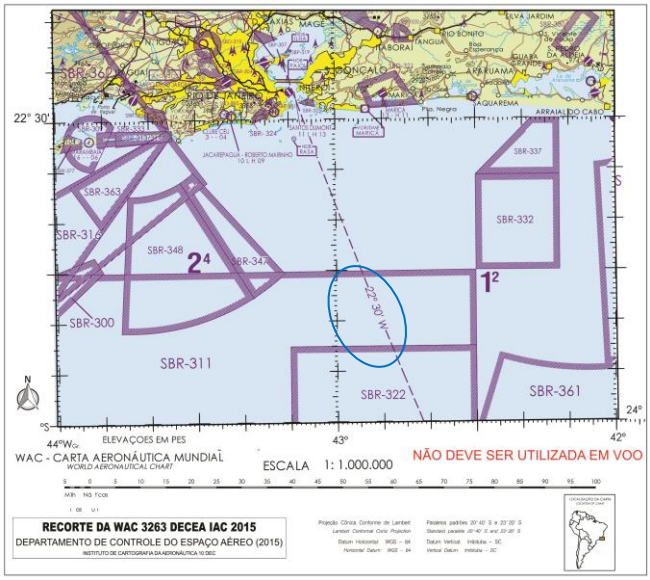


Figura 5: Recorte da Carta Aeronáutica Mundial 3263
Adaptado de DECEA (2015)

A figura 6 é o resultado dos dados meteorológicos do Aeroporto Santos Dumont dos últimos 20 anos. A média da intensidade dos ventos é de 7,2 kt. A direção do vento ocorre no rumo verdadeiro de 167° e com 96% predominância. Utilizando a equação 1 chegou-se no resultado do Rumo Magnético das cabeceiras é de 190° e 10°, ou seja, cabeceiras 19 e 01.

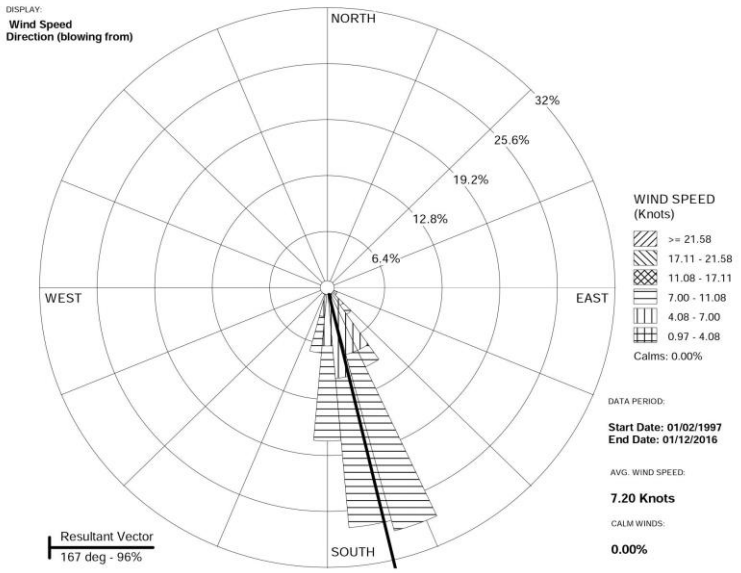


Figura 6: Anemograma da direção e intensidade dos ventos em SBRJ nos últimos 20 anos

O anemograma com recorte para últimos 5 anos de condições meteorológicas é apresentado na figura 7.

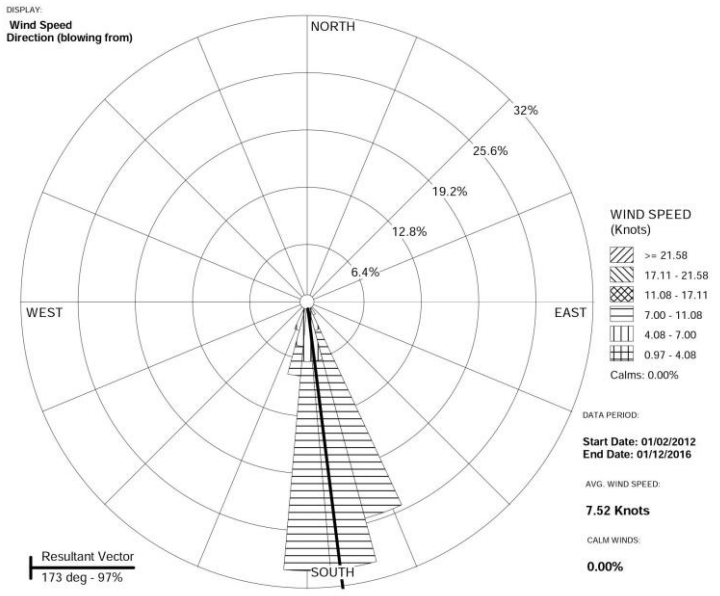


Figura 7: Anemograma da direção e intensidade dos ventos em SBRJ nos últimos 5 anos

A intensidade média do vento no período é de 7,52 kt. A direção média do rumo verdadeiro do vento de 173° e com predominância de 97%. Aplicando a equação 1, o é a direção magnética da pista é de 200° e 20°, ou seja, para os atuais rumos magnéticos do SBRJ.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A revisão da direção da pista de decolagem e pouso mostra-se importante para a segurança de voo das aeronaves. Mesmo com menos de 1% de arremetidas no Aeroporto Santos Dumont, o

índice de acidentes e incidentes também é representado com menos de 1% do total de movimentações de aeronaves no espaço aéreo brasileiro (CENIPA, 2017).

A revisão da figura 5, tabela 5 e os anemogramas das figuras 6 e 7 mostram que o rumo verdadeiro do vento favorece que a maioria das operações continuem sendo pela cabeceira 20L.

Com relação a largura da pista, apesar de estar fora do padrão, existe a possibilidade de aumentar a sua dimensão. Não há indícios que as arremetidas derivam deste fato.

O aumento da capacidade de operação da pista de um aeródromo permite que novos voos possam ser realizados, sendo o resultado esperado o aumento nas receitas do aeroporto. A certificação do Airbus A320neo na versão Short Airfield Package para a operação no Aeroporto Santos Dumont traria vantagens competitivas no setor.

É sugerido que a administração aeroportuária preencha o relatório com informações de vento presente no momento da arremetida da aeronave para que fosse possível buscar uma correlação com o Peso Máximo de Pouso e a quantidade de voos operados com aquele tipo de aeronave. Outra correlação interessante seria a quantidade de horas que os pilotos estão em trabalho no momento da arremetida, para a verificação do nível de fadiga mental do mesmo.

É sugerido uma norma para que os pilotos informem o motivo da arremetida para o controle de tráfego aéreo e o setor se segurança de voo do aeroporto poderem ter uma série histórica detalhada.

A proximidade do Aeroporto Santos Dumont com o centro do Rio de Janeiro, o espaço do sítio aeroportuário e as características do relevo são obstáculos para uma teórica e possível mudança da direção das pistas por meio de obra de infraestrutura. O método descrito pela OACI (1998) e que baseia os regulamentos da FAA (2014) e da ANAC (2016) para o cálculo do anemograma e definição das cabeceiras da pista não contemplam projeções da direção e intensidade do vento, somente é sugerido uma análise histórica de no mínimo 5 anos. É sugerido para que novas pesquisas sejam feitas incluindo projeções climáticas.

Agradecimentos
As equipes de Navegação Aérea e de Segurança Operacional do Aeroporto Santos Dumont – Rio de Janeiro. Ao Dr. Larry D. Oolman da Universidade de Wyoming. A equipe de Engenharia de Operações da GOL LINHAS AÉREAS. E a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Capes, pelo apoio prestado para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Acervo O Globo. (2013) *Aeroporto Santos Dumont é Inaugurado na Ponta do Calabouço, em 1936*. Rio de Janeiro, Online.. Disponível em: <http://acervo.oglobo.globo.com/rio-de-historias/aeroporto-santos-dumont-inaugurado-na-ponta-do-calabouco-em-1936-8891113>. Acesso em 20 de junho de 2017.

ANAC – Agência Nacional de Aviação Civil. (2012) Projeto de Aeroódromos, RBAC nº154, emenda nº01, resolução nº238. Disponível em: < http://www.anac.gov.br/assuntos/setor-regulado/aerodromos/cadastro-de-aerodromos/legislacao-para-aerodromos/rbac-ndeg-154.pdf>. Acesso em: 29 de junho de 2017.

ANAC – Agência Nacional de Aviação Civil. (2016) *Aeródromos* – operação, manutenção e resposta à emergência. RBAC n° 153, emenda n°01, resolução n° 382. Disponível em: < http://www.anac.gov.br/assuntos/legislacao/legislacao-1/rbha-e-rbac/rbac/rbac-153-emd-01>. Acesso em 5 de maio de 2017.

Branham, B. N. (2013) *Analysis of Fatal General Aviation Accidents Occurring from Loss of Control on*

Approach and Landing. A Thesis Submitted as a Partial Fulfillment of Requirements for the Degree of Master of Science in Aeronautics. Daytona Beach: Embry-Riddle Aeronautical University. Available in: < http://commons.erau.edu/cgi/viewcontent.cgi?article=1025&context=edt>. Access May 11, 2017.

BOEING – Boing Commercial Airplanes. (2013) 737 Airplane Characteristics for Airport Planning. Access: 06-29-17. Available in: < http://www.boeing.com/assets/pdf/commercial/airports/acaps/737.pdf>.

Brasil. Ministério Da Defesa. Comando Da Aeronáutica. Departamento De Controle Do Espaço Aéreo. *Preenchimento dos Formulários de Plano de Voo* – MCA 100-11. Portaria DECEA N°83/DGCEA, de 13 de junho de 2016. Rio de Janeiro, 2016. Disponível em: <http://publicacoes.decea.gov.br/index.cfm?i=publicacao&id=4439>. Acesso em 5 de maio de 2017.

CENIPA – Centro de Investigação e Prevenção de Acidentes Aeronáuticos. (2017) Painel SIPAER. Desenvolvido pela Assessoria de Estatística do CENIPA. Dados extraídos do sistema em 27 de junho de 2017. Brasília, Força Aérea Brasileira.

Coelho, P.I.S. (2006) *A Importância da Localização Aeroportuária na Qualidade do Ar* – O caso da expansão do aeroporto Santos Dumont na cidade do Rio de Janeiro. Dissertação submetida como partes dos requisitos de grau de mestre em ciências em engenharia de transporte. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro.

DECEA – Departamento de Controle Do Espaço Aéreo. (2015) Carta Aeronáutica Mundial – WAC 3263. Comando Maior da Aeronáutica, Instituto de Cartografia da Aeronáutica, 10 dec 15.

DECEA – Departamento de Controle Do Espaço Aéreo. (2016) Carta de Aeródromo – Rio de Janeiro/Santos Dumont (SBRJ). Comando Maior da Aeronáutica, AIRAC AMDT 20/16, 10 nov 16.

DECEA – Departamento de Controle Do Espaço Aéreo. (2017) ROTAER. Instituto de Cartografia da Aeronáutica, 2 mar 17.

FAA – Federal Aviation Administration. (2014) Standards for Specifying Construction of Airports. U.S. Department of Transportation, Advisory Circular.. Available in: <https://www.faa.gov/documentLibrary/media/Advisory_Circular/AC-150-5370-10G-updated-201605.pdf>. Acesso em: 25 de junho de 2017.

GOL Linhas Aéreas Inteligentes. (2007) *Gol to Complete First Flight With New Boeing 737-800 SFP on São Paulo – Rio Shuttle Route*. Press Release. Access in June 20 2017. Available in: http://ir.voegol.com.br/arquivos/GOL_CM_20070208_eng.pdf>.

ICAO – Internacional Civil Aviation Authoroty. (1999) *Aerodrome Design and Operations*. Annex 14 to the convention on International Civil Aviation. 3° Edition.

INFRAERO – Empresa Brasileira de Infraestrutura Aeroportuária. (2017 a) Estatísticas dos Aeroportos. Dezembro de 2016. Brasília, Online. Disponível: < http://www4.infraero.gov.br/acesso-a-informacao/estatisticas-dos-aeroportos/estatisticas/>. Acesso em 05 de maio de 2017.

INFRAERO – Empresa Brasileira De Infraestrutura Aeroportuária. (2017 b) Controle arremetidas RJ Local (2012-2017). Navegação aérea e Segurança Operacional. Rio de Janeiro, recebido por e-mail em 20 de abril de 2017.

Mota, L.R. (2016) O Papel do Discurso na Construção do Aeroporto Santos Dumont. 11° Seminário DOCOMOMO. Recife, Anais do Evento.

Sonnemaker, J.B. (2009) Meteorologia. 30 ed. São Paulo, editora Asa.

TAM Linhas Aéreas. (2008) Rotina Operacional – Golden Rules. Airbus A319, A320, A321. Segurança e Padronização. Revisão n° 10.

Vivaldi, B.E. (2004) The Effect of Crosswind and Turbulence in Mental Workload and Pilot Tracking Performance. Master of Science in Human Factors & Systems. Theses - Daytona Beach, Embry-Riddle University.

Wells, A.; Seth; Y. (2014) Aeroportos – Planejamento e Gestão. Bookman, 6° ed. Porto Alegre: Bookman, 2014

Wyoming Weather. (2017) SBRJ Station Data. University of Wyoming. Lab. Website: < http://weather.uwyo.edu/surface/meteorogram/samerica.shtml>. Recebido em 17 de abril de 2017.

Reinaldo Moreira Del Fiaco (cmtefiaco@gmail.com)
Carolina Lourenço Santiago (carol.civil@gmail.com)
Seção de Fortificação e Construção, Pós-Graduação em Engenharia de Transportes
Instituto Militar de Engenharia
Praça General Tibúrcio, 80, Praia Vermelha, Rio de Janeiro – RJ

AVALIAÇÃO ESTRUTURAL *IN SITU* DE UMA VIA FÉRREA REFORÇADA COM GEOGRELHA

Robson Costa[1]
Rosângela Motta[1]
José Pires[1]
Paulo Moraes[1]
Edson Moura[1]
Liedi Bariani Bernucci[1]
Edmar Mencher[2]
[1] Universidade de São Paulo
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
[2] Vale S.A.

RESUMO
A camada de lastro é considerada como um dos mais importantes elementos de um perfil estrutural ferroviário, exercendo um papel singular no comportamento mecânico deste. Diante do desgaste das partículas em função do acúmulo de tráfego, estas tendem a se degradar, comprometendo parte do seu comportamento mecânico, sendo que um dos métodos de manutenção utilizados para reabilitação da via é o desguarnecimento, onde o material do lastro é substituído parcialmente. O objetivo desse artigo é avaliar a qualidade estrutural de uma via férrea com uma camada de lastro desguarnecida reforçada por dois tipos de geogrelhas. A avaliação foi realizada por meio de medidas dinâmicas *in situ* dos deslocamentos e tensões mediante a passagem dos trens. Os resultados mostraram a influência da utilização da geogrelha como elemento de reforço além da sua importância no comportamento global da via. Em geral, os valores dos deslocamentos com a utilização da geogrelha mostraram-se menores, enquanto que a tensões nas interfaces foram maiores, ambos em comparação com a situação sem utilização do reforço.

ABSTRACT
The ballast layer is considered as one of the most important elements of a railway structural profile, playing a unique role in its mechanical behavior. Due to the particles abrasion and breakage, because of traffic accumulation, the grains tend to degrade, compromising this way, part of the track mechanical behavior. In this case, one of the maintenance methods used for rehabilitation is the cleaning process where the ballast material is partially replaced. The objective of this paper is to evaluate the structural quality of a railway with a layer of cleaned ballast reinforced by two types of geogrids. The evaluation was carried out by means of dynamic *in situ* measures of the displacements and stresses through over the train's passage. The results showed the influence of the use of the geogrid as a reinforcing element besides its importance in the overall railroad behavior. In general, the values of the displacements considering the use of the geogrid were smaller, while the stresses at the profile interfaces were higher, both compared to the situation without using the reinforcement element.

1. INTRODUÇÃO

Dentre as atuais ferrovias em operação no território nacional, um importante número destas possui uma considerável idade de construção, sendo algumas com mais de um século (por exemplo, a Estrada de Ferro Vitória-Minas, EFVM). Dessa forma, estas não foram projetadas de acordo com requisitos mais atuais relacionados a diferentes condições operacionais, em termos de cargas, velocidade, etc. No que se referem às condições operacionais, cargas mais elevadas podem causar níveis inesperados de tensões na infraestrutura da via com consequências para a sua estabilidade e durabilidade, enquanto que o aumento de velocidade provoca o aumento da carga dinâmica sobre a estrutura ferroviária. Esses aspectos têm um efeito direto e adverso na operação da via férrea em termos de economia e comportamento mecânico, podendo levar a algumas consequências relacionadas à manutenção e segurança, como redução do intervalo de manutenção e um nível mais alto de deformações plásticas, respectivamente.

Ao longo do trajeto, a ferrovia atravessa partes de diferentes solos e frequentemente depósitos de solos moles como argilas moles e areias não adensadas (areias fofas) encontradas em condições de baixa resistência ao cisalhamento e alto teor de umidade. Dessa forma, os aterros construídos nessas áreas devem ser projetados ou melhorados (reforçados) de modo que as deformações não causem impactos maiores não previstos à geometria e, consequentemente na operacionalidade da via. De fato, as preocupações sobre os aterros em solos moles estão relacionadas às características do adensamento do material, acarretando em excesso de deformações, instabilidade global da estrutura e etc. Tais condições podem ocasionar fenômenos a impactar a camada de lastro (camada granular superior composta por grãos cúbicos, graduados entre as frações 22,0 e 63,0 mm) por meio de bombeamento do material fino (Diâmetro $\leq$ 9,5 mm, segundo Selig & Waters, 1994) do subleito para a camada sobrejacente.

Os problemas relativos à falta de elasticidade e a variação da capacidade de suporte do lastro, estão relacionados à perda de granulometria e presença de material fino proveniente dentre outros da degradação do próprio grão, aporte externo (ar e material de queda de vagões) e bombeamento de finos do subleito. Com intuito de manter a via sob adequadas condições operacionais, diferentes ações são empregadas sendo que àquelas relacionadas a estrutura do lastro é uma daquelas de maior relevância no que se refere as ações de manutenção no intuito de se garantir a integridade geométrica da via. Dessa forma, as novas vias férreas devem ser construídas com considerações técnicas para obter uma infraestrutura adequada, enquanto que muitas ferrovias existentes exigem uma atualização de suas condições reais em relação ao lastro, por exemplo. A reabilitação desse material, visando um aumento da sua vida útil, portanto, se faz necessária para garantir um desempenho adequado em termos de deformações e estabilidade.

De maneira geral, o reforço de uma camada granular consiste, dentre outros aspectos, na melhoria das propriedades relacionadas à deformabilidade e resistência ao cisalhamento. O objetivo da melhoria é tornar a construção viável sob circunstâncias onde poderia ser difícil satisfazer as exigências técnicas nas condições operacionais dentro dos padrões de segurança. Isso pode ser conseguido, por exemplo, reduzindo e contendo as deformações dentro dos limites toleráveis. No caso de uma nova linha ferroviária construída, em geral, a implementação de um método de melhoria do lastro não é um grande problema, sendo muito mais complexo no caso de uma via em operação, onde há necessidade de uma implementação de trabalho corretivo.

Em geral, existem diferentes métodos para melhorar o desempenho/comportamento dos componentes da subestrutura de uma via férrea. Várias técnicas envolvendo a ação de cargas sob diferentes configurações e mesmo produtos sintéticos podem ser usados para reforçar os componentes. Qualquer que seja a técnica utilizada, o procedimento objetiva um aumento na resistência do material, prevenindo contra um excesso de deformações da via. Cada técnica possui suas características e assim, suas vantagens e desvantagens, devendo serem levadas em consideração a fim de uma decisão a respeito daquela a ser implementada. Tal escolha deve considerar não somente os aspectos relacionados ao comportamento mecânico da estrutura, mas também econômicos e operacionais, sendo que este último se refere à construção, em especial nos casos onde a via encontra-se em operação. Além destes, deve ser levado em consideração o possível efeito da aplicação de uma técnica ao longo do tempo na redução de manutenções e aumento da vida útil dos componentes da via.

2. UTILIZAÇÃO DOS GEOSSINTÉTICOS

Um projeto de infraestrutura ferroviária deve considerar que as deformações pós-construtivas devem ser minimizadas para reduzir os problemas que estas podem vir a causar ao material rodante e à operação, devendo ser dada especial atenção à escolha da melhor técnica executiva durante a construção/melhoria de uma via. Dentre as técnicas normalmente empregadas, podem ser citadas desde a simples remoção e substituição de material, as construções graduais objetivando uma melhoria progressiva da resistência ao cisalhamento através do aumento da pressão efetiva, técnicas de pré-carga e sobre-carga, utilização de sistemas de drenagem verticais, reforço com colunas granulares, além de reforço a partir da utilização de geossintéticos.

Referente a este último, uma série de materiais podem ser empregados dentre os quais, as geocélulas, geotêxtis e geogrelhas, sendo que este, possui função essencialmente estrutural e importante utilização nas últimas décadas em obras de reforço da infraestrutura ferroviária. Sua aplicação entre as camadas possui objetivo de proporcionar melhorias em suas propriedades (resistência ao cisalhamento, condutividade hidráulica, filtração e separação). Maiores detalhes a respeito dos métodos de reforço da infraestrutura podem ser encontrados em Vertematti (2004) e Pires *et al*. (2012). A Figura 1 mostra as possibilidades de utilização dos geossintéticos considerando-se diferentes funções (Selig & Waters, 1994).

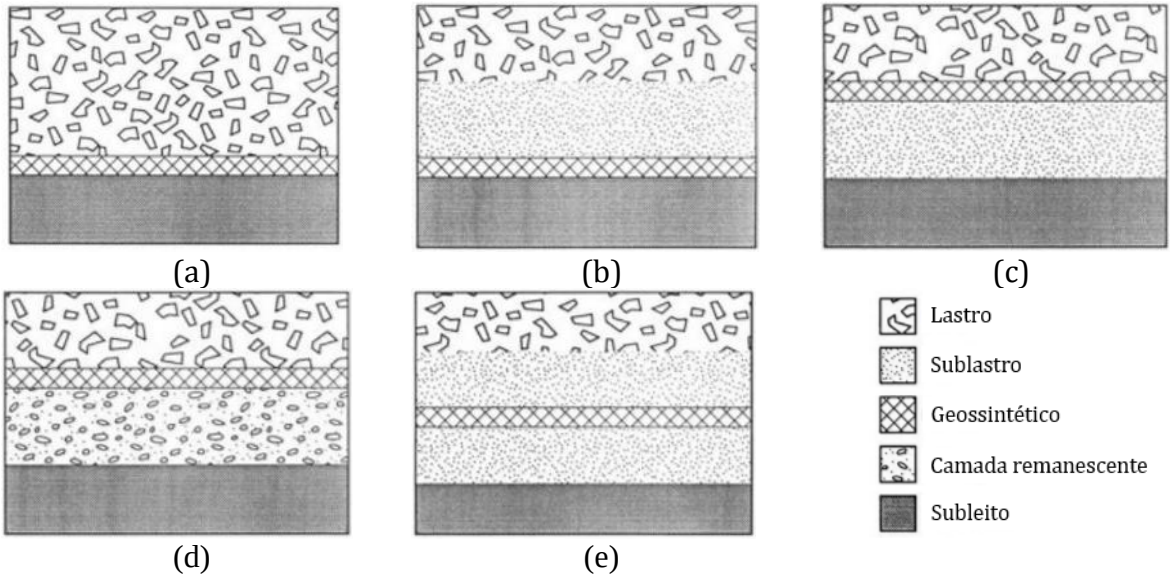


Figura 1: geossintético entre (a) lastro e subleito, (b) sublastro e subleito, (c) lastro e sublastro, (d) lastro novo e camada remanescente, (e) camadas de sublastro (adaptado de Selig e Waters, 1994).

Especificamente em relação as geogrelhas, estas possuem estrutura em forma de grelha e elevada resistência à tração, podendo possuir malhas retangulares, quadradas ou mesmo triangulares. A interação com o meio em que estão confinadas acontece por meio de aberturas que devem originar esforços de tração em seu plano horizontal. No caso da utilização como reforço nos componentes da via férrea, utiliza-se as geogrelhas bidirecionais, pois a direção dos esforços nas camadas da subestrutura não possuem apenas uma direção principal (Vertematti, 2004).

2.1 Princípio de funcionamento do reforço com geogrelhas

No caso da geogrelha na interface lastro-subleito ou mesmo sublastro-subleito, o material subjacente, ao sofrer ação das cargas cíclicas, sofre uma tendência de fluxo lateral das

partículas. Ao se reforçar com geogrelha, esse movimento é restringido na região próxima à interface, possuindo efeito mais pronunciado quando há uma compatibilização entre o tamanho dos agregados e a dimensão de abertura desta (Figura 2). Assim, permitem que alguns agregados penetrem dentro das aberturas e sejam restringidos pela resistência à tração da geogrelha, além da restrição já existente gerada pelo atrito e embricamento entre as partículas. Estas, estando mais distantes, sofrerão o mesmo efeito pelo contato com as próximas à geogrelha, gerando um aumento de rigidez global. Como consequência da restrição ao movimento lateral, é gerado um acréscimo de confinamento, resistência ao cisalhamento e, consequentemente, uma maior estabilidade da camada (Hussaini *et al.*, 2015; Kwan, 2006; Tavares, 2009).

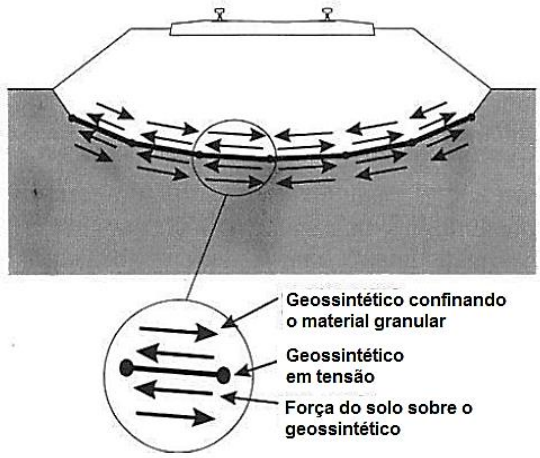


Figura 2: Efeito do reforço com geogrelha (adaptado de Selig e Waters, 1994).

2.2 Estudos realizados com reforços utilizando-se geogrelhas

Bathurst e Raymond (1987), através de ensaios realizados em laboratório, verificaram que o reforço com geogrelhas na camada de lastro tem seu efeito mais pronunciado conforme o sublastro e o subleito forem mais deformáveis e recomendaram um posionamento da geogrelha a 200 mm de profundidade na camada de lastro. Ainda em laboratório, Raymond (2002) observou que o reforço com geogrelha reduz entre 13 a 50% a deformação permanente, além de reduzir a quebra das partículas, podendo contribuir para uma maior vida útil da camada de lastro. Ao mesmo tempo, Shin *et al.* (2002) verificaram uma redução na deformação permanente no topo da subbase e do subleito de 47 e 33 %, respectivamente.

Em um consistente estudo em laboratório, Brown *et al.* (2007) avaliando os fatores que influenciam no reforço com geogrelhas, constaram que a rigidez aliada à resistência à tração possui menor efeito na redução da deformação permanente do que uma alteração na abertura da malha, destacando a importância da relação entre a abertura da malha da geogrelha e a eficiência de reforço (Figura 3). Outro aspecto levantado pelos autores foi que as deflexões da camada de lastro não variaram significativamente pela presença do reforço.

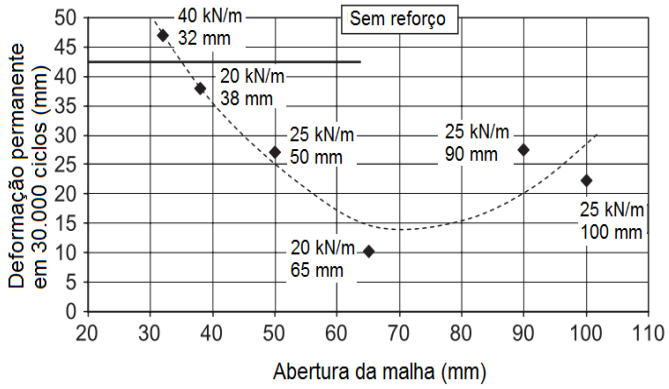


Figura 3: Efeito da abertura de malha da geogrelha na deformação permanente (adaptado de Brown *et al.*, 2007).

Ainda sobre este aspecto, Indraratna *et al.* (2013) constaram que utilizar uma relação com **A/D$_{50}$** (onde "**A**" é a abertura da malha e "**D$_{50}$**" é o diâmetro médio dos agregados) de 1,2 levou a melhores resultados de reforço e que o melhor posicionamento da geogrelha seria 65 mm acima da interface lastro/sublastro, reduzindo em 54 % a deformação permanente vertical. Além disso, as tensões impostas na camada de sublastro se reduziram com o reforço, o que salienta a sua caraterística em reduzir as tensões para as camadas subjacentes ao lastro. Anteriormente, Indraratna *et al.* (2012) já haviam classificado três zonas distintas de relações de **A/D$_{50}$**: (i) zona fraca de intertravamento (**A/D$_{50}$** < 0,95), (ii) zona ótima de intertravamento (0,9 ≤ **A/D$_{50}$** ≤ 1,2) e (iii) zona decrescente de intertravamento (**A/D$_{50}$** > 1,20).

Avaliando o movimento da partícula de lastro com o reforço de geogrelha através da introdução de agregados artificiais instrumentados (*SmartRocks)*, Liu *et al.* (2016) observaram que o reforço com geogrelha promoveu um efeito benéfico ao reduzir os deslocamentos das partículas de lastro, podendo reduzir a deformação permanente e desgaste por abrasão que causam degradação dos grãos.

Através de ensaios realizados *in situ*, Indraratna *et al.* (2010) avaliaram o comportamento da via reforçada com geocomposto (geogrelha e geotêxtil) na interface entre o lastro (novo e reciclado) e o sublastro. Os resultados demonstraram o potencial do reforço com geocomposto em reduzir as deformações verticais e laterais, na medida em que reduziram-se significativamente as deformações permanentes da camada de ambos os lastros apresentando reduções nas deformações, significando que o método de reforço com geocomposto se configurou como sendo uma alternativa econômica nos custos de manutenção e renovação de vias já existentes.

Fernandes (2005) atestou a viabilidade da utilização dos materiais alternativos (resíduos de mineração) conjugados com geossintéticos através de diferentes seções de teste na EFVM. Como resultados, as deflexões totais, levantadas através de viga Benkelman nas seções reforçadas com geogrelhas (localizadas na parte superior e inferior do sublastro) foram iguais ou menores em comparação com a seção de referência.

Assim, no presente trabalho irá ser dado ênfase no estudo do comportamento mecânico de uma via férrea com lastro desguarnecido reforçado com geogrelha. Tal estudo se baseará nas medições *in situ* dos deslocamentos e tensões observados através de seções instrumentadas na EFVM.

3. ANÁLISE DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DA VIA

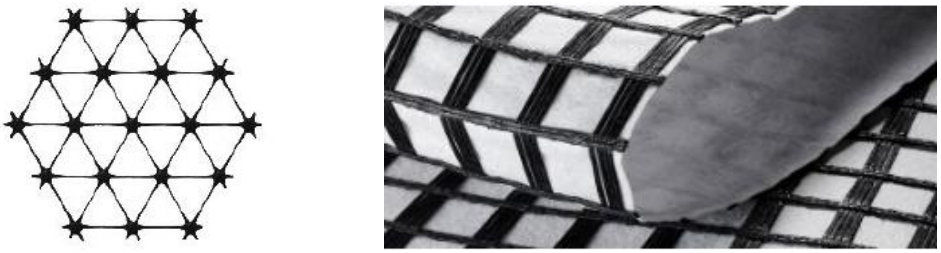
A presente análise baseia-se em um estudo de caso realizado na EFVM, localizada entre os estados de Minas Gerais (MG) e Espirito Santo (ES). Esta ferrovia possui um comprimento de carca de 905 km, bitola métrica e cujo primeiro trecho foi construído em 1904. De acordo com a CNT (2015), em 2014, transportou 126,2 milhões de toneladas úteis entre commodities e outros produtos. Os trechos selecionados contemplam em geral os seguintes componentes: trilho TR-68, dormente de aço, lastro, sublastro e subleito.

3.1 Metodologia

No presente trabalho, adotou-se uma metodologia baseada nas seguintes etapas, a saber: seleção dos trechos a serem avaliados, caracterização *in situ* e amostragem de materiais do subleito, desguarnecimento do lastro, instalação de geogrelhas e das células de pressão/*settlement pegs* (placas de recalques) e campanhas de medições de deslocamentos e tensões.

Quanto à seleção dos trechos a serem avaliados, estes foram escolhidos em função do histórico de desempenho a partir de valores de geometria coletados por meio do carro controle. Nesse caso, os trechos selecionados foram aqueles que possuíam algum dos seus componentes em condição estrutural de avançado desgaste e (ou) alto nível de acúmulo de deformação/perda de geometria.

A análise foi realizada considerando-se um trecho referência, além de outros dois contendo 02 tipos de geogrelhas. O primeiro trecho (X1 - referência) foi constituído pelos componentes da superestrutura tal como descritos acima, além de uma camada de lastro que se encontrava colmatada localizada logo acima do subleito. Em função da degradação da camada de lastro, não foi possível observar a respeito da presença da camada de sublastro. No caso dos dois trechos contendo as geogrelhas (X2 e X3), os mesmos foram construídos de formas idênticas excetuando-se pelo modelo do geossintético utilizado. No trecho X2, foi utilizada uma geogrelha de malha triangular enquanto que no trecho X3, uma geogrelha de malha quadrada, ambas com valores de aberturas nominais próximas (Figura 4) e contendo um material geotêxtil (geocomposto).



(a) (b)

Figura 4: Geogrelhas de formatos triangular (a) e quadrado (b).

Os trechos X1, X2 e X3 foram construídos com comprimentos de 30 m, 50 m e 50 m, respectivamente. A Figura mostra aspectos do perfil de lastro encontrado e locais de ensaios com *Dynamic Cone Penetrometer (DCP)*.

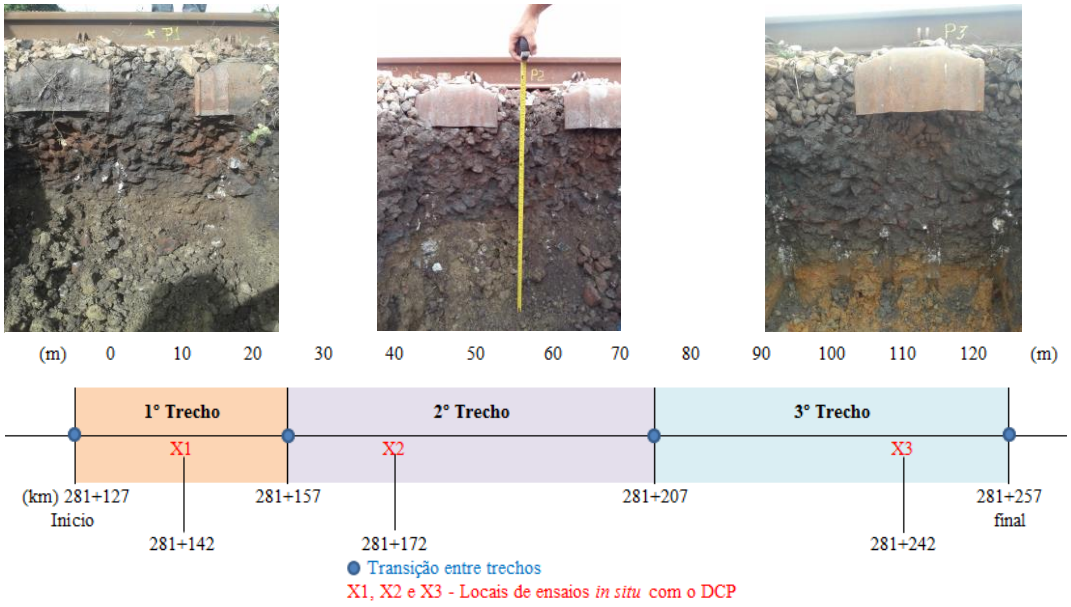
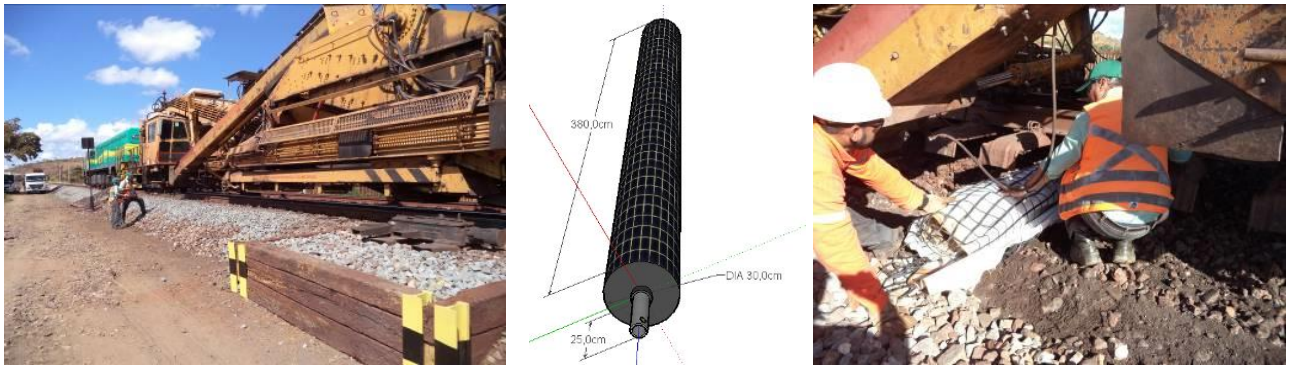


Figura 5: Aspectos do perfil de lastro encontrado e locais de ensaios com o DCP.

No momento em que os trechos tiveram as suas plataformas expostas, foram realizados ensaios *in situ* (DCP) no subleito, além de amostragem desses materiais para análises laboratoriais em termos de classificação expedita (MCT) e comportamento mecânico (módulo de resiliência). Ressalta-se que a determinação dos valores de CBR por meio dos ensaios com o DCP, foram obtidos de acordo com as recomendações da ASTM D 6951/6951 M-09 (Reaprovada em 2015), em que adota a penetração por golpe em cada profundidade e as equações do *US Army Corps of Engineers*. Por outro lado, os procedimentos usados na realização dos ensaios de módulo de resiliência seguiram os recomendados pelo DNIT 134/2010.

Na etapa subsequente, o lastro colmatado em todos os trechos foi desguarnecido, utilizando-se de uma desguarnecedora de lastro. Durante este processo, parte dos grãos retornou a via após um processo de peneiramento realizado internamente pela máquina, enquanto que foi acrescentado uma certa quantidade de lastro novo. Após o processo de desguarnecimento, foram realizadas as atividades de instalação das geogrelhas e dos dispositivos de monitoramento de deslocamentos e tensões. As Figuras 6 (a, b e c) mostram detalhes a respeito do processo de desguarnecimento e instalação das geogrelhas.



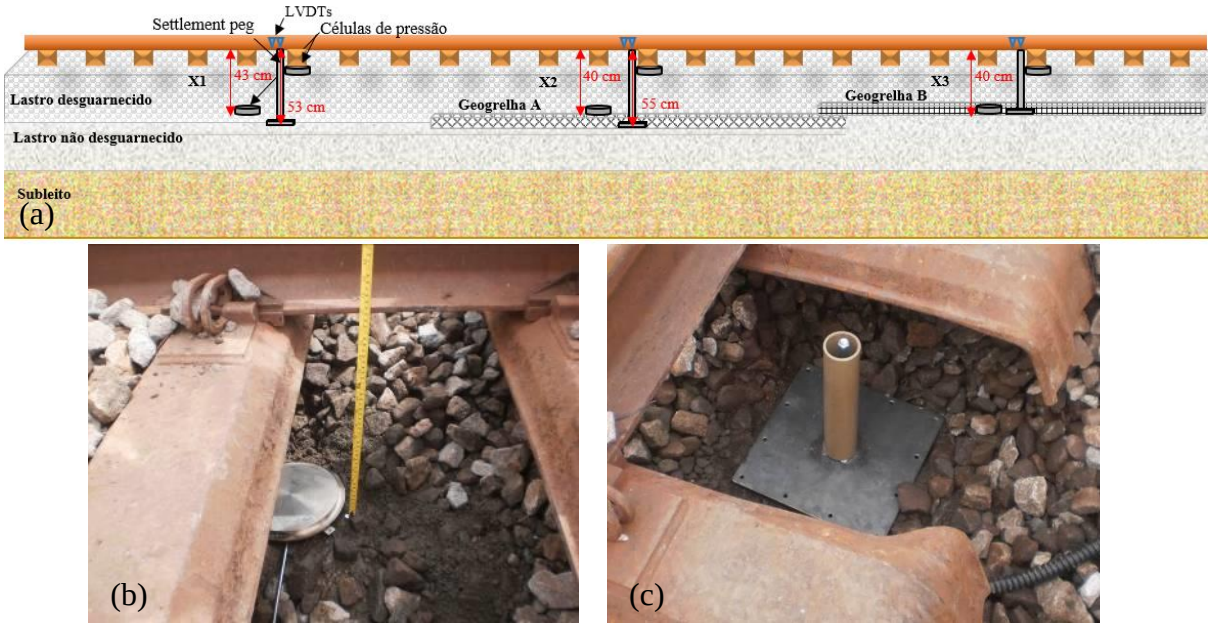
(a) (b) (c)

Figuras 6: Aspecto da desguarnecedora utilizada no processo de instalação (a), bobina de geogrelha (b) e posicionamento da bobina sob a grade (c).

Em relação aos settlement pegs, estes foram instalados nos trechos X1, X2 e X3 em uma profundidade de 53 cm, 55 cm e 40 cm, respectivamente enquanto que as células de pressão de 1000 kPa foram instaladas na interface dormente-lastro em todos os trechos.

No que se refere às geogrelhas (A e B), estas foram instaladas em profundidades de 55 cm e 40 cm nos trechos X2 e X3, respectivamente. Tais profundidades referem-se a interface entre o material de lastro desguarnecido e o remanescente. Tal configuração assemelha-se com aquela apresentada por Selig & Waters (1994), apresentada na Figura 1 (d).

A diferença de profundidades deve-se a variação da cota de corte realizada pela desguarnecedora. Nestes locais, foram instaladas células de pressão adicionais de 250 kPa instaladas a uma profundidade de 40 cm do patim do trilho. Além disso, uma célula de pressão também foi instalada no trecho de referência a uma profundidade de 43 cm. As Figuras 7 apresentam os locais de instalação das instrumentações nos trechos avaliados (a) e as instrumentações instaladas (b e c).



Figuras 7: Locais de instalação do monitoramento nos trechos avaliados (a) e instrumentações (células de pressão e *settlements pegs*) instaladas (b e c).

Quanto às campanhas de medições, foram realizadas um total de quatro intervenções nos anos de 2016 e 2017. O presente trabalho contempla valores obtidos na segunda campanha realizada no mês de abril de 2016. Os dados de tensões e deslocamentos da via foram registrados através de um sistema de aquisição de dados (no caso da célula de pressão) e do DMD (Dispositivo de Medição de Deslocamentos), respectivamente. Este dispositivo consiste em uma viga metálica que posiciona os LVDT´s (*Linear Variable Differential Transformer*) no patim do trilho e nos *settlements pegs* previamente locados. O dispositivo possui um comprimento total de 4,5 metros dos trilhos onde a medição será realizada com o intuito de eliminar a possibilidade de que o excesso de vibração devido a passagem dos trens possa influenciar nas leituras realizadas. A Figura 8 mostra o DMD montado em um dos trechos avaliados durante a medição dos deslocamentos com a passagem dos vagões. Maiores informações a respeito do dispositivo podem ser obtidas em Costa (2016).



Figura 8: Dispositivo utilizado nas medições de deslocamentos (DMD).

As medições foram realizadas registrando-se os valores de deslocamentos da via mediante a passagem de diferentes trens. Estes, nas medições consideradas foram de diversos tipos com diferentes números de vagões, cargas que variaram entre 14,9 e 22,3 toneladas por eixo e velocidade de aproximadamente 60 Km/h.

4. RESULTADOS

4.1 Caracterização in situ e ensaios de laboratório

Após expostas as plataformas (subleito), foram realizados ensaios de capacidade de carga. A Tabela 1 mostra os valores de CBR obtidos nas plataformas por meio do ensaio com o DCP nos trechos avaliados.

Tabela 1: Valores de CBR obtidos por meio do ensaio DCP.

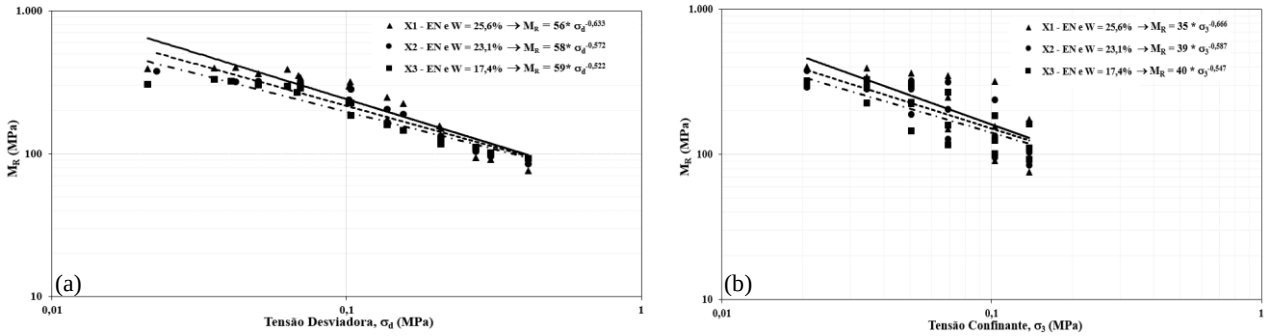
Trecho	Profundidade (cm)	CBR (%)
	20	5,5
X1	33	14,0
	53	25,0
	20	5,5
X2	40	10,5
	60	20,0
	20	4,6
X3	43	13,0
	73	29,0

Os resultados obtidos a partir do ensaio DCP e consequente cálculo dos valores de CBR mostraram valores baixos de capacidade nos primeiros 20 centímetros com ganho considerável de resistência ao longo da profundidade.

Dos materiais amostrados nas plataformas, em laboratório, foram realizados ensaios de classificação expedita (MCT) dos solos e de módulo de resiliência. Os resultados mostraram que os solos coletados na plataforma dos trechos avaliados apresentaram características argilosas de comportamento não laterítico (NG´). Conforme Nogami e Villibor (1980 e 1981), os solos típicos do grupo NG´ são basicamente solos saprolíticos argilosos, derivados de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou ainda oriundos de rochas cristalinas pobres em quartzo e ricas em anfibólitos, piroxênios e feldspatos cálcicos.

No que se refere ao módulo de resiliência, os valores encontrados para os solos dos trechos avaliados (compactados na energia normal – EN; e umidade ótima - W) foram semelhantes

(Figuras 9). Considerando-se uma tensão desviadora, σ_d = 138 kPa e uma relação de tensões σ_1/σ_3 = 2, foi obtido em média um valor de módulo de resiliência (M_R) de 200 MPa. No caso de uma tensão confinante, σ_3 = 138 kPa e uma relação de tensões σ_1/σ_3 = 3, obteve-se em média um valor de M_R de 130 MPa. Os resultados mostram em geral uma tendência de queda do módulo de resiliência à medida que se aumentam os valores de σ_d e σ_3, e com a diminuição desses níveis tensões, o M_R.tende a aumentar para uma faixa situada entre 200 MPa e 300MPa.



Figuras 9: Resultados de M_R em função das tensões (a) desviadora e (b) confinante.

4.2 Medições in situ

A partir da campanha de medições realizada em abril de 2016, os valores de deslocamentos e tensões foram determinados para os três trechos de análise de forma dinâmica e sem necessidade de interrupção da via em função das passagens dos trens. As Figuras 10, 11 e 12 mostram (o registro do sinal medido considerando um intervalo de tempo) respectivamente, os deslocamentos obtidos no patim do trilho e as tensões nas interfaces dormente-lastro e lastro deguarnecido-lastro remanescente. Neste último, a célula de pressão foi instalada acima da geogrelha locada nos trechos X2 e X3.

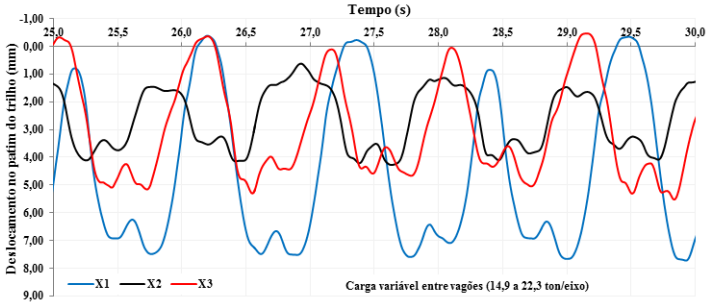


Figura 10: Deslocamentos medidos no patim do trilho nos trechos avaliados.

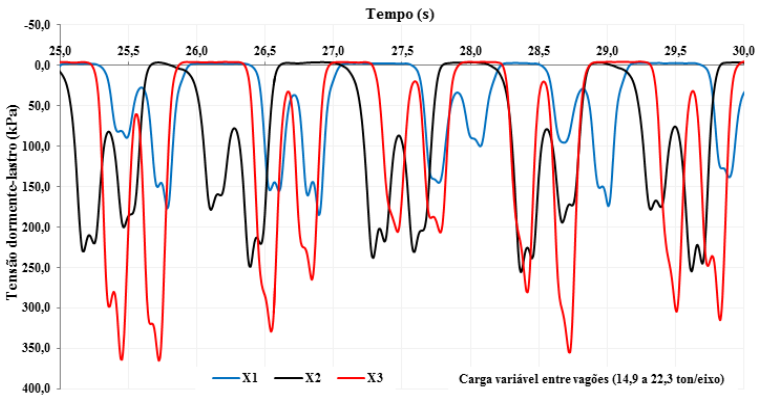


Figura 11: Tensões na interface dormente-lastro nos trechos avaliados.

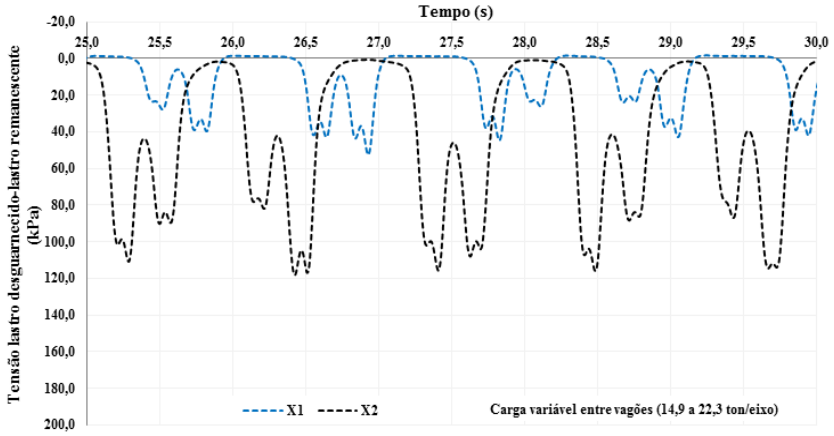


Figura 12: Tensões na interface lastro desguarnecido-lastro remanescente.

Os resultados de deslocamentos medidos no patim do trilho por meio do DMD mostraram uma redução dos mesmos utilizando-se a geogrelha. Em geral, observou-se uma redução de cerca de 40% no nível de deslocamentos. Analisando-se os dois tipos de geogrelhas, pode ser dito que as diferenças dos deslocamentos ocorridos foram de mesma ordem (≈ 4,0 mm), tendo-se uma tendência de valores mais baixos no caso da geogrelha do trecho X2. Tal tendência será observada nas medições subsequentes no intuito de se tentar afirmar algo conclusivo a respeito do comportamento referente a ambas geogrelhas testadas.

Em relação às tensões, na interface dormente-lastro, em geral, pode-se dizer que a utilização das geogrelhas provocou um aumento das tensões, chegando a 350 kPa no caso do trecho X3, sendo maior que o dobro em comparação por exemplo com o trecho X1 (sem geogrelha). No caso do trecho X2, os valores de tensão foram maiores do que aqueles do trecho referência, porém menores que os do trecho X3.

No que se refere às tensões internas ao lastro medidas através das células de pressão, os valores alcançaram cerca de 120 kPa no trecho X2, enquanto que no trecho X1, estas foram da ordem de 40 kPa. Em relação ao trecho X3, não foi possível obter tais resultados de tensão devido a problemas ocorridos na conexão entre a caixa de passagem da fiação da célula de pressão e o sistema de aquisição de dados.

Ressalta-se que não foi possível durante o processo de reabilitação do lastro manter a espessura desta camada constante (variando entre 40 cm e 55 cm a partir da base do dormente de aço). Tal aspecto pode ter contribuído para os resultados e assim, se faz necessário comparar os resultados obtidos com outros provenientes de campanhas subsequentes.

O presente trabalho mostrou o processo de reabilitação e instalação do sistema de monitoramento de diferentes trechos da via e os primeiros resultados referentes às medidas de deslocamentos globais da via e tensões nas interfaces de interesse. Outros resultados das campanhas subsequentes, além daqueles de deslocamentos por meio dos *settlement pegs* serão apresentados em futuras publicações.

5. CONCLUSÕES

Em geral, os resultados mostraram a influência e a eficiência da utilização da geogrelha como elemento de reforço do lastro e a sua importância no comportamento global da via. A

diminuição dos deslocamentos medidos *in situ* podem vir a diminuir a tendência de perda de geometria da via, ocasionado custos menores referentes às ações de manutenção.
Ambas as tensões na interface dormente-lastro e aquelas internas ao lastro, em geral, mostraram-se mais altas com a utilização da geogrelha em comparação com o trecho de referência.
Ressalta-se que o aumento das tensões conforme visto nas medições realizadas pode acarretar em um maior confinamento dos grãos de lastro, necessitando de uma avaliação quanto aos efeitos ocasionados na degradação. Tal aspecto deverá ser avaliado melhor através das campanhas subseqüentes de medições e outros estudos a respeito.

Agradecimentos
Os autores agradecem as colaborações dos engenheiros Cássio Carmo, Carlos Centurion e Ronaldo G. de Freitas. A Vale pela parceria em projetos de pesquisa e, principalmente, a toda equipe de manutenção da EFVM.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM D6951/6951 M-09 (2015) Standard Test Method for Use of the Dynamic Cone Penetrometer in Shallow Pavement Applications

Bathurst, R. J. e Raymond, G. P. (1987) Geogrid Reinforcement of Ballasted Track. *Transportation Research Record*, n. 1153, p. 8–14.

Brown, S. F.; Kwan, C. C. J. e Thom, N. H. (2007) Identifying the Key Parameters that Influence Geogrid Reinforcement of Railway Ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 25, n. 6, p. 326–335.

CNT (2015). Pesquisa CNT de Ferrovias 2015. Confederação Nacional do Transporte. Brasília, 234p.

Costa, R. (2016) Proposição de dispositivo de medidas "in situ" para avaliação do comportamento mecânico de lastro ferroviário: estudo de caso na Estrada de Ferro Carajás, Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, 176p.

DNIT 134/2010 (2010) Pavimentação - Solos - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 11 p.

Fernandes, G. (2005) Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com a Utilização de Solos Finos e/ou Resíduo de Mineração de Ferro Associados à Geossintéticos. Tese de doutorado. Universidade de Brasília, Brasília, DF.

Hussaini, S. K. K.; Indraratna, B. e Vinod, J. S. (2015) Performance Assessment of Geogrid-Reinforced Railroad Ballast During Cyclic Loading. *Transportation Geotechnics*, v. 2, p. 99–107.

Indraratna, B.; Nimbalkar, S.; Christie, D.; Rujikiatkamjorn, C. e Vinod, J. S. (2010) Field Assessment of the Performance of a Ballasted Rail Track with and without Geosynthetics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 136, n. 7, p. 907–917.

Indraratna, B.; Hussaini, S. K. K. e Vinod, J. S. (2013) The Lateral Displacement Response of Geogrid-Reinforced Ballast Under Cyclic Loading. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 39, p. 20–29.

Indraratna, B.; Hussaini, S. K. K. e VINOD, J. S. (2012) On The Shear Behavior of Ballast-Geosynthetic Interfaces. *Geotechnical Testing Journal*, v. 35, n. 2, p. 305–312.

Kwan, C. C. J. (2006) Geogrid Reinforcement of Railway. Ph.D. Thesis. University of Nottingham, UK, p. 186.

Liu, S.; Huang, H.; Qiu, T. e Kwon, J. (2016) Effect of Geogrid on Railroad Ballast Particle Movement. *Transportation Geotechnics*, v. 9, p. 110–122.

Nogami, J. & Villibor, D. (1980) Caracterização e classificação geral dos solos para pavimentação: limitação dos métodos tradicionais, apresentação de uma nova sistemática, 15o Reunião anual de pavimentação, Belo Horizonte (BH).

Pires, J. e Dumont, A.G.D. (2012) Reinforcement Methods of Railway Infrastructure. Internal Report. École polytechnique fédérale de Lausanne (EPFL), Suiça.

Raymond, G. P. (2002) Reinforced Ballast Behaviour Subjected to Repeated Load. *Geotextiles and Geomembranes*, v. 20, n. 1, p. 39–61.

Selig, E. T. e Waters, J. M. (1994) *Track Geotechnology and Substructure Management*. Thomas Telford Services Ltd., Londres.

Shin, E. C.; Kim, D. H. e Das, B. M. (2002) Geogrid-Reinforced Railroad Bed Settlement due to Cyclic Load. *Geotechnical and Geological Engineering*, v. 20, n. 3, p. 261–271.

Tavares, P. J. F. (2009) Reforço de Substruturas de Vias Férreas com Geossintéticos. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, p. 63.

Vertematti, J. C. (2004) *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Edgard Blücher, 1ª ed.

ESTUDO DE UMA BRITA DE LASTRO EM UM MODELO FÍSICO DE VERDADEIRA GRANDEZA DE PAVIMENTO FERROVIÁRIO

Fernando Henrique Paim da Silva
Caroline Dias Amancio de Lima
Laura Maria Goretti da Motta
Universidade Federal do Rio de Janeiro
Programa de Engenharia Civil, COPPE

RESUMO
A capacidade de carga de lastros e as mudanças que ocorrem com a passagem das composições vêm sendo estudados, gerando modelos que auxiliam na previsão da vida útil. Para simulação, modelos físicos em escala próxima à real, consideram o sistema de múltiplas camadas. O presente trabalho apresenta a construção de parte de um pavimento ferroviário, em um modelo físico de verdadeira grandeza, para análise do comportamento mecânico e das tensões e deformações permanentes resultantes das aplicações dos ciclos de cargas, por meio de instrumentação própria. Foram feitos ensaios de caracterização do material do lastro pelas normas brasileiras e por técnica de imagem digital. O objetivo foi observar o desempenho do lastro construído com agregados utilizados em trechos de vias férreas no RJ. A seção analisada com este material de lastro apresentou boa capacidade de suporte, mas o lastro teve deformação permanente e quebra dos agregados após 1.700.000 ciclos.

ABSTRACT
Studies of ballast load capacity and changes on composition pass provides the generation of models that help in the prediction of the useful life. Physical models in scale close to the real consider the system of multiple layers for simulation. This paper presents the construction of a true magnitude physical model of a railway pavement to analyze the mechanical behavior and the stresses and permanent deformations resulting from the applications of the load cycles by means of own instrumentation. Characterization tests of ballast material were performed based on Brazilian standards and by digital imaging technique. The objective was to observe the performance of ballast composed of aggregates that are used in stretches of railway in RJ. The analyzed section with this ballast material presented good support capacity, but showed permanent deformation and breaking of aggregates after 1,700,000 cycles.

1. INTRODUÇÃO

O sistema de transporte de massas é um dos pontos chaves para o progresso do país e precisa ser cuidadosamente estudado para atender às necessidades da nação. É um sistema que precisa estar disponível de forma ampla e funcional para todos, onde uma falha ou interrupção pode causar grandes problemas sociais e econômicos. Para isto, amplia-se a busca do aperfeiçoamento de métodos para avaliar e melhorar as condições dos pavimentos, com foco no entendimento dos materiais empregados na sua execução. Ter conhecimento dos materiais empregados permite ampliar a acurácia na previsão da vida útil do pavimento, um fator importante para o gerenciamento da infraestrutura.

No sistema ferroviário, manter a via com níveis aceitáveis de deformação elástica e plástica é um dos pontos mais importantes, visto que sua deterioração pode causar, em último estágio, o descarrilamento dos trens. Grande parte da deterioração da via vem da quebra das partículas do lastro e este tem sido o foco de grandes pesquisas para melhorar a previsão de desempenho do pavimento ferroviário como já ressaltaram Selig e Waters (1994) e Muniz da Silva (2002).

Segundo Saussine *et al.* (2014), muito dessa degradação do material é oriunda dos esforços gerados pelas composições, que causam deformações plásticas na camada. No entanto, métodos de previsão que podem otimizar o momento de realizar uma intervenção são pouco difundidos, mesmo sabendo-se que podem reduzir gastos com operação de equipamentos caros, como o processo de desguarnecimento e socaria.

Ao longo dos anos, vários estudos foram desenvolvidos para compreender os mecanismos físicos por trás da deformação irreversível em materiais granulares graúdos. Contudo, pesquisas com material do lastro sempre foram complexas para realização em laboratório, por se tratar de um sistema de partículas de tamanho superior a 35 mm e apresentar faixa granulométrica muito uniforme (normalmente entre 19 a 63 mm) (Dahlberg, 2001).

No Brasil, pesquisas sobre o comportamento do lastro estão sendo feitas devido à retomada da construção de novas vias e renovação das antigas. Como exemplos, alguns trabalhos recentes são citados: Merheb (2014) descreveu o comportamento do lastro sob o ponto de vista da deformação permanente e módulo de resiliência, muito importantes para proporcionar segurança na via. Rangel *et al.* (2016) apresentaram os materiais usados na construção da Ferrovia Norte-Sul, que mesmo atendendo aos critérios da norma não tiveram uma boa resistência na via, antes mesmo da passagem das composições. Diógenes *et al.* (2016) discutem, com material usado na Transnordestina, novos ensaios importantes para descrever o comportamento do material.

O objetivo deste trabalho foi avaliar o comportamento mecânico de uma camada de lastro, principalmente em relação à deformação permanente e à distribuição da pressão exercida pelo carregamento, por meio do uso de um modelo físico de verdadeira grandeza, aqui chamado de tanque-teste de pavimentos. Também foi investigada a efetividade de alguns modelos empíricos da literatura para prever a deformação permanente resultante do material ensaiado. O artigo visa fornecer dados sobre degradação de um material de lastro sob carga repetida que auxiliem em modelos de previsão de desempenho para vias permanentes de trens de passageiros e de cargas da região. O material selecionado provém de uma pedreira da região metropolitana da cidade do Rio de Janeiro e geralmente é utilizado no estado.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Várias pesquisas, nos últimos anos, foram realizadas com objetivo de caracterizar as propriedades que influenciam no comportamento mecânico do lastro. As influências vão desde a origem geológica da rocha mãe, que rege as propriedades fundamentais das partículas do agregado, até o tamanho e forma das partículas do agregado, que atua no comportamento global do lastro. Para isto um controle das propriedades do material utilizado é de extrema importância. Aspectos das características físicas tais como granulometria e forma e suas influências são descritas a seguir.

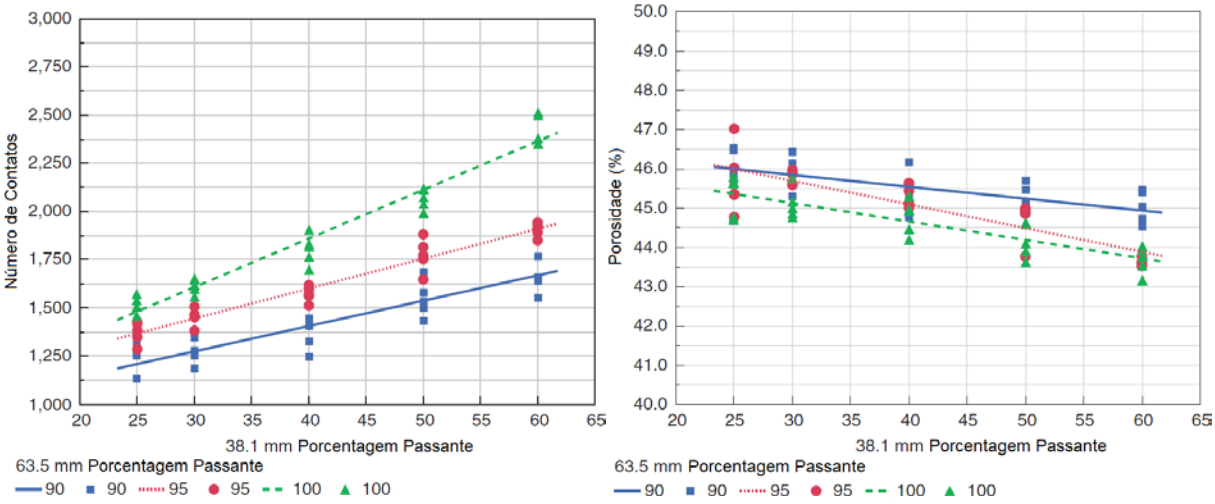
2.1. Granulometria

As normas referentes às faixas granulométricas do material de lastro não tiveram mudanças significativas nesta última década. Muito dessa falta de variação vem da definição simplista do lastro: “Agregado graúdo de drenagem livre usado como suporte para via férrea”. Durante este período, poucos estudos foram realizados para propor uma nova curva a ser normatizada, destaque para o trabalho de Indraratna *et al.* (2011) que, atualmente, faz parte da nova norma australiana *Australian Standard* (AS) 2758.7:15.

A granulometria tem grande influência no índice de vazios e na resistência ao cisalhamento da camada, e este fato fica mais evidente no material de lastro por ser predominantemente graúdo.. Estudos realizados na Universidade de Illinois, por Boler *et al.* (2014), demonstram correlação entre a granulometria e número de contatos entre grãos. Na Figura 1, observa-se que aumentar a quantidade de material retido na peneira 38,1 mm causa um acréscimo no número de contatos

e redução do índice de vazios; o contrário acontece no caso da adição de partículas de 63 mm. Contudo, a pesquisa também mostrou que elevar o número de partículas menores que 19 mm é prejudicial, visto que, estas partículas tentam tomar o controle do esqueleto pétreo, na medida que, ao chegar num nível que empurram as pedras maiores, geram um desequilíbrio no esqueleto pétreo.

Segundo Diógenes *et al.* (2016), a granulometria pode ser diretamente afetada por diversos fatores, tais como: o tempo de uso da via, a presença de materiais mais finos e os processos de manutenção através, principalmente, da socaria, que causam quebras e desgaste nos mesmos.



(a) (b)

Figura 1: Mudanças no (a) número de contatos e (b) e porosidade com a variação do percentual passante na peneira 38,1 mm (peneira 19 mm = 0%) (adaptado de Boler *et al.*, 2014)

2.2. Índice de forma, textura e angularidade

Na área ferroviária, os agregados lamelares afetam o comportamento da camada do lastro, visto que seu menor momento de inércia reduz a resistência à flexão da camada. Este efeito resulta na facilidade de quebra do material sob aplicação das cargas dos veículos. Raymond (1985), em sua pesquisa dos processos de seleção do material, já indicava a necessidade de restringir partículas lamelares com fator 1:3 (largura:comprimento), e Huang (2010) considera as propriedades de forma dos agregados um dos fatores que mais influenciam na trabalhabilidade, resistência, e estabilidade de lastros ferroviários.

A avaliação da textura é um parâmetro importante na análise do comportamento do lastro. De acordo com Huang (2010), é consenso na área ferroviária que alto índice de textura tem ganho na resistência a deformação permanente do lastro. Muito dessa correlação deve-se em função do atrito elevado entre as partículas que aumenta a resistência ao cisalhamento da camada.

A angularidade descreve a variação dos ângulos no perímetro das partículas: quanto menor o valor angular, mais a partícula se assemelha a uma esfera. A angularidade é uma propriedade de grande importância, devido à pequena faixa de peneiras que compõe a granulometria do lastro. Pesquisas mensuraram a variação da angularidade com o intertravamento do material e consequente acréscimo da resistência ao cisalhamento. Estes estudos mostram que, quando há um aumento da angularidade, o número de contatos entre as partículas aumenta, com melhor distribuição da carga e do intertravamento (Boler *et al.*, 2014).

Em geral, os agregados adequados para lastro apresentam as seguintes propriedades: forma cúbica e angular, faces fraturada (novas superfícies expostas com no mínimo 1/3 da máxima dimensão da partícula), rugosidade superficial, dureza elevada, graduação uniforme e ausência de poeiras e materiais finos (Klincevicius, 2011). Contudo, alguns parâmetros não integram requisitos normativos internacionais dada a complexidade em mensurar as propriedades. A dificuldade de medição destes atributos está vinculada a ensaios em que o operador tem grande influência no resultado. Na busca de tornar a análise mais rápida e precisa foram criadas metodologias com uso do processamento digital de imagens (PDI). No Brasil o equipamento de PDI mais usado é o *Aggregate Image Measurement System 2* (AIMS 2) aperfeiçoado por Al Rousan (2004), que estabeleceu a metodologia para a classificação da forma do agregado.

2.3. Modelos de deformação permanente do lastro

O ciclo de deformação permanente da camada do lastro pode ser descrito em duas fases distintas. A primeira vem após a construção ou recomposição da camada, atribuída a reorganização das partículas e densificação do lastro. Nesta fase, ocorrem grande deformações plásticas, na ordem de milimetros em, aproximadamente, poucos ciclos. Depois de atingir sua densidade máxima outras forças começam a dominar o comportamento do lastro. Na segunda fase, a camada passa a sofrer grande influência dos danos causados por tensões, vibrações, degradação e incompatibilidade da rigidez entre as camadas. Este efeito resulta em fratura das partículas e após certo grau de quebra o comportamento da camada é alterado, ao gerar um desequilíbrio no esqueleto de partículas graúdas (Indraratna *et al.*, 2011).

Existem vários modelos de previsão do comportamento do lastro quanto à deformação permanente, mas, em geral, com poucas variáveis, visto a grande complexidade em criarem-se métodos que comportem a grande quantidade de parâmetros que influenciam o desempenho da camada. Normalmente tais modelos apresentam uma formulação em que a deformação permanente é proporcional ao logaritmo do número de passagens do eixo (Indraratna *et al.*, 2013; Abadi *et al.*, 2016). Entretanto, somente na análise do número de eixos há variabilidade na carga de diferentes composições e diferentes velocidades. Na Tabela 1 são apresentados alguns modelos de previsão de deformação permanente do lastro que foram elaborados com uso de regressão linear baseada em dados históricos, pondera-se que os materiais utilizados bem como a geometria do sistema de carregamento são diversos.

Tabela 1: Alguns modelos de deformação permanente de lastro

Modelo	Referência	Parâmetros de regressão
$S_N = S_1(1 + \alpha \log N)$	Raymond e Gaskin (1975)	α
$S_N = S_1 + \frac{\gamma \log N}{1 + \alpha \log N}$	Neidhart (2001)	α, γ
$S_N = S_1(N^{\gamma})$	Indraratna *et al.* (2007)	γ
$S_N = \gamma + \alpha(\ln N)$	Indraratna *et al.* (2011)	α, γ
$S_N = (\log N - 2{,}4)^{2} * \left(\frac{p}{160}\right) * \left(\frac{47}{k}\right)$	Thom e Oakley (2006)	*
$S_N = S_1(1 + \alpha \ln N + 0{,}5\beta \ln N^2)$	Indraratna *et al.* (2013)	α, β

Nota: O modelo de Thom e Oakley tem como parâmetros a tensão abaixo do dormente em kPa (p) e a rigidez do subleito MPa (k). Em que; S: deformação permanente (mm) e N: número de ciclos.

Vale salientar que esses modelos foram desenvolvidos em países diferentes, com materiais e soluções distintas. No entanto, pode-se perceber que todos levam em consideração o número

de ciclos de aplicação de cargas, fator importante quanto à quebra e seu impacto na vida útil.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Para a construção da estrutura empregada no presente estudo foi realizada uma pesquisa com as empresas de transporte ferroviário do estado do Rio de Janeiro sobre as fornecedoras de agregados para lastro, a fim de estudar um material que venha sendo aplicado nas suas ferrovias. O material utilizado para o lastro do pavimento ferroviário em estudo é proveniente da pedreira J. Serrão, da cidade de Japeri-RJ, que serve três empresas que atuam na região, em transporte de cargas e de passageiros. A classificação geológica da frente da pedreira indica um maciço composto de gnaisse migmatizado com concentração de sulfetos e presença de veios de pegmatito quartzo-feldspato. O sistema de britagem consiste na britagem primária com uso de um britador de mandíbula seguindo da britagem secundária feita por um britador hydrocone.

A Figura 2 apresenta a granulometria do material usado como camada do lastro, acompanhado da curva média e desvio padrão dos laudos recebidos da pedreira, e a faixa granulométrica especificada (AREMA 24) para aprovação do material junto às empresas. Pode-se notar que o material passante na peneira de 25 mm está fora da faixa granulométrica em todas as medições e o material na peneira 37,5 mm se encontra próximo ao limite superior da faixa estipulada. Para uso no tanque-teste foram retiradas as particulas passantes na peneira 25 mm, visto que representavam pequena fração de material em peso e também com o intuito de reduzir qualquer material fino oriundo dos processos anteriores a estocagem.

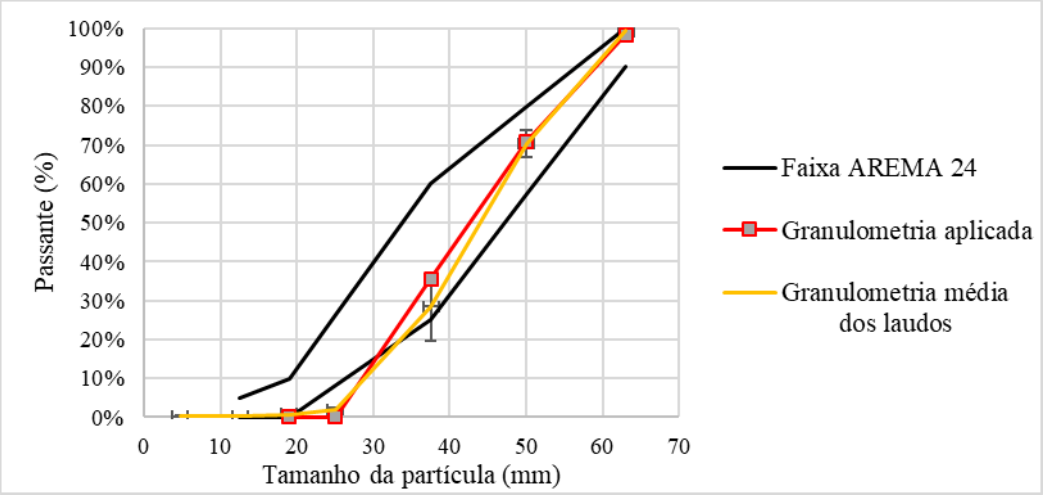
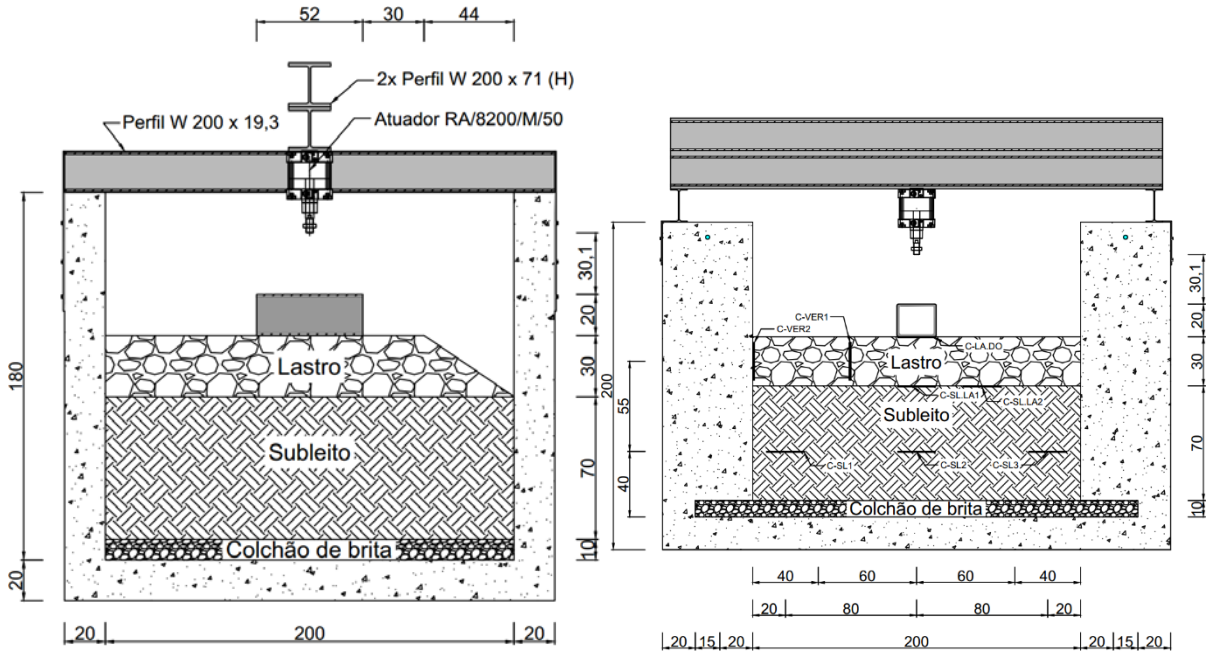


Figura 2: Granulometria do lastro estudado

As características físicas do agregado foram analisadas com base nas normas ABNT NBR 5564:11, VALEC (80-EM-033A-58-8006) e AREMA 2012. Além dos ensaios das normas, os agregados retidos na peneira 25 e 19 mm foram analisados quanto à forma, angularidade e textura das partículas no (AIMS 2),. Contudo, o equipamento analisa somente as partículas passante a partir da peneira 35,7 mm. Os parâmetros obtidos então foram adotados como a média para toda a camada do lastro. Conforme Bessa et al., (2013), a dependente da mineralogia do agregado, enquanto a forma e angularidade são influenciados pelo processo de britagem. Assim, agregados de cada peneira apresentam características muito próximas a média da pilha do material. Enfatiza-se que ainda não há norma para realização de ensaio no AIMS 2 nos EUA, nem no Brasil, mas vários estudos têm sido feitos.

3.1. Estrutura do pavimento

O tanque-teste utilizado foi planejado e construído por Silva (2009), a estrutura ensaiada foi composta por três camadas: lastro, subleito e colchão de brita. A Figura 3 (a) apresenta os elementos componentes do tanque teste e suas medidas, a Figura 3 (b) a localização das células de pressão instaladas no interior do subleito e do lastro. A coleta das informações das pressões geradas pelo atuador de carga foi obtida com oito células instaladas em diversas posições, como observa-se na Figura 3 (b). As coletas de informações das células foram em tempos aleatórios no decorrer do ensaio, para avaliar a variação dos picos de tensão.



(a) (b)

Figura 3: O tanque teste em estudo: (a) geometria do pavimento, cotas em cm, e (b) posicionamento das células de pressão

Na avaliação das proporções do tanque-teste, este consegue simular a metade de uma seção transversal ferroviária, baseada nas "dimensões tipo" empregada pela VALEC (80-DES-000A-18-8000 Rev11), com a declividade do talude de uma das faces de 3:2 (H: V).

As camadas de subleito e colchão de brita foram reaproveitadas do trabalho de Silva (2014) com intuito de reduzir o tempo de construção do pavimento. A camada de brita do fundo é utilizada para permitir a criação de um lençol freático que possa por capilaridade saturar o subleito e a camada de subleito com o módulo de resiliência médio de 189 MPa.

Na implantação da camada de lastro, o material foi posto em duas camadas de 15 cm e a cada estágio realizou-se a compactação com placa vibratória, com quatro passagens por camada, para simular o efeito de compactação inicial em campo, Figuras 4 (a) e (b). Para execução da camada do lastro foi consumido cerca de 2000 kg com um volume de aproximado de 1,07 m^3. Após o nivelamento da camada final do lastro foi colocado um bloco de um dormente bibloco e posicionado 4 *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) em sua superfície. Dos 4 LVDTs colocados sobre o dormente, dois foram instalados nas extremidades, com cursor total de 5 mm, e os outros dois foram postos na parte central, com 1 mm de curso, Figura 4 (c). A Figura 4 (d) apresenta o panorama do experimento após sua montagem.

A etapa de ensaio consistiu na aplicação de 1.700.000 ciclos de carregamento, com frequência de 2 Hz na forma de pulso (0,1s de aplicação e 0,4s de descanso). Para a carga aplicada no dormente com um vagão teórico, foi realizado estudo em elementos finitos de Profillidis (2014). A Figura 5 demonstra a distribuição da carga sobre o dormente que é distribuída pelo trilho ao longo da via. Há também outros fatores que modificam o valor da carga aplicada sob o lastro como o fator de tensão da área do dormente, com valor aproximado de 35% da carga e efeito dinâmico na via que, neste trabalho, não foi considerado.

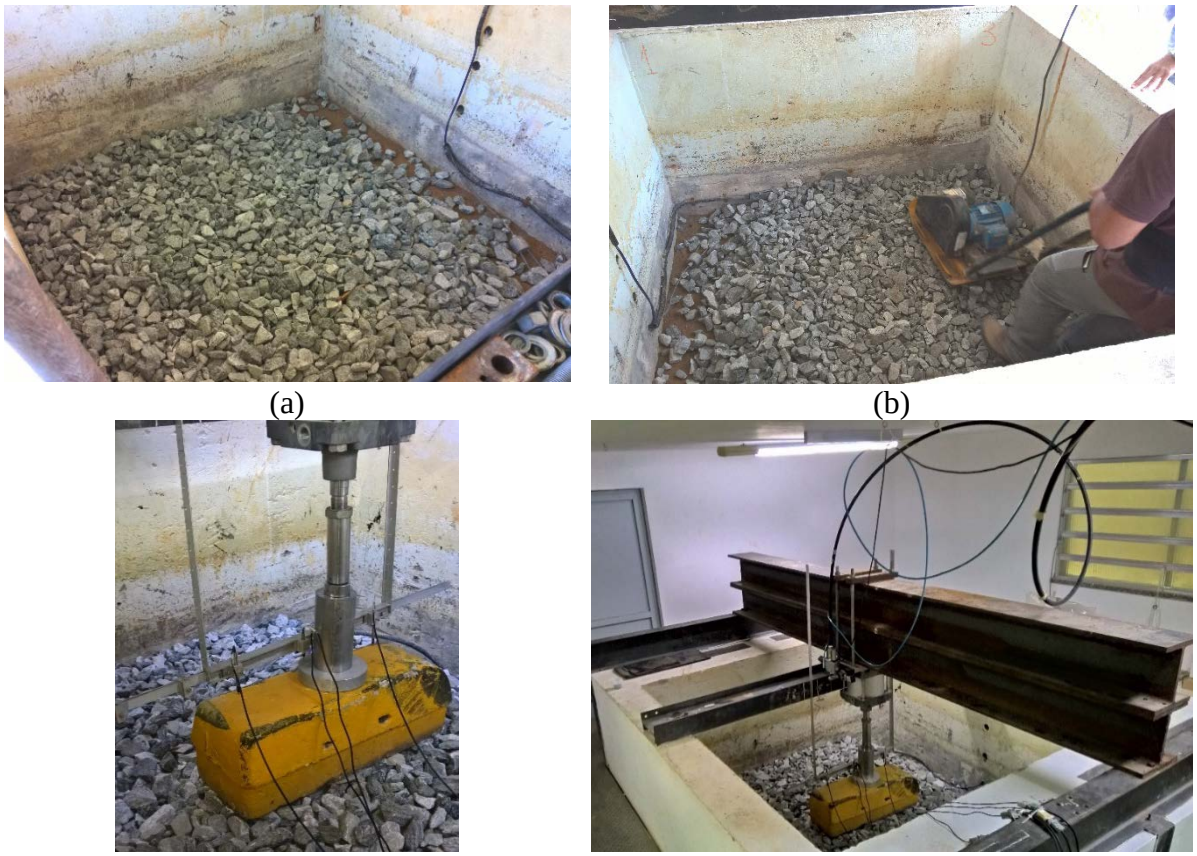


Figura 4: Construção do modelo físico: (a) aplicação da primeira camada, (b) compactação, (c) posição da instrumentação e (d) aspecto do equipamento

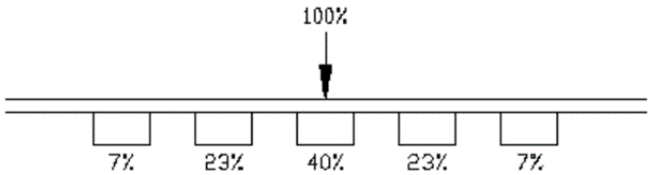


Figura 5: Distribuição da carga ao longo dos dormentes (adaptado de Profillidis, 2014)

A carga aplicada pelo atuador sobre o dormente é de 23 kN (~2,3 t), definido com base no limite superior do sistema pneumático, e considerando-se a área de contato dormente/lastro de 0,125 m^2, resulta numa pressão teórica de 186 kPa. Assim, a carga de 23 kN com os fatores de 40 % de distribuição da carga e 35% da área do dormente representa um eixo de 16 t. Também foi realizada validação com uso do software SysTrain, desenvolvido pelo IME, que demostrou boa aproximação do modelo com um vagão de 70 t composto por 4 eixos de 17,5 t.

4. RESULTADOS E ANÁLISE

Analisando os parâmetros da curva granulométrica, foi verificado que esse material de lastro apresenta alto grau de uniformidade, com coeficiente de não uniformidade (C_{NU}) igual a 1,6, correspondente a mal graduado. Curvas com esta característica podem apresentar deformação permanente excessiva e alta permeabilidade.

A Tabela 2 apresenta os valores medidos em cada propriedade avaliada conforme as normas brasileira e americana (AREMA). Os resultados mostram certas deficiências do material utilizado, tal como a quantidade elevada de partículas lamelares que reduzem a resistência ao cisalhamento da camada. O material apresentou um resultado no ensaio de abrasão Los Angeles de 4% acima do permitido pela NBR. Entretanto, este resultado se adequou às normas VALEC e AREMA, sendo que a americana tem medidas diferentes para cada tipo de rocha mãe. Além disso, há uma quantidade de finos elevada, que tem origem na grande quantidade de biotita que é um material da baixa dureza e influi na diminuição da resistência da partícula à abrasão.

Tabela 2: Valores exigidos pelas normas e os valores medidos do material do lastro deste estudo

Característica	Valor			Medido
	ABNT	VALEC	AREMA	
Forma média das partículas	Cúbica	Cúbica	Cúbica	Cúbica
Partículas não cúbicas (máximo)	15%	10%	5%	30/25%*
Massa específica aparente (mínima) (kg/m^3)	2500	2400	2600	2775
Absorção de água (máxima)	0,8%	1,0%	1,0%	0,26%
Porosidade aparente (máxima)	1,5%	1,0%	-	0,71%
Material pulverulento (máximo)	1,0%	1,0%	1,0%	1,8%
Limite de massa unitária no estado solto (g/cm^3)	1,25	-	-	1,35
Resistência ao desgaste (abrasão Los Angeles, máxima)	30%	40%	35%	34%

Nota: A norma ARENA refere a agregados originários de rochas graníticas. O valor corresponde forma de avaliação da norma ABNT 5564:11 e ASTM D 4791:10, respectivamente.

Na Figura 6, estão os gráficos referentes às análises no AIMS 2 quanto à (a) textura, (b) angularidade, (c) lamelaridade e alongamento, e (d) esfericidade. As respostas da avaliação do material com uso do recurso de imagem mostraram coerência com a avaliação tátil-visual.

Na distribuição da textura indicada na Figura 6 (a) é possível observar-se grande amplitude, sem faixa preponderante. A variação do resultado deve-se, em grande parte, pela composição mineralógica heterogênea do material. Na angularidade, Figura 6 (b), a grande maioria apresenta forma subarredondada, sem grande variação entre as frações de 25 e 19 mm. A angularidade tem influência da forma de britagem e também da mineralogia, visto que, a presença de minerais de dureza baixa facilita o polimento das partículas. A Figura 6 (c) mostra os dados de lamelaridade do agregado, e as duas frações apresentam comportamentos iguais. Os valores encontrados estão dentro na mesma ordem de grandeza apresentada pela metodologia adotada pela AREMA (25%), sendo este realizado com a faixa completa.

A esfericidade do agregado é mostrada na Figura 6 (d), e observa-se que o agregado apresenta parcela insignificante com esfericidade extrema (<5% média). O material retido na peneira 25 mm tem quantidade menor de partículas em grau alto ou superior comparado com o de 19 mm, o que se reflete na razão de lamelaridade do material. A correlação entre os parâmetros deve-se à escala de medida da esfericidade que atribui o valor de 1 para partículas contendo as mesmas dimensões nas três direções (x, y, z).

Quanto à classificação proposta por Al Rousan (2014), o material tem sua textura, angularidade, e esfericidade classificadas, respectivamente, como: moderada a polido, subarredondado a arredondado e baixa esfericidade a achatado/alongado.

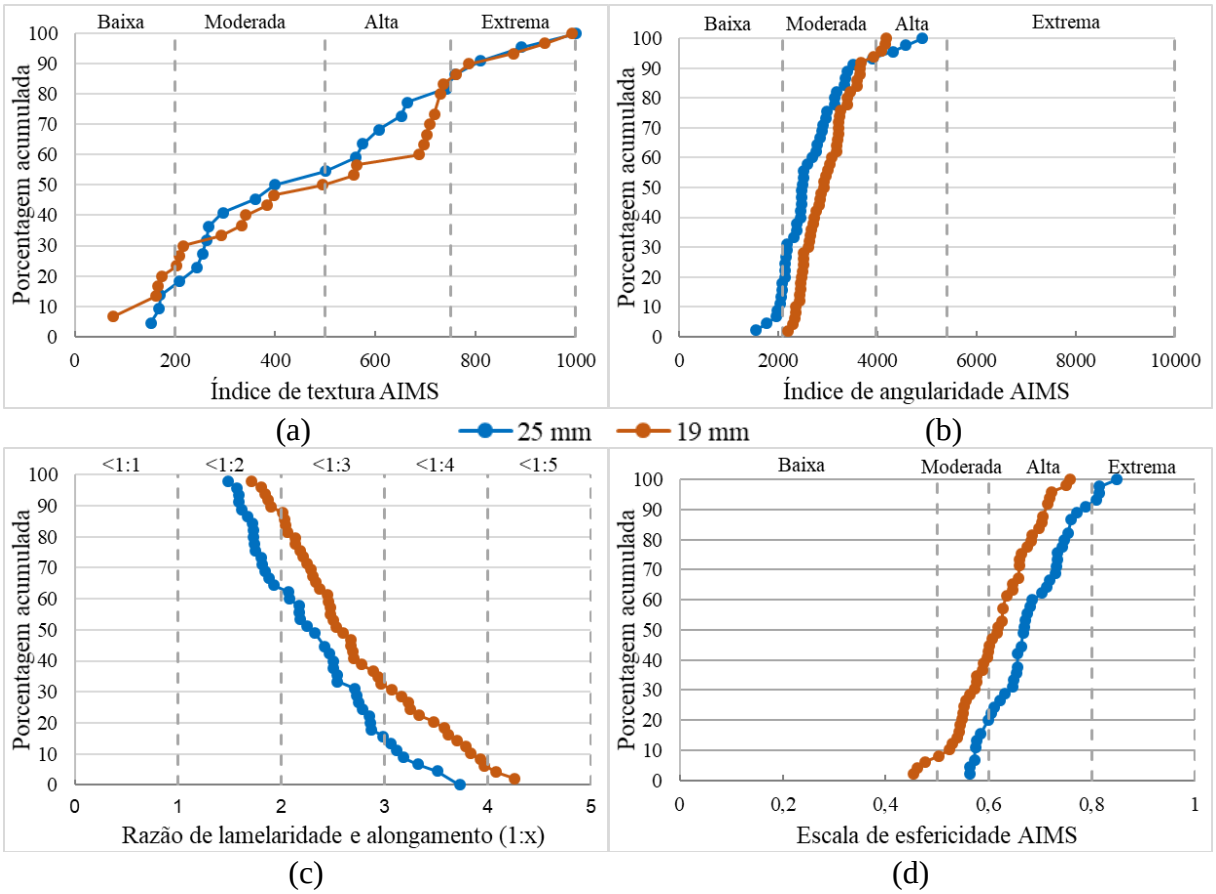


Figura 6: Resultados das propriedades de forma no AIMS 2 (a) textura, (b) angularidade, (c) lamelaridade e alongamento, (d) e esfericidade

Sobre os resultados da análise da distribuição da tensão durante os ciclos de cargas a Figura 7 mostra os registros das leituras da tensão de pico em 4 pontos do pavimento, um ponto por gráfico. Verifica-se no gráfico (a) tensões superiores as calculadas, efeito da quantidade limitada de arestas das partículas do lastro em contato com o dormente, devido as grandes dimensões do agregado, o que reduz a área de contado inicial. Ao longo do ensaio as tensões em todas as camadas mostraram redução proporcional com diferença média entre o início e final do ensaio de 20%, consequência da quebra e acomodamento do material. Este efeito elevou a área de contato dormente-lastro o que favoreceu a melhor distribuição das tensões.

A Figura 8 (a) mostra as deformações permanente acumuladas medidas nos 4 LVDTs, sendo os LVDTs 1 e 2 os que se encontravam nas extremidades e os LVDTs 3 e 4 no centro do dormente, acompanhado da média. O resultado do LVDT 1 indicou uma deformação bem acima da média após o estágio inicial de acomodamento. A variação do resultado deve-se parcialmente em função do LVDT estar localizado na borda do lado não confinado do lastro. O não confinamento permite que as partículas apresentem maior grau de liberdade para movimento dentro da camada, o que pode influenciar no desempenho do dormente.

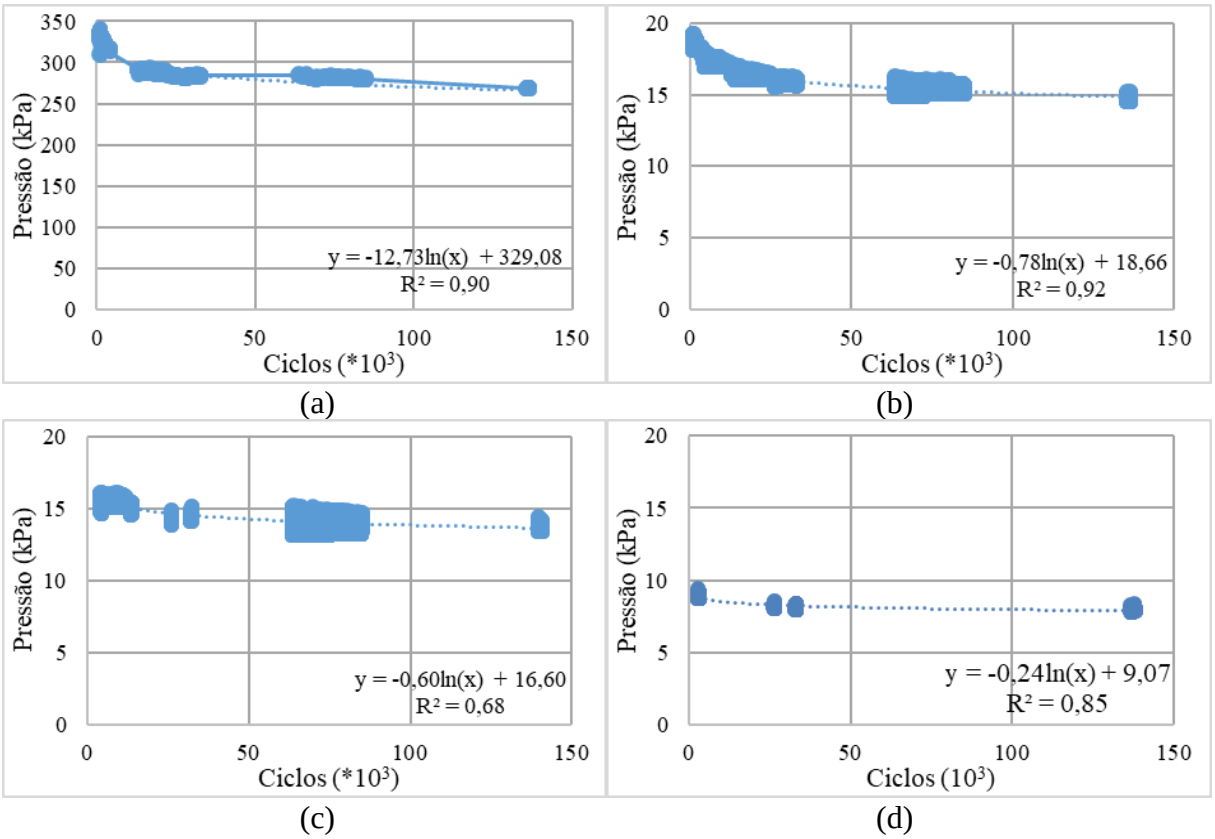


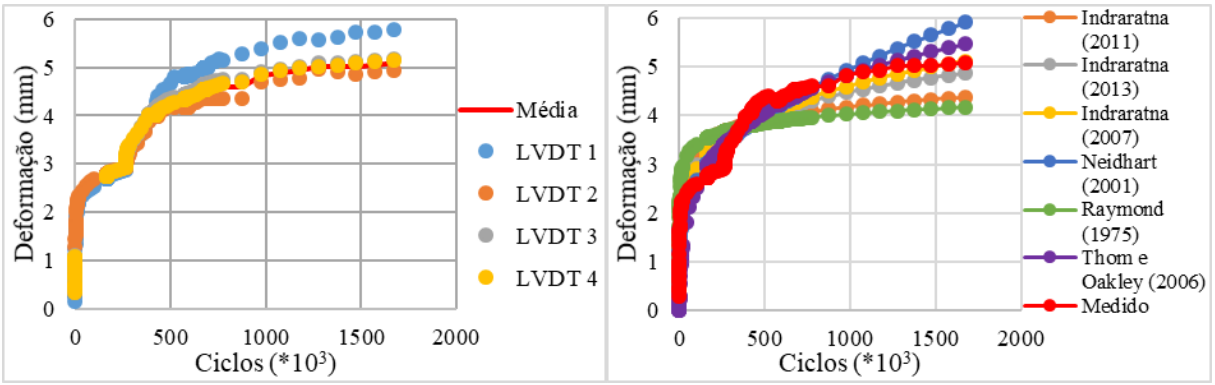
Figura 7: Variação da tensão ao longo do ensaio no: (a) topo do lastro; (b) topo do subleito; (c) no interior da camada de subleito; (d) horizontal a 40 cm da aplicação da carga.

As leituras dos LVDTs na Figura 8 (a) mostram dois comportamentos distintos do material: a primeira fase definida por grande taxa de deformação permanente por ciclo que durou até os 500.000 ciclos e posterior diminuição da taxa. Apesar disso, o material continua a apresentar crescimento da deformação, visto que não chegou a acomodar totalmente, o que indica que há perturbações no esqueleto pétreo possivelmente causadas por quebras no material. Como se busca por modelos de previsão da deformação do lastro, foram comparados os modelos de literatura (Tabela 1) para verificar a coerência dos mesmos aos dados medidos que pudessem ser usados em extrapolação para previsão da vida útil da camada. Na Figura 8 (b) são apresentadas a curva média obtida pelas leituras dos LVDTs e as curvas obtidas para esses valores médios medidos após regressão dos modelos para encontrar seus parâmetros. Na Tabela 3 estão os parâmetros de regressão e seus coeficientes de determinação (R^2).

Os modelos aplicados aos dados experimentais apresentaram R^2 alto, indicando boa descrição dos valores medidos. O modelo de Neidhart (2001), com maior R^2, e o de Raymond e Gaskin (1975), apresentaram resultados discrepantes no extremo em relação aos medidos. Os modelos de Indraratna (2007, 2013) foram coerentes com o valor final do ensaio deste.

A partir dos parâmetros dos modelos foi feita, por extrapolação, a estimativa do número de ciclos que levaria à necessidade de manutenção da via com base na deformação permanente média de 12 mm, limite de deterioração do greide da via geralmente utilizado. Aqui se considerou que somente o lastro estaria contribuindo para se atingir este valor no topo. Os modelos que previram a resposta mais próxima (menor número de ciclos) foram o de Thom e Oakley (2006) e de Indraratna (2007), prevendo que este valor de afundamento crítico seria

atingido próximo de 100 milhões de ciclos (10^7). Os outros modelos tenderam ao acomodamento do lastro, o que resultou em período muito maior do ciclo de vida. Na tentativa de esclarecer esta previsão, além de observar outros aspectos, o experimento está sendo repetido com o material, substituída a parcela de lastro degradado, e serão aplicados 4×10^7 ciclos para confirmar qual modelo está prevendo melhor. Também pretende-se montar outras configurações no tanque-teste, com saturação do subleito e uso de geogrelhas.



(a) (b)

Figura 8: Deformação permanente: (a) valores medidos, (b) comportamento dos modelos

Tabela 3: Valores dos parâmetros dos modelos testados com os dados deste experimento

Modelo	Parâmetros	R^2
Raymond e Gaskin (1975)	α=0,931	0,797
Neidhart (2001)	α=-0,132; γ= 0,164	0,946
Indraratna *et al.* (2007)	γ =0,2	0,919
Indraratna *et al.* (2011)	α=0,381; γ= -1,083	0,797
Thom e Oakley (2006)	p= 241kPa; k= 189MPa	0,89
Indraratna *et al.* (2013)	α=-0,394; β=0,208	0,885

Nota: O parâmetro de regressão adotado no modelo de Thom e Oakley foi a tensão abaixo do dormente.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O modelo físico permitiu identificar a tendência de redução das tensões na camada conforme a taxa de deformação permanente do material do lastro diminuía, tendência que sugere o possível acomodamento do material, embora ainda apresente pequena taxa de deformação permanente que pode ter relação com a granulometria não uniforme do material e elevado índice de partículas lamelares. Inicialmente a tensão lida na interface dormente/lastro foi superior à calculada, devido ao cálculo considerar a área de contato uniforme, o que não é verdade, visto que somente algumas partículas estão em contato com o dormente. Após a fase de acomodamento inicial admite-se que o acréscimo dos pontos de contatos entre partículas e a base do dormente aumente a área de contato dormente/lastro, mas provavelmente não chega a ser a área total. Isto faz com que as tensões nos agregados sejam muito mais elevadas do que o calculado como médio na área total. Os modelos de previsão descreveram com boa correlação o comportamento do material desta pesquisa. Contudo, alguns modelos tenderam ao acomodamento antes dos valores medidos, talvez devido ao fato de alguns deles terem sido gerados com número reduzido de ciclos.

Para melhoria das previsões, outros arranjos no tanque-teste estão programados nesta pesquisa. Esta e outras pesquisas semelhantes podem contribuir para proposição de outros parâmetros de seleção de agregados para lastro, sendo importante constante monitoração da deformação permanente em campo para comparação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abadi, T., Le Pen, L., Zervos, A., e Powrie, W. (2016) A Review and Evaluation of Ballast Settlement Models using Results from the Southampton Railway Testing Facility (SRTF). *Procedia Engineering*, *143*(December), 999–1006.

ABNT (2011) NBR 5564 – Via férrea – Lastro ferroviário – Requisitos e métodos de ensaio. *Associação Brasileira de Normas Técnicas*, Rio de Janeiro.

Al Rousan, T.M. (2004) Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system. Tese de Doutorado. Texas A&M University.

AREMA (2012) Manual for Railway Engineering. Lanham: AREMA.

AUSTRALIAN STANDARD. AS 2758.7: Aggregates and rock for engineering purposes Part 7: Railway ballast. Sydney: Standards Australia Limited, 2015. 13 p.

ASTM D4791 (2010) Standard test method for flat particles, elongated particles, or flat and elongated particles in coarse aggregate. *American Society for Testing and Materials*, ASTM.

Boler, H., Qian, Y., e Tutumluer, E. (2014) Influence of Size and Shape Properties of Railroad Ballast on Aggregate Packing. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, *2448*, 94–104.

Bessa, I. S., Castelo Branco, V. T. F., e Soares, J. B. (2013) Análise da influência do tamanho nas propriedades de forma de agregados analisados através do processamento digital. 8º CBR&C (p. 15). ABCR, Santos.

Dahlberg, T. (2001) Some railroad settlement models — a critical review. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part F: Journal of Rail and Rapid Transit*, *215*(4), 289–300.

Diógenes, D. F., e Castelo Branco, V. T. F. (2016) Avaliação das propriedades de forma de agregados utilizados em lastro ferroviário a partir do uso do Processamento Digital de Imagens. ANPET (Ed), *XXX Anpet* (p. 12). ANPET, RJ.

Huang, H. (2010) *Discrete element modeling of railroad ballast using imaging based aggregate morphology characterization*. Tese de Doutorado, Depart. of Civil and Environ. Engin., Univ. of Illinois at Urbana Champaign.

Indraratna, B., e Nimbalkar, S. (2013) Stress-Strain Degradation Response of Railway Ballast Stabilized with Geosynthetics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, *139*(5), 684–700.

Indraratna, B., Salim, W., e Rujikiatkamjorn, C. (2011) *Advanced rail geotechnology–ballasted track*. CRC Press, Leiden.

Indraratna, B., Shahin, M. A., e Salim, W. (2007) Stabilisation of granular media and formation soil using geosynthetics with special reference to railway engineering. *Ground Improvement*, *11*(1), 27–43.

Klincevicius, M. G. Y. (2011) *Estudo de Propriedades , de Tensões e do Comportamento Mecânico de Lastros Ferroviários*. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Merheb, A. H. M. (2014) Análise Mecânica do Lastro Ferroviário Por Meio de Ensaios Triaxiais Cíclicos. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

Muniz da Silva, L. F. (2002) *Fundamentos Teórico-experimentais da Mecânica dos Pavimentos Ferroviários e Esboço de um Sistema de Gerência Aplicado à Manutenção da Via Permanente*. Tese de Dr., Programa de Eng. Civil/COPPE, UFRJ.

Neidhart, T. (2001). "True-to-scale in situ tests determining dynamic per- formance of earthworks under high speed train loading." Proc., Geo- technics for Roads, Rail Tracks and Earth Structures, ETC11, Rotterdam, 213–223.

Profillidis, V. (2014) *Railway Management and Engineering*. *Ashgate Publishing Limited* (4th Ed., Vol. 53). Ashgate Pub Co, Farnham.

Rangel, G. W. A., Aragão, F. T. S., Motta, L. M. G., e Pontes Júnior, C. L. (2016) Verificação da diferença entre agregados basálticos para lastro ferroviário oriundos de uma mesma jazida em diferentes profundidades. ANPET (Ed), *XXX Anpet* (p. 12). Rio de Janeiro.

Raymond, G. (1985) Research on railroad ballast specification and evaluation. *Track design and construction*, 1–8.

Raymond, G. P., e Gaskin, P. N. (1975) Selection and performance of railroad ballast. *Proc. of a symposium held at Princeton Univ.* (p. 369–385). doi:http://dx.doi.org/10.1016/B978-0-08-021923-3.50023-1

Saussine, G., Quezada, J. C., Breul, P., e Radjai, F. (2014) Railway Ballast Settlement: A New Predictive Model. *Proc. of the 2nd International Conference on Railway Technology: Research, Development and Maintenance* (p. 1–12).

Selig, E. T.; Waters, J. M. (1994) Track Geotechnology and Substructure Management. Londres: *Thomas Telford Ltd.* 446 p.

Silva, B.-H. de A. (2009) *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. Tese de Doutorado, Programa de Eng. Civil/COPPE, UFRJ.

Silva, C. F. S. C. (2014) *Análise de tensões em pavimentos a partir de modelo físico instrumentado*. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil/COPPE, UFRJ.

Thom, N. H. & Oakley, J. 2006. Predicting differential settlement in a railway trackbed. Railfound 06. Birmingham, UK

VALEC - ENGENHARIA, CONSTRUÇÕES E FERROVIAS S.A.. 80-EM-033A-58-8006 REV1**:** Especificação de materiais de superestrutura pedra britada para lastro. Brasília. 2010. 7 p.

VALEC - ___.. 80-DES-000A-18-8000 REV11: Projeto Tipo - Seção transversal de superestrutura. Brasília. 2009. 1 p.

Fernando Henrique Paim da Silva (fernandopaim@gmail.com)
Caroline Dias Amancio de Lima (engcarolinelima@gmail.com)
Laura Maria Goretti da Motta (laura@coc.ufrj.br)
Programa de Engenharia Civil - COPPE, UFRJ, Laboratório de Geotecnia/Pavimentos. Rio de Janeiro/RJ

ESTUDO DE VIABILIDADE TÉCNICA DE MISTURAS DE SOLO COM RESÍDUO ORIUNDO DA PRODUÇÃO DE MÁRMORE E GRANITO EM CAMADA DE SUB-BASE PARA PAVIMENTAÇÃO

Raíssa Rodrigues Cardoso Farias
Natália Barbosa Barros
Aline Calheiros Espíndola
Universidade Federal de Alagoas - UFAL
Centro de Tecnologia - CTEC

RESUMO
O uso de resíduos parapavimentação tem sido uma alternativa interessante, pois reduz custos com matéria prima e diminuios impactos ambientais. Sendo assim, este trabalho estudou a possibilidade de uso dos resíduos provenientes do beneficiamento de mármore e granito adicionado ao solo para uso em camadas de sub-base de pavimento. As misturas solo-resíduo foram estudadas nas proporções de 20% e 42% em relação à massa de solo e foram submetidas aos ensaios de caracterização física, compactação e Índice de Suporte Califórnia. De acordo com as especificações do DNIT, as misturas solo-resíduo apresentaram uma boa capacidade de suporte para camadas de sub-base. Dessa forma, o uso de RMBG possibilitaa redução dos custos com matéria-prima e evita o descarte inadequado na natureza. Para estudos futuros, pretende-se variar as proporções das misturas de solo-resíduo.

PALAVRAS-CHAVE: Sub-base, Resíduo, Solo, Mistura, Ensaios laboratoriais.

1. INTRODUÇÃO

O compromisso com o meio ambiente e o desenvolvimento sustentável sãouns dos grandes desafios para as indústrias que são fontes geradoras de resíduos. Esses resíduos são descartados indevidamente ou depositados em aterros, dessa forma, a busca de alternativas para reutilização e reciclagem vem trazendo melhorias no gerenciamento de resíduos de atividade industrial. Nos últimos quinze anos, essas indústrias vêm sendo citadas pelos ambientalistas como fontes de contaminação do meio ambiente, devido à grande quantidade de resíduos gerados. (NEVES, 2002).

No Brasil, a etapa da serragem para produção de rochas ornamentais cerca de 25% a 30% do bloco de pedra é transformada em pó, sendo a quantidade estimada de resíduo de mármore e granito em torno de 240.000 t/ano (MOURA *et al*., 2002).

As empresas beneficiadoras de rochas ornamentais causam impactos ambientais em três fases: sendo a primeira de pesquisa mineral gerados pelo desmatamento. Em seguida, a grande quantidade de resíduo gerada pela obtenção dos blocos, fase conhecida como serragem do bloco de granito. Por último, a terceira fase na forma de polpa abrasiva chamada de lama que é gerada pelo beneficiamento resultante da ação dos teares. (LISBOA, 2004).

O beneficiamento de mármore e granito libera um composto chamado de “lama”que é formado através da serragem dos blocos e por partículas de granalha e cal, além de constituir altos teores de SiO2, Al2O3, Fe2O3 e CaO. O destino final da “lama” de beneficiamento de mármore e granito é, na maioria dos casos, em córregos, lagos, depósitos a céu aberto. (MENEZES, *et al*, 2007). O depósito inadequado desse composto pode causar danos ambientais como: assoreamento de rios e lagos, poluição dos mananciais e, consequentemente, afetar a saúde pública.

Um dos grandes desafios das empresas beneficiadoras é a eliminação de resíduos industriais, por isso, vem sido desenvolvidas pesquisas de reciclagem de resíduos ao redor do mundo. O resíduo de beneficiamento de mármore e granito é um material inerte de classe B. (LISBOA, 2004).

A utilização de materiais reciclados em camada de base está em maior receptividade na aplicação em manutenção e restauração quanto em dimensionamento. (HILÁRIO, *et al*, 2006).O reaproveitamento de resíduos para uso em pavimentação torna-se uma alternativa muito interessante, pois ao substituir recursos naturais não renováveis, diminui os impactos ambientais e econômicos, oferecendo menores custos com características semelhantes, ou até superiores aos materiais naturais.

O principal objetivo deste trabalho é apresentar a possibilidade de reutilizar mistura de resíduo de beneficiamento de mármore e granito com solo proveniente do Município de Canapi-ALcomo camada desub-base para pavimento flexível.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Materiais

A jazida utilizada na pesquisa está localizada na Rodovia: BR-316/AL, trecho: divisa PE/AL – Canapi, segmento km 37,20 – km 49,76.

O resíduo de beneficiamento de mármore e granito foi coletado na lagoa da Indústria Beneficiadora Granordeste, localizada em Maceió/AL e transportado em tonéis de 200 litros, em seguida, foi despejado em lonas e submetidos a secagem ao sol e posto de volta aos tonéis em local abrigado. (Lisbôa, 2004).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Solos do Núcleo de Pesquisa Tecnológica (NPT), do Centro de Tecnologia da Universidade Federal de Alagoas.

2.2. Caracterização do solo em estudo

A amostra de solo da Jazida em estudo foi submetida aos ensaios: Determinação da massa específica dos grãos de solo (NBR-6508/84), análise granulométrica por peneiramento e sedimentação (NBR 7181), limite de plasticidade (NBR-7180), limite de liquidez (NBR 6459), compactação (NBR-7182) e por último Índice de Suporte Califórnia (NBR 9895). Dessa forma, para os ensaios de caracterização física do material utilizou-se o solo e resíduo isoladamente e para mistura de solo com resíduo nas proporções de 20% e 42%. Será feito o estudo de viabilidade técnica de misturas de solo com resíduo nas proporções de 10% e 30%.

2.3. Curva de Compactação solo e mistura de solo com resíduo

Para determinação da relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca do dos materiais foram realizados ensaios de compactação com reuso de material, utilizando energia Proctor intermediária.
Sendo finalizada a compactação dos 5 corpos de prova compactados a fim de se obter dois pontos no ramo seco, um próximo a umidade ótima e dois no ramo úmido da curva de compactação. Os ensaios foram feitos para as amostras de soloe para mistura de solo com resíduo, em seguida, calculados os valores das umidades médias e densidade seca para cada corpo de prova e por fim sendo obtidas três curvas de compactação.

2.4. Ensaio de índice de Suporte Califórnia

Sendo determinada a umidade ótima a partir da curva de compactação, foi dado início ao ensaio de Índice de Suporte Califórnia para uma amostra de 6kg de solo. A preparação de amostras do solo com acréscimo de resíduo foi realizada manualmente e com utilização do repartidor de amostras a fim de se obter uma mistura homogênea.

Utilizou-se energia intermediária na compactação, posteriormente, os corpos-de-prova foram imersos com água em um tanque durante 4 dias.

Obtida a massa do corpo de prova antes e depois, da imersão em água por 4 dias, foi possível calcular em percentual o quanto foi absorvido de água.Por fim, foi traçada a curva pressão-penetração e obtidos valores do CBR para o solo e solo misturado com RBMG.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Na tabela 01 estão mostrados os resultados de caracterização física do Resíduo:

Tabela 1: Caracterização física do resíduo

Ensaio		Valor
Limite de Liquidez – LL (%)		NP
Limite de Plasticidade - LP (%)		NP
Índice de Plasticidade – IP (%		NP
Massa especifica (g/cm³)		1,75
Umidade Higroscópica (%)		0,87
Granulometria	3,8"	100
(% em peso que passa)	nº 4	100
	nº 10	99,75
	nº 40	98,79
	nº 200	95,01
	Silte	66,11
	Argila	13,85

De acordo com a Tabela 1, observa-se que o resíduo de beneficiamento de mármore e granito é classificado como silte-arenoso, com 0,75% de areia grossa, 0,65% de areia média e 18,39% de areia fina. Com o ensaio de sedimentação observou-se um percentual de 66,11% de silte e 13,85% de argila. A massa especifica dos grãosencontrada foi de 1,75g/cm³, e por fim, o material foi classificado não plástico, pois não apresentou características de plasticidade.

Na tabela 2 estão mostrados os resultados de caracterização física e mecânica do solo:

Tabela 2: Caracterização física e mecânica do solo

Ensaio		Valor
Limite de Liquidez – LL (%)		NP
Limite de Plasticidade - LP (%)		NP
Índice de Plasticidade – IP (%		NP
Massa especifica (g/cm³)		2,87
Umidade Higroscópica (%)		0,73
Granulometria	3,8"	93,11

(% em peso que passa)	nº 4	73,41
	nº 10	52,06
	nº 40	24,19
	nº 200	14,65
	Silte	10,71
	Argila	2,08
Umidade Ótima (%)		9,00
Densidade seca máxima (g/cm³)		2,05
CBR (%)		38,20
Expansão (%)		0,00

Conforme a Tabela 2, observa-se que o solo da jazida em estudo é classificado como areno-pedregulhoso, apresentando: 26,59% de pedregulho, 37,69% de areia grossa, 11,53% de areia média, 9,54% de areia fina. No ensaio de sedimentação, verificou-se que o material apresenta 10,71% de silte e 2,08% de argila.Dessa forma, o solo foi classificado na faixa D do DNIT.

Em relação ao limites de consistência o solo foi classificado como não plástico.

Os ensaios de caracterização mecânica do solo indicaram os valores de CBR: 38% e o mesmo não apresentou expansão, qualificando como um material adequado para camada de sub-base, atendendo as exigências do DNIT (2006) para CBR ≥ 20% e expansão ≤ 1%.

Dessa forma, a adição de resíduo ao solo tem como objetivo principal verificar se o solo continua apresentando características físicas e mecânicas favoráveis à camada de sub-base ao ser adicionado teor de resíduo.

As tabelas: 3 e 4 a seguir mostram os resultados da mistura de solo com resíduo nas proporções de: 20% e 42% em relação à massa do solo.

Tabela 3: Caracterização física da mistura solo-resíduo

Ensaio (mistura de solo com % de resíduo)		Valor
Limite de Liquidez – LL (%)		NP
Limite de Plasticidade - LP (%)		NP
Índice de Plasticidade – IP (%		NP
Massa especifica (g/cm³)	42%	2,66
Umidade Higroscópica (%)	20%	1,05
	42%	1,00
Granulometria (teor de 20% de resíduo)	3,8"	99,12
(% em peso que passa)	nº 4	96,51
	nº 10	80,00
	nº 40	44,68
	nº 200	28,07
Granulometria (teor de 42% de resíduo)	3,8"	96,15

(% em peso que passa)	nº 4	93,31
	nº 10	79,95
	nº 40	53,72
	nº 200	36,69

De acordo com a Tabela 3, observa-se que o solo com adição de 20% de resíduo foi classificado como areno-pedregulhoso, apresentando: 20,00% de pedregulho, 30,53% de areia grossa, 11,22% de areia média, 10,18% de areia fina. Dessa forma, o solo foi classificado na faixa F do DNIT.

Para teor de 42%, observa-se que o solo continua com a mesma classificação: areno-pedregulhoso, com: 20,05% de pedregulho, 21,99% de areia grossa, 9,88% de areia média e 11,39% de areia fina.O material não se enquadra na faixa granulométrica do DNIT.

Em relação aos limites de consistência para ambos teores de resíduo adicionado ao solo, foi classificado como não plástico, apresentando as mesmas características de consistência do solo sem adição de resíduos.

Na tabela 04 estão mostrados os resultados de caracterização mecânicado solo com acréscimo de 20% e 42% de resíduo:

Tabela 04: Caracterização mecânica do solo com teores de 20% e 42% de resíduo

Umidade Ótima (%)	20%	9,70
	42%	9,50
Densidade seca máxima (g/cm³)	20%	2,03
	42%	1,98
CBR (%)	20%	38,80
	42%	22,00
Expansão (%)	20%	1,00
	42%	0,66

De acordo com a Tabela 4, ao ser adicionado 20% e 42% de resíduo ao solo, observam-se respectivamentevalores para CBR de: 38,8%, 22% e expansão de:1,0%, 0,66% indicando um material adequado para camada de sub-base, atendendo as exigências do DNIT (2006) para CBR ≥ 20% e expansão ≤ 1%.

Observa-se que mesmo ambas misturas se adequarem as exigências do DNIT, o teor de 20% gerou um pequeno acréscimo de 1,02% no valor do CBR.

A expansão aumentou consideravelmentepara mistura com 20% de RBMG. Esse fato pode estar relacionado com a quantidade menor de resíduos preenchendo os vazios do solo quando comparada a mistura com 42% de resíduo. Há ainda possibilidade de realizar mais ensaios com os mesmos percentuais para conferência dessa expansibilidade, além de ensaios que visam classificar o resíduo separadamente quanto a absorção em contato com água.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A presente pesquisa contemplou o estudo experimental da mistura de solocom resíduo de beneficiamento de mármore e granitopara camada de sub-base. Segundo as análises feitas, pôde-se chegar às seguintes considerações:

O solo apresenta boa capacidade de suporte para ser aplicado diretamente em sub-base em pavimento de baixo volume de tráfego e se enquadra na faixa D do DNIT.

Com os resultados laboratoriais observa-se que a mistura de solo com 20% se enquadrou na faixa F do DNIT.A mistura de solo-resíduo com42% não se enquadrou em nenhuma das faixas, dessa forma,pode se pensar na redução da mistura ou acréscimo de outro material para a granulometria se enquadrar em uma das faixas granulométricas recomendadas pelo DNIT para rodovia detráfego leve.

Para os ensaios de caracterização mecânica, fica demonstrado que a adição de resíduo de beneficiamento de mármore e granito ao solo podem ser considerados apropriados para camada de sub-base, com os valores estabelecidos por norma, DNIT (2006). Durante a continuidade do estudo serão analisadas misturas de solo-resíduo nas proporções de 10% a 30% afim de se obter resultados mais satisfatórios.

Caso opte-se na utilização do RBMG na obra de implantação da BR-316 (Canapi/AL), a quantidade estimada em volume de resíduo nas proporções de 20% e 42% serão, respectivamente, 27.318,72 m³ e 57.369,31 m³ para um volume de 136.593,6 m³ de solo, viabilizando uma alternativa de ganhos ambientais, econômicos e sociais.
Serão estudados outros percentuais de resíduo adicionados ao solo em outros projetos de pavimentação no Estado de Alagoas, de forma a otimizar as proporções com as características desejáveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1998) NBR *7181 - Solos - Análise granulométrica: Método de ensaio.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1986) *NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1986) *NBR 7182 - Ensaio de Compactação.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1984) *NBR 7180 - Solo- Determinação do Limite de Plasticidade.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1984) *NBR 6459 - Solo- Determinação do Limite de Liquidez.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1984) *NBR 6508 - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica: Método de ensaio.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1987) *NBR 9895 - Índice de Suporte Califórnia - Método de ensaio.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

DNIT (2006) *Manual de pavimentação* (3ª ed.) Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte, Rio de Janeiro.

Hilário, R.Q. (2016) Estudo do Pavimento Reciclado como Base de Rodovias. *Anais do XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica* - COBRAMSEG, Minas Gerais, p. 1-2.

Menezes, R. R. (2007) Análise da co-utilização do resíduo de beneficiamento do caulim e serragem de granito para produção de blocos e telhas cerâmicos. *Revista Matéria*, São Paulo, v. 53, n. 326, p. 192-199.

Moura, W. A. (2002) Utilização do resíduo do beneficiamento de rochas ornamentais (mármores e granitos) na construção civil. *Anais do IX Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído*, ENTAC, Foz do Iguaçu, p. 1.

LISBÔA, E.M (2003) *Obtenção do Concreto Auto-Adensável utilizando Resíduo do Beneficiamento do Mármore e Granito e Estudo de Propriedades Mecânicas*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Alagoas, Maceió, AL.

NEVES, G. de A. (2002) *Reciclagem de Resíduos da Serragem de Granitos para uso como Matéria-Prima Cerâmica*. Tese (Doutorado em Engenharia). Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB.

Raíssa Rodrigues Cardoso de Farias (raissarodrigues.farias@gmail.com)
Natália Barbosa Barros (barbosanataliabarros@gmail.com)
Aline Calheiros Espíndola (aline.espindola@ctec.ufal.br)
Centro de Tecnologia, Campus A. C. Simões, Universidade Federal de Alagoas
Av. Lourival Melo Mota, S/N – Maceió, AL, Brasil

ANÁLISE DA CONDIÇÃO E PROPOSTA DE INTERVENÇÃO NO PAVIMENTO DA ERS-122 (TRECHO ENTRE CAXIAS DO SUL E FLORES DA CUNHA)

Gabriela Primo
Matheus Lemos Nogueira
Universidade de Caxias do Sul
Área do Conhecimento de Ciências Exatas e Engenharias

RESUMO
A execução da restauração de um pavimento deve ser precedida por uma série de análises para que a mesma atenda aos requisitos básicos de suporte do mesmo. Neste sentido, a realização de ensaios de caráter estrutural e funcional, aliados ao gerenciamento da via, são de extrema importância pois através deles pode-se conhecer a condição real do pavimento avaliado. No presente estudo, valendo-se das tecnologias atuais desenvolvidas no ramo da engenharia de pavimentos, buscou-se aplicar as análises sobre os levantamentos feitos no trecho compreendido entre os kms 80+040 e 91+180 da ERS-122 a fim de ser possível diagnosticar os subtrechos determinados e propor técnicas de intervenção adequadas que atendam às solicitações daquele trecho.

Palavras-chave: Pavimento, Análises Funcional e Estrutural, Restauração, Sistema de Gerência de Pavimentos.

ABSTRACT
The execution of pavement restoration must be preceded by a series of analysis so that it meets the necessary support requirements. In this way, the achievement of tests of structural and functional character, with the road management, are of extremely important because through them we can to know the real condition of pavement analyzed. At this study, using the new technologies developed on pavement engineering field, it were apply the analysis about the surveys made in the stretch between the kms 80+400 and 91+180 from ERS-122 to be possible to diagnostic the sub stretch determined and propose technics of intervention suitable that attend the solicitation of that stretch.

Keywords: Pavement, Functional and Structural Analysis, Restauration, Pavement Management System.

1. INTRODUÇÃO

O pavimento tem por funções básicas resistir às cargas impostas pelo tráfego e pelos efeitos climáticos e proporcionar conforto e segurança ao usuário. Para que a sua função seja mantida, é necessário que seja realizado o monitoramento constante do pavimento, e que sejam tomadas as devidas decisões quanto às manutenções a serem realizadas. O gerenciamento adequado da rodovia é de extrema necessidade para que os custos envolvidos no transporte sejam minimizados, já que o pavimento é o componente de maior custo dentro de um sistema de infraestrutura de transportes (PINTO et al, 2013).

A Engenharia de Pavimentos realiza projeto, construção, manutenção e gerenciamento dos pavimentos de forma que os mesmos desempenhem suas funções ao menor custo para a sociedade utilizando conceitos e tecnologias para a realização de ensaios destrutivos e/ou não-destrutivos para avaliação estrutural e funcional.

Entre os possíveis ensaios não-destrutivos que permitem a verificação do estado real do pavimento, os que são mais utilizados são: Avaliação objetiva de superfície; Levantamento Visual Contínuo; Avaliação estrutural; e Avaliação subjetiva de superfície.

De acordo com Rodrigues (1996) e Gonçalves (2007), a avaliação de superfície de um pavimento consiste do registro da extensão, frequência e severidade dos defeitos ocorrentes e elas são classificadas em subjetivas e objetivas.

Um método que se mostra muito eficiente para a definição de intervenções a serem realizadas é o Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP). O mesmo utiliza os valores obtidos nos levantamentos acima citados para a elaboração de fluxogramas (árvores de decisões) que permitem definir qual intervenção é necessária para determinado trecho. Além disso, procura colaborar no gerenciamento das rodovias auxiliando o órgão responsável pela mesma na elaboração de projetos, no correto e efetivo investimento dos recursos disponíveis, definição de trechos prioritários para realização de intervenções, na diminuição de custos envolvidos no transporte, entre outros, tornando-se uma ferramenta bastante completa e mostrando-se de grande utilidade no monitoramento de rodovias.

O Sistema de Gerência de Pavimentos tem como componentes o planejamento, projeto, construção e manutenção do pavimento, todos interagindo mutuamente. Os fatores externos aos quais o SGP é submetido são os recursos orçamentários, os dados necessários ao sistema e as diretrizes políticas e administrativas (DNIT, 2011).

Utilizando-se das tecnologias existentes e supramencionadas, é proposto um estudo sobre levantamentos realizados em um trecho da rodovia ERS-122.

1.1 Objetivo

O presente trabalho tem por objetivo a análise de levantamentos e proposta de intervenção no pavimento do trecho compreendido entre os kms 80+040 e 91+800 da ERS-122, entre as cidades de Caxias do Sul e Flores da Cunha.

2. MÉTODO DE PESQUISA

2.1 Descrição da Região

O estudo foi realizado no trecho da ERS-122 compreendido entre o km 80+040 (entroncamento da ERS-122 e RSC-253) e o km 91+800 (acesso à Flores da Cunha). O trecho está localizado na Região Nordeste do Estado do Rio Grande do Sul, a qual se caracteriza por:

- Topografia e relevo de caráter ondulado a montanhoso;
- Rocha predominante: riodacito – amplamente utilizada em diversos ramos da engenharia civil por possuir bia resistência à abrasão e baixa permeabilidade;
- Clima com amplitude térmica bastante elevada, apresentando máximas de 40°C e mínimas de -5°C.

2.2. Metodologia de Aplicação

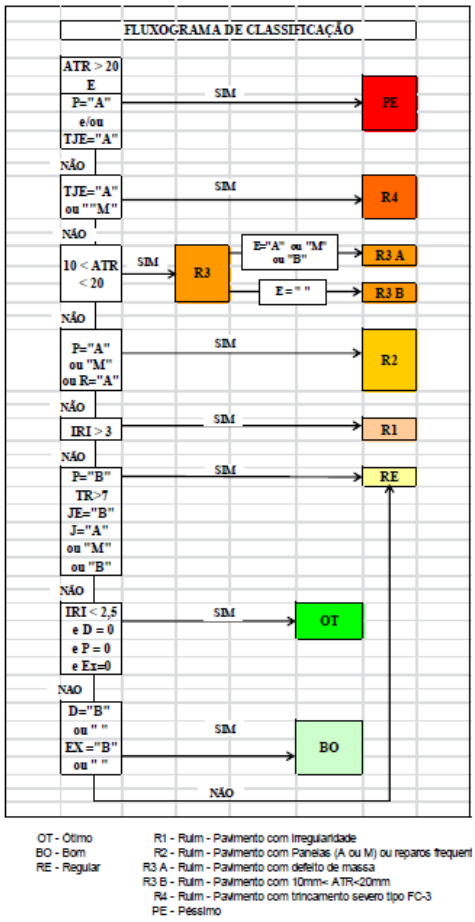
O monitoramento do referido trecho da rodovia estadual pavimentada foi realizado em termos dos seguintes levantamentos:

a) Levantamento Visual Contínuo (LVC – DNIT) e Vídeo Registro;
b) Avaliação de Irregularidade e Medidas de Trilha de Roda com Barra Laser;
c) Levantamento Deflectométrico com FWD.

Os valores obtidos nos levantamentos permitirão elaborar uma planilha de parâmetros médios para cada sub trecho previamente definido. Dessa forma, será possível avaliar quais parâmetros fornecem a condição mais representativa na busca pelas melhores intervenções a serem feitas.

A seguir, será utilizado o fluxograma de classificação de sub trechos, elaborado pelo DAER (2015), para posterior aplicação no Catálogo de Intervenções (DAER, 2015), visualizados nas

Figuras 1 e 2, respectivamente.



DGP Departamento de Gestão e Projetos		CLASSIFICAÇÃO EXPEDITA DE SEGMENTOS HOMOGÊNEOS
ÓTIMO	OT	Pavimentos novos e bem executados e/ou bem conservado que necessitam apenas de manutenção rotineira.
BOM	BO	Pavimentos em bom estado de conservação com algum desgaste superficial, trincas pouco severas em áreas limitadas, poucos reparos superficiais e afundamento de trilha de roda (ATR < 7mm).
REGULAR	RE	Pavimento trincado em áreas restritas (FC-2 ou FC-3) ou grandes extensões com trincamento tipo FC-2, panelas (<10/km), reparos pouco frequentes com irregularidade transversal e longitudinal aceitáveis (ATR < 10mm e IRI < 3,0m/km) e desgaste.
RUIM		Pavimentos com defeitos generalizados
	R1	Pavimento com irregularidade muito elevada (IRI>3,0m/km).
	R2	Pavimento com panelas (>10/km) e/ou reparos frequentes.
	R3 A	Pavimento com afundamento de trilha de roda (ATR>10mm) com escorregamento (defeito de massa).
	R3 B	Pavimento com afundamento de trilha de roda (ATR>10mm) com afundamentos de consolidação.
	R4	Pavimento com trincamento severo, tipo FC-3.
PÉSSIMO	PE	Pavimento com defeitos generalizadsos e correções prévias. Degradação do revestimento e das demais camadas - infiltração de água e descompactação da base.

Figura 1: Fluxograma e Classificação de Sub Trechos Homogêneos (DAER, 2015)

SECRETARIA DE INFRAESTRUTURA E LOGÍSTICA
DEPARTAMENTO AUTÔNOMO DE ESTRADAS DE RODAGEM
DGP - DIRETORIA DE GESTÃO E PROJETOS
CATÁLOGO DE INTERVENÇÕES DE RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO - CBUQ (Misturas densas)

VMD		N (Np)	Estado	Ótimo e Bom	Regular	Ruim	Ruim	Ruim			Péssimo	
								R1, R2 e R4			PE	
Total	Comercial	USACE	Deflexão (Dp)	O e BO	RE	R3 A	R3 B	IRI < 3	3 < IRI < 4.5	IRI > 4.5	Reciclagem	Reconstrução
< 350	< 80	< 6E+05	< 100	MR	R + MRAF	R + (FRES+REC) Desc y% x + MRAF	R + REP	R + MRAF	R + CBUQ 4	R + REP + CBUQ 4	REEST + TSD com CS ou CBUQ 3	RECON+ TSD com CS ou CBUQ 3
			100 - 120			R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx	R + REP + CBUQx	R + CBUQx	R + CBUQx	R + REP + CBUQx	REEST + TSD com CS ou CBUQ 3	RECON+ TSD com CS ou CBUQ 3
350 - 700	80 - 160	6E+05 - 1E+06	< 90	MR	R + MRAF	R + (FRES+REC) Desc y% x + MRAF	R + REP	R + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	REEST + TSD com CS ou CBUQ 4	RECON+ TSD com CS ou CBUQ 4
			90 - 120			R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx	R + REP + CBUQx	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	REEST + TSD com CS ou CBUQ 4	RECON+ TSD com CS ou CBUQ 4
700 - 3000	160 - 700	1E+06 - 5E+06	< 70	MR	R + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Desc y% x + MRAF (*)	R+ REP + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Desc y% x + MRAF (*) (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont %	RECIC + CBUQ 5	RECON + CBUQ 5
			70 - 120			R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx	R + REP + CBUQx	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont % + CBUQx	RECIC + CBUQ 5	RECON + CBUQ 5
3000 - 6500	700 - 1500	5E+06 - 1E+07	<Dadm	MR	R + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Desc y% x + MRAF (*)	R+ REP + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQ 4 (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQ 4 (obs.)	R + (FRES+REC) Cont % + CBUQ 5	RECIC + CBUQ 7.5	RECON + CBUQ 7.5
			Dadm - 120			R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx	R + REP + CBUQx	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont % + CBUQx	RECIC + CBUQ 7.5	RECON + CBUQ 7.5

OBSERVAÇÕES

1. O catálogo está limitado até N = 10^7 e deflexão máxima de 120. Acima deste valor deve ser realizado projeto convencional para restauração do pavimento.
2. A fresagem descontinua deverá ser prevista em função da quantidade de trincas de classe 2 e 3. Quando a área afetada por trincas for superior a 50% - Adotar fresagem contínua.
3. Acostamentos:
   3.1 - Deverão ser previstas soluções em que o desnível entre a pista e o acostamento permaneça menor que 5 cm.
   3.2 - Na decisão entre fresagem contínua e fresagem descontínua deve ser considerada as intervenções a serem realizadas nos acostamentos para atender os requisitos referentes ao degrau.

CONVENÇÕES:

MR: Manutenção Rotineira	(FES+REC) Desc y%x: Fresagem Descontínua e Recomposição de CBUQ - na % de área y% - espessura x (cm) definida no projeto
R: Reparos Localizados (superficiais e profundos)	(FES+REC) Cont x: Fresagem Contínua (toda a área do segmento) e Recomposição de CBUQ - espessura x (cm) definida no projeto
MRAF: Microrevestimento asfáltico a frio - 0,8 cm	TSD com CS: Tratamento Superficial Duplo com Capa Selante - espessura - e = 2,5 cm
*MRAF: Microrevestimento asfáltico a frio - em 2 camadas - 1,5 cm	CBUQe: Concreto Betuminoso Usinado a Quente - espessura e (cm)
REP: Reperfilagem com CBUQ Faixa A do DAER - e = 2,5 cm	CBUQx: Concreto Betuminoso Usinado a Quente - espessura x (cm) definida no Projeto pelo DNER-PRO 11/79
REP+CBUQ(x): Reperfilagem com CBUQ Faixa A do DAER - e = 2,5 cm e CBUQ com espessura x definida no Projeto pela DNER-PRO 11/79	
RECON: Reconstrução do pavimento com revestimento indicado e Base e Sub-base semelhante ao pavimento existente	
REEST: Reestabilização de Base com escarificação da base e revestimento existente e adição de brita - espessura e (cm)	
RECIC: Reciclagem de Base com Recicladora, e do revestimento existente e adição de brita e de cimento - espessura e (cm)	

Figura 2: Catálogo de Intervenções de Restauração do Pavimento (DAER, 2015)

3. ANÁLISES E RESULTADOS

Os dados coletados nos levantamentos realizados em campo evidenciam a condição funcional e estrutural do pavimento em estudo. Para permitir a visualização desses dados, foi determinada a extensão dos subtrechos homogêneos (STH) inicialmente em 200 metros, obedecendo a Instrução de Serviço do órgão responsável pela rodovia (DAER, 2012).

A partir do STH, foi elaborada uma planilha de Parâmetros Médios por Subtrecho, onde é apresentada uma síntese dos dados coletados, possibilitando a verificação da condição do pavimento e posterior aplicação das soluções de projeto.

Na planilha, constam os parâmetros obtidos que se mostram mais eficazes para serem utilizados como entrada em um fluxograma de solução de projeto, o qual foi feito no passo a seguir, onde cada subtrecho obteve a sua classificação de acordo com o preconizado pelo DAER, conforme Figura 1.

Com o intuito de elaborar soluções que sejam mais convenientes de executar, os STHs foram redefinidos de acordo com a ocorrência de classificações comuns, de forma que a eficiência do projeto proposto seja mantida. A classificação pode ser vista na Tabela 1.

Classificados os subtrechos, foi dado início à aplicação das soluções com o uso do Catálogo de Intervenções de Restauração do pavimento, partindo de valores pré calculados de Volume Diário Médio de Veículos (VDM), do número N, da deflexão admissível e da espessura “h” da camada de revestimento.

Na Tabela 2 são apresentados os cálculos e valores supracitados, além das soluções propostas pelo Catálogo, as soluções adotadas de acordo com as espessuras obtidas e o quantitativo de cada solução em relação ao trecho total.

O diagrama das soluções propostas pode ser visualizado na Tabela 2, onde também são apresentados diagramas unifilares dos demais parâmetros obtidos nos levantamentos do trecho estudado. Dessa forma, visível a aplicação de cada solução aliada à condição dos STH, onde:

- O cálculo da espessura de revestimento é dado em função da deflexão, logo, nos STH onde o valor de Do é mais elevado, temos soluções com espessura de CBUQ maiores;
- O diagrama unifilar dos conceitos de IGG reflete a condição de frequência de defeitos existentes em cada STH. Assim, verifica-se um maior percentual de fresagem em locais onde o IGG é maior.
- Os valores de IRI e ATR são utilizados para determinar qual solução do catálogo será utilizada, não sendo considerados para determinação de cálculo de espessura de revestimento, nem de percentual de fresagem. Desse modo, verificam-se trechos onde os valores desses parâmetros são altos, e a espessura adotada é a mínima, como também valores baixos apresentam espessuras maiores.

Início (km)	Final (km)	P	TR	J	JE	R	D	EX	E	IRI (m/km)	ATR (mm)	OBS	Condição (200m)	Condição (STH)
80,04	80,20			A	A	B				4,26	4,2		R4	
80,20	80,40			A		B				3,26	2,5		R1	
80,40	80,60			A	B	B			B	3,71	2,0		R1	R1
80,60	80,80			M		M				2,95	3,7		RE	
80,80	81,00	B		A		M				4,91	2,9		R1	
81,00	81,20			A		A	M			4,28	5,3		R2	R2
81,20	81,40			M		B	B			2,53	6,8		RE	
81,40	81,60					B	A		B	2,10	3,8		BO	
81,60	81,80					B				3,09	4,8		R1	
81,80	82,00					B				4,58	5,9		R1	R1
82,00	82,20					B	B			4,03	5,3		R1	
82,20	82,40									3,61	4,5		R1	
82,40	82,60					B				3,51	4,5		R1	
82,60	82,80					B	M		B	2,42	4,8		BO	
82,80	83,00			A		B			B	2,15	5,4	OAE's (Início)	RE	
83,00	83,20			A		M				2,58	5,1	OAE's (Final)	RE	
83,20	83,40			M						2,39	4,0		RE	RE
83,40	83,60			A		B				2,49	2,9		RE	
83,60	83,80			A		M	A			2,43	3,2		RE	
83,80	84,00			A		A	B			2,18	2,9		R2	R2
84,00	84,20									4,15	3,1		R1	
84,20	84,40						M			4,34	3,6		R1	R1
84,40	84,60						B			3,68	3,1		R1	
84,60	84,80			A	M		M	B	B	2,62	3,4		R4	R4
84,80	85,00	B		A	A					3,15	3,6		R4	
85,00	85,20	B		A		B	M			2,50	5,1		RE	
85,20	85,40					B				2,56	4,6		BO	
85,40	85,60			M		B				2,73	4,3		RE	
85,60	85,80			A		B	M			1,95	4,2		RE	
85,80	86,00			B		B	B			3,20	4,3		R1	R1
86,00	86,20		A			M	B			2,87	3,9		BO	
86,20	86,40		A				B			2,85	5,6		BO	
86,40	86,60					B	M		B	4,35	6,6		R1	
86,60	86,80					B			B	3,13	4,5		R1	
86,80	87,00					A				3,70	2,9		R2	R2
87,00	87,20					B			B	4,37	3,5		R1	
87,20	87,40					B				3,78	2,0		R1	
87,40	87,60					M				4,84	3,7		R1	
87,60	87,80					M			B	4,12	4,2		R1	
87,80	88,00									3,77	4,3		R1	
88,00	88,20					B				3,86	2,8		R1	
88,20	88,40					B	B			4,14	5,5		R1	R1
88,40	88,60		A							4,48	4,7		R1	
88,60	88,80		A							3,01	4,3		R1	
88,80	89,00					B				3,17	4,4		R1	
89,00	89,20	B				M	B			2,78	6,3		RE	
89,20	89,40					B				3,09	4,9		R1	
89,40	89,60					M			M	3,38	5,5		R1	
89,60	89,80		M		M					4,29	6,3		R4	R4
89,80	90,00		A			B				4,25	5,5		R1	
90,00	90,20		A			B				4,31	3,9		R1	R1
90,20	90,40		M	M		B				3,72	4,0		R1	
90,40	90,60					M				2,77	4,8		BO	BO
90,60	90,80		B			M				2,39	1,8		OT	
90,80	91,00		B	M		B				3,06	3,8		R1	R1
91,00	91,20		M	A						4,17	3,2		R1	

Tabela 1: Classificação dos Subtrechos Homogêneos

Legenda:

TR – Trincamento Isolado
P – Panela/Buraco
J (FC-2) – Trinca couro de jacaré sem erosão nas bordas
J (FC-3) – Trinca couro de jacaré com erosão nas bordas
R – Remendo
D – Desgaste
EX – Exsudação
E – Escorregamento

A – Frequência de ocorrência de defeitos Alta
M – Frequência de ocorrência de defeitos Média
B – Frequência de ocorrência de defeitos Baixa

QUADRO DE SOLUÇÕES

Segmento Homogêneo				Parâmetros									Solução	
													Pista	
N.	km inicio	km fim	Extensão (km)	VDM (veíc.com./dia)	NpUSACE (PP = 6 anos)	Classificação	IRI médio (m/km)	ATR médio (mm)	FC 2-3	Deflexões caract (mm-2)	Dadm (PRO-11)	h (PRO-11)	Catálogo	Adotada
1	80,04	81,00	0,96	5648	1,81E+07	R1	3,82	3,1	A	66,4	54,0	4	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
2	81,00	81,20	0,20	5648	1,81E+07	R2	4,28	5,3	A	55,9	54,0	1	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
4	81,20	82,80	1,60	5648	1,81E+07	R1	3,23	5,0	B	74,9	54,0	6	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ5
5	82,80	83,80	1,00	5648	1,81E+07	RE	2,41	4,1	A	84,8	54,0	8	R + MRAF (*)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ8
6	83,80	84,00	0,20	5648	1,81E+07	R2	2,18	2,9	A	40,8	54,0	-5	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQ 4 (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
7	84,00	84,60	0,60	5648	1,81E+07	R1	4,06	3,2	B	65,6	54,0	3	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ4
8	84,60	85,00	0,40	5648	1,81E+07	R4	2,89	3,5	A	62,0	54,0	2	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
9	85,00	86,80	1,80	5648	1,81E+07	R1	2,90	4,8	A	73,4	54,0	5	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ5
10	86,80	87,00	0,20	5648	1,81E+07	R2	3,70	2,9	B	35,2	54,0	-7	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQ 4 (obs.)	R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ4
11	87,00	89,60	2,60	5648	1,81E+07	R1	3,75	4,3	B	66,1	54,0	4	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ4
12	89,60	89,80	0,20	5648	1,81E+07	R4	4,29	6,3	M	66,3	54,0	4	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
13	89,80	90,40	0,60	5648	1,81E+07	R1	4,09	4,5	A	62,9	54,0	3	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
14	90,40	90,80	0,40	5648	1,81E+07	BO	2,58	3,3	B	53,5	54,0	0	MR	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4
15	90,80	91,18	0,38	5648	1,81E+07	R1	3,62	3,5	A	64,7	54,0	3	R + (FRES+REC) Desc y% x + CBUQx (obs.)	R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4

LEG.: CBUQ - Concreto Betuminoso Usinado a Quente com asfalto convencional, conforme DAER ES-P16/91.
MRAF - Microrevestimento Asfáltico a frio, conforme DER/PR-ES-P30/05.
MR - Manutenção Rotineira.
R - Reparos Localizados, conforme especificações DAER-ES-CON 010.1/013, DAER-ES-CON 011.1/013 e DAER-ES-CON 013.1/013.
FRES - Fresagem do revestimento existente, conforme DNIT 159/2011-ES (FRES).
(FRES+REC) Desc y%x - Fresagem Descontínua e Recomposição de CBUQ - na % de área y% - espessura x (cm)
(FRES+REC) Cont x - Fresagem Contínua (toda área do segmento) e Recomposição de CBUQ - espessura x (cm)

A – Frequência de ocorrência de defeitos Alta
M – Frequência de ocorrência de defeitos Média
B – Frequência de ocorrência de defeitos Baixa
Dadm - Deflexão admissível
h - espessura da camada de revestimento
VDM - Volume Diário Médio de Veículos
Np - Número de solicitações equivalente ao eixo rodoviário padrão

QUANTITATIVO		
SOLUÇÃO	EXTENSÃO	%
R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ4	3,34	30%
R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ5	1,60	14%
R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ8	1,00	9%
R + (FRES+REC) Desc. 10% 4 + CBUQ4	3,40	31%
R + (FRES+REC) Cont. 4 + CBUQ5	1,80	16%

Tabela 2: Quadro de Soluções

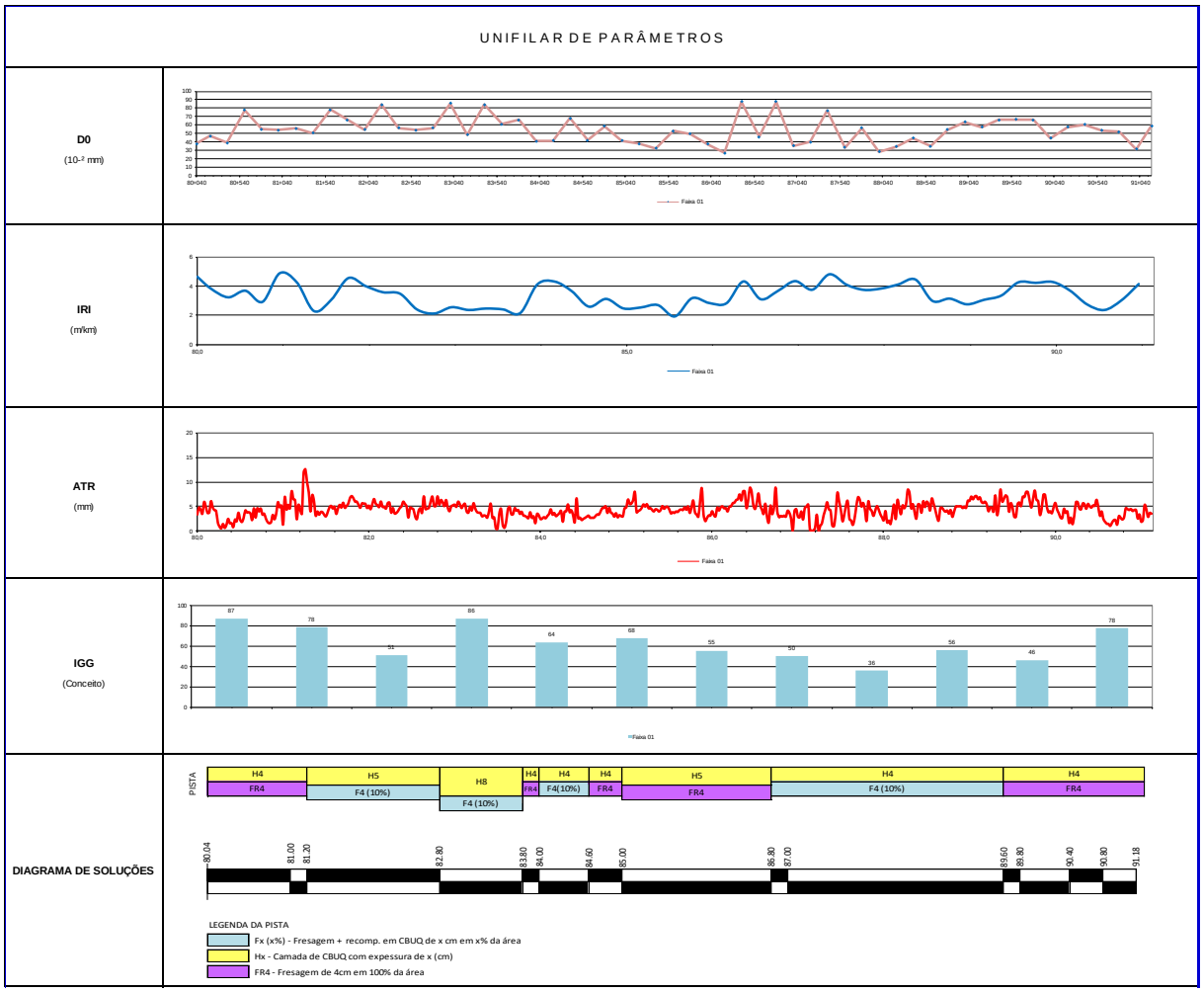


Figura 3: Diagrama de Unifilares

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O objetivo deste trabalho foi diagnosticar a condição do pavimento e elaborar um plano de intervenção para o trecho da ERS-122 compreendido entre os kms 80+040 e 91+180, com base em levantamentos realizados em 2013, os quais permitiram a verificação da condição estrutural e funcional do pavimento.

A partir deste objetivo e com o desenvolvimento do trabalho, foi possível apontar as seguintes conclusões em relação à metodologia adotada na elaboração da proposta de intervenção no pavimento:

- O Catálogo de Soluções do DAER (2015) indica as mesmas soluções e mesmas espessuras de revestimento para diferentes valores de IRI. Nesse caso, verifica-se que a solução de restauração para um pavimento classificado como "Ruim", com um N de $5x10^6$ a $1x10^7$, será a mesma para um pavimento que tiver valores de IRI entre 0 e 4,5, os quais são limites bem distantes para esse parâmetro. É indicado que, neste caso, seja revista a divisão da classificação do STH em "Ruim", de forma que caso seja mantida a mesma solução para valores de IRI com limites distantes, sejam indicadas espessuras de revestimento que sejam eficazes para cada caso, não dependendo somente do valor deflectométrico obtido;
- As soluções propostas pelo Catálogo associam um tráfego maior (N) às soluções de fresagem, uma vez que existem outros métodos de restauração eficazes para tráfegos maiores, como a reperfilagem, na qual é feita a selagem e o preparo do pavimento para receber a camada de reforço. A utilização do catálogo deve ser flexível no sentido de serem adotadas soluções semelhantes às indicadas, de forma que se otimize a execução do serviço, diminuam-se os custos a longo prazo e sejam mantidas as condições funcionais e estruturais da rodovia;
- Na classificação de cada STH, o fluxograma utilizado não se mostra eficiente por considerar valores muito altos de ATR, fazendo com que muitos subtrechos que seriam classificados como "Péssimo" por conter uma frequência alta de panelas e trincas, não obtenha esse conceito e receba uma solução ineficiente. Sugere-se neste caso, adotar limites mais baixos de ATR no fluxograma, ou então alterar a opção "e" para "ou" quando da classificação de um STH em "Péssimo". Dessa forma, subtrechos com frequência alta de panelas e/ou trincas couro de jacaré com erosão nas bordas, se tornam condição suficiente para classificar um STH em "Péssimo".

Com relação ao diagnóstico do pavimento, apresentam-se as seguintes análises:

- O trecho aponta maiores deficiências de caráter superficial devido aos valores apresentados de IGG, os quais tem sua maioria acima de 40 (conceito Regular) até 90 (conceito Mau);
- A deflexão sofrida pelo pavimento apresenta caráter pontual, já que a maior parte dos dados obtidos, estão com valores próximos a 55, limite este que indica o início da ocorrência de problemas estruturais, porém, sem elevada gravidade;
- A irregularidade longitudinal apresentou valores dentro dos limites aceitáveis, tendo alguns trechos que se destacam devido à ocorrência mais frequente de defeitos superficiais, o que faz com que reduza a sensação de conforto e segurança do usuário ao trafegar na rodovia;
- Os valores obtidos na irregularidade transversal apontam um pavimento com pouca trilha de roda.

Ao fim das análises, conclui-se que a utilização do Catálogo de Soluções como metodologia para elaboração de um projeto de restauração de pavimentos, deve ser feita com cautela, cabendo ao projetista valer-se de métodos adicionais disponíveis para a elaboração de um projeto de restauração que atenda às solicitações da rodovia. Verificou-se também que os dados coletados em campo, forneceram material suficiente para a elaboração do diagnóstico do pavimento, denotando a sua condição funcional e estrutural.

Agradecimentos
Os autores agradecem à empresa que disponibilizou o material utilizado para elaboração deste estudo, por toda colaboração desprendida pelos seus colaboradores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem – DAER – Instrução de Serviço DAER-IS-111/12, Centro de Pesquisas Rodoviárias, Porto Alegre, 2012

DNIT (2011). Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. Manual de gerência de pavimentos. Rio de Janeiro, 2011. 189 p. (IPR. Publ., 745)

GONÇALVES, Fernando J. P. Diagnóstico e manutenção de pavimentos: ferramentas auxiliares. Passo Fund: Ed. Universidade de Passo Fundo, 2007.

PINTO, Paulo C., TAFFE JR., Elemar J., GARCIA, Felipe T., BITENCOURT, Francieli, PASSOS, Maria C., BIANCHINI, Mara R. Metodologias de avaliação e diagnóstico da rede pavimentada do DAER-RS. Revista Estradas, nº 18. Outubro de 2013.

RODRIGUES, R. M. Projeto e Gerência de pavimentos – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, ITA, São José dos Campos/SP, 1996.

CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL DE RODOVIAS FEDERAIS COM VEÍCULO DE DIAGNÓSTICO RODOVIÁRIO: ETAPAS, ATIVIDADES E RESULTADOS

Leonel Antônio da Rocha Teixeira Júnior
Carlos Eduardo de Almeida Mattos
Nilo Flávio Rosa Campos Júnior
Aymoré Vaz Pinto Júnior
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

RESUMO
Esta Comunicação Técnica descreve as etapas e atividades envolvidas na caracterização funcional das rodovias federais e apresenta os resultados obtidos nos levantamentos realizados pelo veículo de diagnóstico de rodovias. O texto apresenta a solução adotada para a obtenção de indicadores importantes para a gerência de pavimentos, utilizada para o planejamento da manutenção da malha rodoviária federal sob administração do DNIT. A contribuição da comunicação técnica é disseminar a solução integrada do veículo de diagnóstico de rodovias para o levantamento de dados destinados a caracterização funcional das rodovias federais por meio de uma metodologia explicativa exploratória de revisão bibliográfica e documental.

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento das características funcionais de rodovias tendo como base a análise do pavimento é fundamental para melhorar o planejamento e a programação de recursos destinados a manutenção e recuperação da rede rodoviária. A malha rodoviária sob administração do DNIT atualmente possui cerca de 55 mil quilômetros de rodovias federais pavimentadas e para a sua caracterização funcional são necessários os levantamentos de indicadores como o *International Roughness Index* ou Índice de Irregularidade Internacional (IRI) o levantamento visual contínuo de defeitos (LVC), gerando como resultados os índices, (IGG) Índice de Gravidade Global e o (ICS) Índice da Condição de Superfície.

Com a implementação de novas tecnologias, até então não disponíveis no mercado brasileiro, onde os diagnósticos eram realizados separadamente, foram reunidos em um único veículo os levantamentos de IRI e Registro por Imagens. A utilização de veículos de Diagnóstico de Rodovias (VDR) nos levantamentos de coleta de dados rodoviários permite a realização do Levantamento Visual Contínuo (LVC), do Registro em Vídeo e da Irregularidade do Pavimento.

Os dados coletados nos levantamentos alimentam o Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) e permitem gerar os indicadores da caracterização funcional do pavimento da rodovia. O SGP foi idealizado visando a obtenção de um Banco de Dados que, ao ser periodicamente atualizado, permite a análise das condições da Malha Rodoviária Federal e a alimentação do modelo matemático *Highway Development and Management* (HDM4).

Com o VDR as pesquisas são desenvolvidas com levantamentos integrados em um mesmo veículo, como o posicionamento global (GPS), levantamento do IRI e registro de imagens em vídeo e fotos, para cadastro de defeitos, geometria, sinalização, dispositivos de segurança e componentes pertinentes à faixa de domínio.

2. OBJETIVOS DO VDR

O principal objetivo do Veículo de Diagnóstico de Rodovias (VDR) é otimizar os gastos públicos na coleta de dados e levantamentos das rodovias federais, através da obtenção de dados

mais precisos. Com as informações geradas é possível programar intervenções para aumentar a vida útil dos pavimentos, o que reflete diretamente na melhoria da qualidade da via e segurança dos usuários, além de subsidiar os projetos de manutenção e recuperação das rodovias sob administração do DNIT.

Para gestão das atividades envolvidas nos levantamentos foram estabelecidos procedimentos que permitem o monitoramento e avaliação dos levantamentos realizados por meio do VDR como é o caso do monitoramento dos veículos por meio de satélite que possibilita rastrear em tempo real os veículos que estão realizando levantamentos em campo de modo a permitir um melhor acompanhamento dos trabalhos e os critérios de aceitabilidade para avaliação da consistência dos dados. Outro procedimento estabelecido é o monitoramento da produtividade e qualidade dos serviços, onde é utilizado um indicador pela média da produção do levantamento.

3. ATIVIDADES NA UTILIZAÇÃO DO VDR

Os serviços envolvidos na utilização do VDR estão subdivididos em atividades de campo e atividades de escritório. As atividades de campo são desenvolvidas a partir da implantação de um trecho-teste para aferição dos equipamentos utilizados nos levantamentos, e pela obtenção do IRI, do registro por imagens e das informações de GPS. As atividades de escritório envolvem a utilização dos dados obtidos com o registro por imagens, aplicados no Levantamento Visual Contínuo de Defeitos (LVC), no inventario da sinalização e dispositivos de segurança, na caracterização dos acostamentos e faixas de domínio, todos observados nos vídeos e fotos registrados em campo.

3.1. Atividades de Campo

A implantação de Trecho-Teste se destina à aferição dos equipamentos utilizados nos levantamentos, nesta etapas são realizadas a verificação e calibração do odômetro com utilização de demarcação na pista de um trecho de 1,0 km, estabelecido por GPS/GNSS de dupla frequência, o enquadramento das câmeras de vídeos e de fotos e realizada a verificação e calibração dos perfilômetros a laser, além de serem verificados o cumprimento dos fatores de proteção e segurança dos operadores envolvidas nessas atividades.

Para obtenção do IRI e do registro por imagens são necessários equipamentos devidamente aferidos e calibrados, bem como o estabelecimento de um formato de dados específico e a determinação de critérios de aceitabilidade estabelecidos para avaliação da consistência dos dados que é feito pelo próprio sistema.

A realização da caracterização funcional de rodovias requer um esforço proporcional ao tamanho da rede rodoviária federal pavimentada para tanto foi estabelecido um plano logístico de levantamento de campo distribuindo e regionalizando a contratação dos serviços e atividades de levantamento de campo em 6 lotes de contrato, totalizando cerca de 55.370,55 quilômetros.

O Lote 1 concentra as atividades na região Norte abrangendo os estados de Acre, Amazonas, Amapá, Pará, Rondônia, Roraima e Tocantins com uma extensão contratada de 8.924,40 quilômetros. A região Nordeste está contemplada pelo Lote 2 que abrange os estados do Ceará, Maranhão, Piauí e Rio Grande do Norte e pelo Lote 3 com os estados de Alagoas, Bahia, Paraíba, Pernambuco e Sergipe com extensões contratadas de 9.817,65 quilômetros e 10.590,50 quilômetros, respectivamente.

A região Sudeste, com os estados do Espirito Santo, Minas Gerais, Rio de Janeiro e São Paulo é contemplada pelo Lote 4 e tem 7.823,75 quilômetros contratados. O Lote 5 abrange os estados da região Sul, como Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul totalizando 9.192,10 quilômetros contratados e o Lote 6 com a Região Centro-Oeste com 9.022,15 quilômetros abrangendo os estados de Goiás, Mato Grosso, Mato Grosso do Sul e o Distrito Federal.

Os levantamentos contratados por meio do VDR são realizados em sentido único nas rodovias pavimentadas de pista simples e nas rodovias duplicadas são realizados nos dois sentidos, sendo que esta extensão bastante significativa requer um acompanhamento por meio das atividades de escritório e do plano logístico de levantamento em campo.

3.2. Atividades de Escritório

As atividades desenvolvidas em escritório fazem uso das imagens e vídeos registrados nos levantamentos de campo para o cadastramento dos defeitos, geometria, sinalização vertical e horizontal, bem como o cadastro dos dispositivos de segurança e da caracterização do acostamento e do perímetro urbano. Toda essa informação é cadastrada em um banco de dados, onde os resultados dessas atividades são consolidados em relatórios gerenciais e de resultados

Para o monitoramento das atividades de campo foi estabelecido a cada lote, o cadastramento em sistema de rastreamento via satélite dos veículos em campo. Esse sistema permite o acompanhamento em tempo real e a verificação da produtividade dos serviços contratados por meio do monitoramento de 6 Veículos de Diagnóstico Rodoviário (VDR) correspondente a cada lote de levantamento. A Figura 1 exemplifica a situação do levantamento das extensões por lote.



Figura 1: Levantamento VDR extensões por lote e produtividade. (DNIT, 2017)

4. RESULTADOS

Os principais resultados dos levantamentos de dados totalizaram em setembro de 2017 mais de 40.000,00 quilômetros de rodovias pavimentadas, com a caracterização funcional dessas rodovias devidamente analisadas e tratadas. Até o mês de setembro de 2017, a média de dados analisados e tratados era de 95%, considerando os lotes 1, 3, 4, 5 e 6, sendo o restante não

tratado decorrente de pequenas falhas ocorridas no período de levantamento, sendo estes posteriormente corrigidos e novamente reenviadas para análise, gerando os indicadores das características funcionais dos pavimentos das rodovias pavimentadas dessas regiões, que correspondem a 34.373 quilômetros de extensão analisada.

No lote 2, que engloba Ceará, Piauí, Maranhão e Rio Grande do Norte a produtividade ainda não alcançou resultados satisfatórios visto que apenas 72,52% dos dados foram coletados e no obteve 50,65% de dados analisados, para o mês de setembro de 2017.

O uso dos dados na alimentação do SGP forma a sua base, melhorando e auxiliando na identificação de prioridades e soluções para a restauração, manutenção, construção e adequação da malha rodoviária, visando a melhor relação custo-benefício para os diversos níveis de investimentos aplicados em determinado período. Portanto, para um perfeito diagnóstico das condições da Malha Rodoviária Federal pavimentada e um planejamento estratégico eficiente, é necessária a constante manutenção do banco de dados do SGP com informações atualizadas e confiáveis, adquiridas a partir de levantamentos *in loco*.

A apresentação dos resultados pode ser consolidada por meio do Índice de Condições de Superfície – ICS e disponibilizadas por meio do visualizador de dados geográficos e permite a integração e com outras informações georreferenciadas. A Figura 2 exemplifica uma apresentação de resultados - Índice de Condição da Superfície – ICS, consultada por meio do link http://servicos.dnit.gov.br/vgeo/ do visualizador de dados georreferenciados (VGEO).

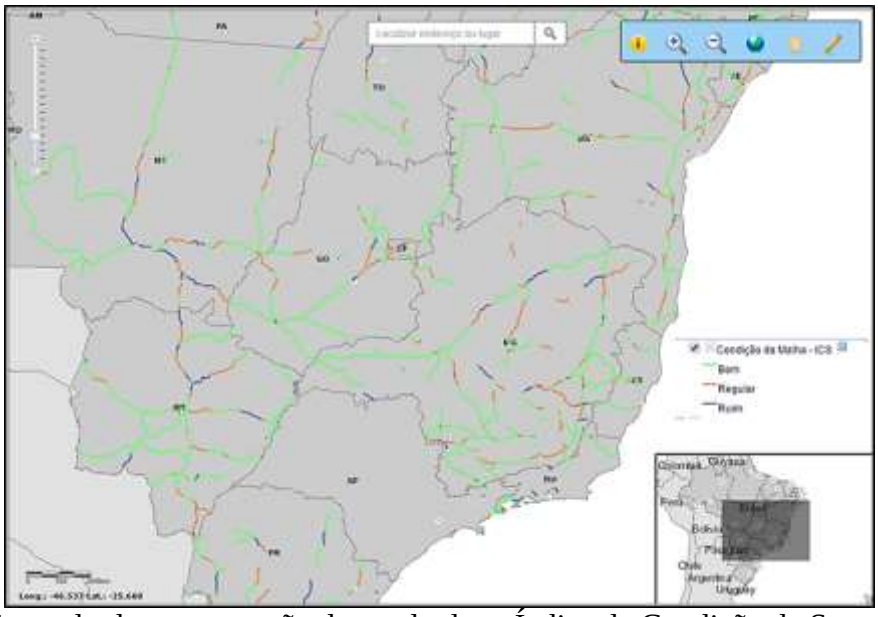


Figura 2: Exemplo de apresentação de resultados - Índice de Condição da Superfície – ICS.
Fonte: http://servicos.dnit.gov.br/vgeo/

Com a inovação, foi possível tornar as coletas e análises de informações sobre a malha rodoviária federal mais ágeis, menos onerosas e mais confiáveis. Assim, para cobrir os 55 mil quilômetros de rodovias federais sob a administração do DNIT, hoje são necessários apenas

oito meses, a um custo de R$ 4 milhões. Antes eram necessários 18 meses e quase R$ 12 milhões.

Eficiência na utilização dos recursos, a criação, implantação e manutenção do sistema demonstrou os ganhos em eficiência em recursos humanos, financeiros, administrativos e tecnológicos. Os dados, que antes eram coletados e processados em 18 meses, passaram a ser consolidados em apenas 8 meses. A economia no tempo é acompanhada pela redução drástica no custo por km de implantação, manuseio e manutenção. Todas essas vantagens são acompanhadas também pela simplificação dos processos advinda da sincronia dos 3 tipos de levantamento de dados.

Através da inovação proporcionada e a economia de recursos públicos gerados, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes foi ganhador no ano de 2015 do 19º Concurso Inovação na Gestão Pública Federal, realizado pela Escola Nacional de Administração Pública (ENAP).

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

DNIT (2003). *Norma DNIT 005/2003 – TER - Defeitos nos pavimentos flexíveis e semirrígidos Terminologia*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2003). *Norma DNIT 006/2003 – PRO - Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento.* Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2003*). Norma DNIT 007/2003 – PRO - Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semirrígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos Procedimento.* Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2003). *Norma DNIT 008/2003 – PRO - Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos Procedimento.* Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2003). *Norma DNIT 009/2003 – PRO - Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento.* Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

Leonel Antônio da Rocha Teixeira Junior (leonel.teixeira@dnit.gov.br)
Carlos Eduardo de Almeida Mattos (carlos.mattos@dnit.gov.br)
Nilo Flavio Rosa Campos Junior (nilo.junior@dnit.gov.br)
Aymoré Vaz Pinto Júnior (aymore.vaz@dnit.gov.br)
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT
Setor de Autarquias Norte, Quadra 03 Lote A
Ed. Núcleo dos Transportes, Brasília/DF, CEP:70040-902

APLICAÇÃO DE SISTEMA DE GESTÃO EM PAVIMENTOS VIÁRIOS DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO COM UTILIZAÇÃO DE SISTEMA DE INFORMAÇÃO GEOGRÁFICA (SIG)

Renato Gomes dos Reis
Patricia Barboza da Silva
Universidade Presbiteriana Mackenzie
Escola de Engenharia

RESUMO
O presente trabalho apresenta uma aplicação, em vias do município de São Paulo, de um Sistema de Gerenciamento de Pavimentos (SGP) baseado no índice de serventia urbana (ISU) que considera especificamente os tipos de defeitos geralmente encontrados em vias urbanas. Apresenta-se ainda, a integração dos índices obtidos com um sistema de informações geográficas (SIG) por meio da elaboração de mapa que indica as condições dos pavimentos nas vias avaliadas. O método utilizado demonstrou ser de fácil aplicação, assim como sua integração com o SIG, principalmente para o município de São Paulo que já disponibiliza informações de suas vias por meio de arquivos de dados de SIG. Dessa forma, um SGP integrado com o sistema de informações geográficas (SIG), como o apresentado neste trabalho, pode ser uma alternativa adequada para a aplicação no município de São Paulo que carece de uma metodologia de gerenciamento de pavimentos para que sejam empregadas alternativas de manutenção apropriadas às necessidades de cada via, de modo a melhorar as condições dos pavimentos, além de possibilitar o emprego dos recursos públicos de maneira efetiva neste tipo de serviço realizado no município.

1. INTRODUÇÃO

O município de São Paulo, tendo em vista a elevada extensão de sua malha viária pavimentada, com cerca de 18.000 km de extensão (Infocidades, 2017), apresenta grandes áreas com incidências de patologias, decorrentes dos diversos fatores aos quais os pavimentos urbanos estão sujeitos como, por exemplo, variações climáticas, mudanças da classe funcional das vias, idade elevada dos pavimentos e abertura de valas por concessionárias de serviços públicos.

Atualmente, as alternativas de manutenção utilizadas na cidade baseiam-se numa abordagem corretiva, ou seja, normalmente espera-se o aparecimento dos defeitos para que sejam realizadas as intervenções que, geralmente, tratam-se de tapa-buraco e recapeamento de vias (Martins, 2016). Sendo assim, é de fundamental importância a adoção de métodos de gerenciamento das vias urbanas de modo que sejam realizadas manutenções preventivas e corretivas, quando necessárias, tomando como exemplo o que é prática comum em rodovias.

Em contrapartida, a baixa quantidade de recursos humanos e financeiros disponíveis pela administração pública requer o uso de ferramentas que facilitem a implementação e a continuidade de utilização de um sistema de gerenciamento de pavimentos.

Dentro deste contexto, o presente trabalho apresenta uma experiência de aplicação de um sistema de gerenciamento de pavimentos em vias do município de São Paulo, utilizando como ferramenta mapa temático obtido por *software* que utiliza sistema de informações geográficas (SIG), com o objetivo de auxiliar a implementação e possibilitar a manutenção de sistemas de gerenciamento de vias urbanas pela administração pública.

2. SISTEMAS DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

Conforme exemplo citado por Carey e Irick (1960), supondo que dois projetistas de pavimentos fossem desenvolver um projeto de uma via para um período de 20 anos, o

primeiro poderia considerar o seu trabalho bem executado caso não ocorresse nenhuma trinca ao longo dos 20 anos no pavimento projetado, já o segundo projetista poderia considerar que seu trabalho foi satisfatório caso o pavimento apresentasse condições mínimas de trafegabilidade após os 20 anos de sua construção; o exemplo deixa claro que, caso não haja um consenso geral, fica subjetivo e dependente de uma localidade para outra a questão da qualidade e trafegabilidade da via. É nesse sentido, de modo a se obter um alinhamento para uma gestão apropriada dos sistemas viários que surgiram os princípios do Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) e os demais conceitos intrínsecos a este.

A principal função do SGP, além de manter o pavimento em uma condição mínima de utilização é definir qual condição é essa, possibilitando, por meio de uma gestão adequada, maior controle dos gastos públicos e, consequentemente, maior transparência na relação entre órgão público e sociedade.

Atualmente, segundo Lopes e Fernandes (2009), nos ambientes urbanos brasileiros as decisões relacionadas à manutenção, reabilitação e gestão dos pavimentos são baseadas na experiência de alguns profissionais e, principalmente, por razões políticas, o resultado disso são vias que alcançam seu período de projeto com a condição superficial e, às vezes, estrutural afetadas, gerando assim um custo recorrente de correção que poderia ter sido prevenido caso um planejamento adequado fosse considerado.

Conforme Hudson *et al*. (1979), o SGP pode ser dividido em dois níveis principais: nível de rede e nível de projeto. O primeiro é aquele onde serão tomadas todas as decisões chaves para o devido funcionamento do sistema (planejamento, programação, orçamento, etc.), já o nível de projeto, seleciona as atividades específicas de manutenção, reabilitação e reconstrução em segmentos definidos de pavimentos. Assim o SGP depende diretamente de fatores como informação de dados, planejamento e estratégias de decisões. Existem ainda quatro subsistemas que tem como objetivo possibilitar a realização dessas ações, conforme Shahin (1994, *apud* Ismail *et al*., 2009): (i) inventário da rede; (ii) avaliação da condição do pavimento; (iii) modelos de previsão de desempenho e (iv) métodos de planejamento.

Para um inventário de rede adequado é importante conhecer qual o tamanho da infraestrutura e as peculiaridades desta. Portanto, a rede viária (ruas, avenidas, vielas etc.) deve ser ramificada em pequenas unidades denominadas seções. Nestas é imprescindível que se conheça, por exemplo, a estrutura do pavimento, tipo de tráfego, categoria de uso, histórico das construções e demais informações pertinentes (Ismail *et al*., 2009).

Outra característica importante para um SGP é a habilidade de determinar tanto a condição atual do pavimento quanto prever seu estado futuro, para isso ao longo dos anos foram desenvolvidos e aplicados, por diversos órgãos e autores, alguns índices que tem como objetivo prever as condições do pavimento em função de seu estado de conservação ou, ainda, de suas condições de conforto ao rolamento.

Para o gerenciamento é importante que se tenha à disposição ferramentas que possibilitam melhor gestão do banco de dados quanto à condição do pavimento e outras informações necessárias ao bom funcionamento do sistema. Dessa forma, a utilização de SIG (sistema de informações geográficas), pode contribuir de maneira significativa de modo a facilitar o gerenciamento de redes viárias urbanas. Os SIGs são projetados para trabalhar com dados

referenciados por coordenadas espaciais ou geográficas e apresentam capacidades específicas para realizar operações com esses dados (Lopes e Fernandes, 2009). Com base em *softwares* SIG é possível criar mapas temáticos de redes viárias gerenciadas auxiliando, assim, o gestor público com uma visão macro do sistema viário, de suas condições de conservação e, consequentemente, necessidades de manutenção.

2.1. Índice de Serventia Urbano (ISU)

Com o objetivo de criar um método de fácil utilização para obtenção de um índice que pudesse indicar as condições dos pavimentos existentes no sistema viário do município de São Paulo, Villibor *et al*. (2000) propuseram o chamado Índice de Serventia Urbano (ISU), no qual os defeitos nos pavimentos foram divididos em três categorias: remendos; panelas e ondulações e trincas, levando em consideração fatores de ponderação que caracterizam a influência de cada defeito nas condições de trafegabilidade e conforto da via, conforme a Tabela 1.

Tabela 1: Fatores de Ponderação (F_R, F_T, F_P) (Villibor *et al*., 2000)

Tipos de defeitos	Fator de ponderação (F)
Remendos (F_R)	3
Panelas e Ondulações (F_P)	2
Trincas (F_T)	5

Além disso, o método baseia-se em três características principais dos defeitos para a determinação do ISU: tipo, incidência e severidade. Assim, separa-se a área de incidência (A), em relação à área da seção de análise dos defeitos, em três categorias: A1 (baixa), quando $A \leq 10\%$; A2 (média), quando $10\% < A < 50\%$ e A3 (alta) quando $A \geq 50\%$. O método divide, também, a severidade em três categorias: S1 (baixa), S2 (média) e S3 (alta). Após a obtenção desses resultados, determina-se o grau de deterioração do pavimento em função de cada tipo de defeito, por meio de uma matriz que combina a Severidade (S) pela Área de Incidência do defeito (A), conforme a Tabela 2:

Tabela 2: Matriz do Produto da Severidade pela Área de Incidência, resultando no Grau de deterioração (adaptado de Villibor *et al*., 2000)

		Grau de deterioração		
	Área de incidência	A1 ≤ 10%	10% < A2 < 50%	A3≥50%
Severidade	S1	1	2	3
	S2	2	4	6
	S3	3	6	9

A partir destes parâmetros, o ISU é calculado utilizando-se a equação (1):

$$ISU = 100 - \left(\frac{100}{90}(G_R x F_R + G_T x F_T + G_P x F_P)\right) \quad (1)$$

Onde:

- G_R,G_T,G_P = Grau de deterioração para: remendos, trincas e panelas, respectivamente;
- F_R, F_T, F_P = Fator de ponderação para: remendos, trincas e panelas, respectivamente.

Com o ISU obtido para cada trecho avaliado é possível classificar a condição do pavimento

conforme a Tabela 3.

Tabela 3: Intervalos para o ISU e respectivas condições do pavimento (Villibor *et al*., 2000)

ISU	Condição do Pavimento
0 a 30	Péssimo
30 a 45	Ruim
45 a 70	Regular
70 a 80	Bom
80 a 100	Muito Bom

3. APLICAÇÃO DO ÍNDICE DE SERVENTIA URBANO (ISU) COMO PROPOSTA DE SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS EM VIAS DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO

Foi escolhida uma área do município de São Paulo, gerenciada pela Subprefeitura Vila Maria/Vila Guilherme, em local estritamente residencial o que possibilitou a realização dos levantamentos de defeitos em campo, bem como da aferição da área de incidência e da gravidade dos defeitos identificados. Para obtenção do ISU, as vias devem ser subdivididas em seções, sendo considerada uma seção o trecho entre dois pontos da via pública, marcado por uma mudança de característica dessa via (revestimento ou cruzamento de vias) ou interrupção da mesma. Neste levantamento a delimitação das seções foi o cruzamento entre vias, sendo avaliadas 22 seções distribuídas em 10 vias, totalizando 1.850 m de extensão de vias pavimentadas. As vias avaliadas são apresentadas em desenho esquemático na Figura 1.



Figura 1: Desenho esquemático da localização das vias avaliadas

Para obtenção do mapa temático como ferramenta do sistema de gerenciamento foi utilizado o *software* de sistema de informação geográfica (SIG) QGIS, tanto para desenvolvimento do mapa temático com o ISU das vias quanto para a organização dos dados pertinentes ao estudo. No portal GeoSampa da Prefeitura da Cidade de São Paulo foi efetuado o *download* do arquivo *Shapefile* (.shp) da região da subprefeitura da Vila Maria/Vila Guilherme, no qual estavam disponibilizados os dados de ID e comprimento das vias existentes na região considerada. Assim, foram filtrados no QGIS somente os dados relativos às vias avaliadas neste estudo e, em seguida, exportados para uma planilha Excel.

3.1. Levantamento dos defeitos em campo

Com o objetivo de facilitar o levantamento em campo, foi elaborada uma planilha de anotações de campo para identificar o ID da seção, nome, largura, comprimento e outros dados da via (Figura 2). Nesta, também foram anotados, em um croqui, os defeitos encontrados nas seções com o respectivo código adotado do tipo de defeito e severidade, além da extensão do mesmo.

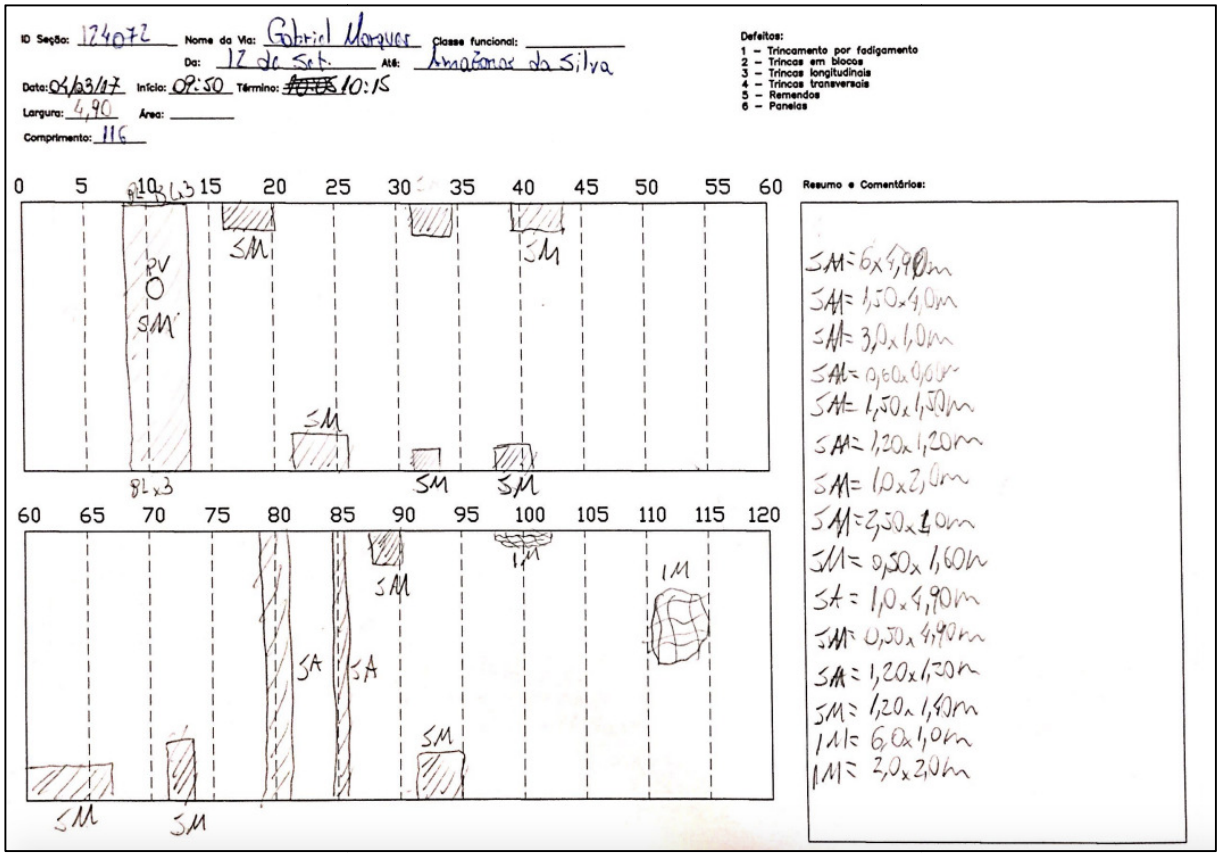


Figura 2: Planilha para levantamento de campo – exemplo preenchido

3.2. Resultados

Após o levantamento em campo, os cálculos do ISU foram feitos utilizando uma planilha em Excel com base nos parâmetros propostos por Villibor *et al*. (2000). Na Tabela 4 são apresentados os resultados obtidos, assim como as alternativas de manutenção para as vias analisadas, baseando-se, principalmente, nas recomendações propostas no método ISU.

Tabela 4: Alternativas de Manutenção e Reabilitação recomendadas

ID da Seção	Via	ISU	Condição do Pavimento	Tipo de tráfego	Alternativa
124102	AMAZONAS DA SILVA	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124118	AMAZONAS DA SILVA	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124090	AMAZONAS DA SILVA	100	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124076	AMAZONAS DA SILVA	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124112	AMAZONAS DA SILVA	100	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124113	AMAZONAS DA SILVA	100	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124115	AMAZONAS DA SILVA	100	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124077	AMBAUBA	44	Ruim	Muito leve a leve	Recapeamento convencional
124078	BASILEU	42	Ruim	Médio a pesado	Avaliação estrutural
124105	DOZE DE SETEMBRO	93	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124071	DOZE DE SETEMBRO	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124123	DOZE DE SETEMBRO	93	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124074	DOZE DE SETEMBRO	89	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124075	DOZE DE SETEMBRO	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124096	DOZE DE SETEMBRO	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124081	DOZE DE SETEMBRO	97	Muito bom	Médio a pesado	Monitoramento
124104	EDUARDO LEOPOLDO	32	Ruim	Médio a pesado	Reforço do Pavimento
124114	FRANCISCO DUARTE	40	Ruim	Muito leve a leve	Recapeamento convencional
124072	GABRIEL MARQUES	72	Bom	Muito leve a leve	MCAF simples
124095	JOAO VENTURA BATISTA	52	Regular	Médio a pesado	MCAF duplo + Reperfilagem
124106	LUIZ BENTO ALVES	30	Péssimo	Muito leve a leve	Recapeamento convencional
124073	LUIZ TAVARES	47	Regular	Muito leve a leve	Reperfilagem + MCAF Simples ou MCAQ

Legenda: MCAF - micro concreto asfáltico a frio ou micro revestimento asfáltico a frio (MRAF); MCAQ – micro concreto asfáltico a quente ou micro revestimento asfáltico a quente (MRAQ).

3.3. Integração com o SIG

Após a obtenção dos resultados de ISU das vias, estes foram exportados para o QGIS a fim de se criar um mapa temático da situação dos pavimentos das vias avaliadas. Assim, foram impostas condicionais de formatação com base em cores e a respectiva condição do pavimento conforme o ISU obtido para cada seção de via avaliada, conforme apresentado na Figura 3.

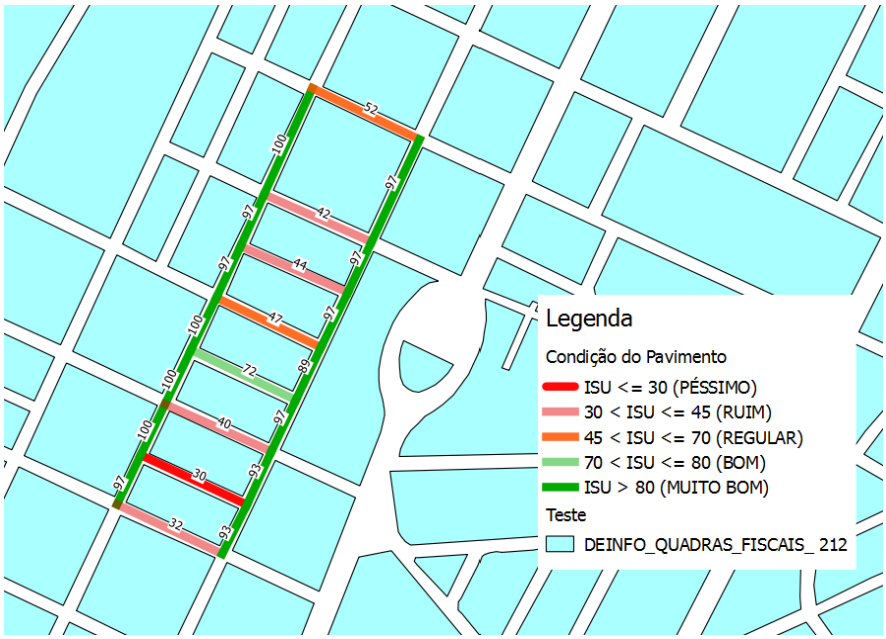


Figura 3: Mapa temático de ISU das vias avaliadas

O mapa pode ser uma importante ferramenta para o gestor público por ser de fácil visualização, possibilitando a priorização das vias por tipo de manutenção ou, ainda, por extensão e severidade dos defeitos que essa apresenta. Pode orientar, também, a realização de estudos prévios de custos de cada uma das alternativas de manutenção consideradas pelo SGP.

4. DISCUSSÃO SOBRE O MÉTODO ADOTADO

Devido ao fato do método proposto por Villibor *et al*. (2000), assim como outros métodos para obtenção do índice de serventia urbano, não ser normatizado no Brasil ainda é passível de ajustes e comentários, sendo o objetivo deste tópico. A seguir serão listadas algumas dificuldades no levantamento de campo bem como no cálculo do ISU:

a) Foi possível verificar que os defeitos nas vias urbanas se manifestam sem um padrão definido em virtude da falta de controle e de uma manutenção adequada e que, em muitos casos, os tipos de defeitos se sobrepõem, o que gera dificuldades para o avaliador determinar qual prioridade deve atribuir quando demarcar o tipo de defeito. Dessa forma, o treinamento da equipe de levantamento e exposição destes casos é imprescindível.
b) Observou-se em alguns casos que mesmo o defeito sendo extenso e severo pode não afetar o conforto ao rolamento, porém influencia diretamente o cálculo do ISU – reduzindo-o. Tal fato ocorre principalmente no caso de remendo executado junto a sarjeta da via, quando se estende ao longo da mesma. Em dois casos ocorreu isto, na Rua Luiz Tavares e Rua João Ventura Batista (Tabela 4).
c) O manual de defeitos utilizado foi o SHRP (1993), já consagrado no meio técnico, porém foi elaborado para a realidade rodoviária. Assim, o desenvolvimento de um manual de defeitos em vias urbanas é importante, pois possibilitaria uma melhor orientação às avaliações para as aplicações dos SGP neste tipo de via.
d) O método de Villibor *et al*. (2000) foi desenvolvido na década de 90, e a realidade urbana e tecnológica de São Paulo era outra. Em vista disso, Martins (2016) atualizou as alternativas de intervenção propostas por Villibor *et al*. (2000), compatibilizando-as com o desenvolvimento de novos materiais e técnicas de manutenção para pavimentos asfálticos. Desta forma, vale ressaltar que o presente trabalho utilizou esta atualização para propor as alternativas de intervenção demonstradas na Tabela 4.
e) Dependendo do porte da cidade o SGP pode sofrer variações significativas. Segundo Oliveira (2013), em cidades de pequeno porte, os custos com a implantação da base dados georreferenciadas e aquisição de um SIG, que são parte preponderante para um gerenciamento mais inteligente de um SGP, são os mais relevantes e mais onerosos comparados com cidades de grande porte. Tal fato é uma barreira que deve ser desmistificada para os gestores públicos, visto os benefícios que o SGP pode trazer para a sociedade.

5. CONCLUSÃO

Cada defeito no pavimento asfáltico demanda uma solução diferente e a manutenção do sistema viário é algo imprescindível para proporcionar conforto e segurança para o usuário. O SGP já é aplicado em rodovias brasileiras e tem resultados benéficos expressivos, porém o método ainda é embrionário no ambiente urbano.

O método aplicado neste estudo para obtenção do ISU demonstrou-se eficiente e de fácil aplicação. Porém, os parâmetros de cálculo propostos pelos autores do método ISU (Villibor *et al.,* 2000) foram elaborados no final da década de 1990, por esse motivo recomenda-se um novo levantamento dos defeitos existentes nas vias de São Paulo a fim de criar uma nova base de dados atualizada e com isso aprimorar tecnicamente referido método.

O mapa temático obtido por meio do *software* QGIS possibilitou uma apresentação clara das condições dos pavimentos de todas as vias avaliadas, o que pode ser uma alternativa como ferramenta para o gestor público gerenciar a malha viária da cidade com eficiência, possibilitando a identificação das vias que devem ser priorizadas para manutenção, além de possibilitar a realização de estudos prévios de custos e alternativas de técnicas de manutenção e reabilitação dos pavimentos urbanos.

A possibilidade de comunicação entre o *software* SIG utilizado (QGIS) e o Excel facilita de maneira considerável a elaboração do mapa. São Paulo já possui uma base de dados SIG (GeoSampa e Geoconvias), sendo essa uma característica importante que facilitará o início da implementação do SGP no município.

Agradecimentos
Os autores agradecem os engenheiros responsáveis pela Coordenadoria de Manutenção e Infraestrutura Urbana e Supervisão Técnica de Projetos e Obras da Subprefeitura Vila Maria/Vila Guilherme, por viabilizarem e auxiliarem a realização dos levantamentos em campo nas vias avaliadas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CAREY, JR. e IRICK, P. E. (1960) The pavement serviceability-performance concept. *Highway Research Board*, AASHO Road Test Buletin n. 250, p. 40-58.

HUDSON, W. R.; HAAS, R. e PEDIGO, R. D. (1979) *Pavement Management System Development*. National Cooperative Highway Research Program Report 215, Washington, D.C..

INFOCIDADE (2017) *Endereço para consultas de dados sobre a cidade de São Paulo*. Prefeitura Municipal de São Paulo, Secretaria Municipal de Urbanismo e Licenciamento, São Paulo, SP.

ISMAIL, N.; ISMAIL, A. e ATIQ, R. (2009) An Overview of Expert Systems in Pavement Management. *European Journal of Scientific Research*, ISSN 1450-216x, v. 30, n.1, p. 99-111.

LOPES, S.B. e FERNANDES JR., J. L. (2009) Modelagem dinâmica de Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos. *Revista Pavimentação*, v. IV, p. 27-34.

MARTINS, A. (2016) Sistemas de Gerência de Manutenção de Pavimentos Urbanos e Índices de Serventia do Pavimento. *Escola Superior de Gestão e Contas Públicas Conselheiro Eurípedes Sales do Tribunal de Contas do Município de São Paulo*, São Paulo, SP.

OLIVEIRA, J.J. (2013) Experiência de Implantação de Sistema de Gerência de Pavimentos em Cidade de Médio Porte - Estudo de Caso: Anápolis-GO. *Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)* - Escola de Engenharia de Sao Carlos - USP, Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

SHRP (1993) *Distress identification manual for the long-term pavement performance project*. Strategic Highway Research Program, Washington, D.C..

VILLIBOR, D. F.; DISSEI, D.; AZEVEDO F.O.; BELIGNI M. e CINCERRE J.R. (2000) Plano de gestão de manutenção com propostas de rejuvenescimento asfáltico para pavimentos urbanos da cidade de São Paulo. *Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico*, v. 2, p. 206-237, São Paulo, SP.

Renato Gomes dos Reis (rgomesdosreis@gmail.com)
Patricia Barboza da Silva (patricia.silva1@mackenzie.br)
Escola de Engenharia, Universidade Presbiteriana Mackenzie
Rua da Consolação, 896, prédio 6 – São Paulo, SP, Brasil

AVALIAÇÃO DE TRATAMENTOS SUPERFICIAIS POR PENETRAÇÃO DE RODOVIAS BASEADA NA EXSUDAÇÃO E NA PERDA DE AGREGADOS

Raimi Costa da Silva
Suelly Helena de Araújo Barroso
Universidade Federal do Ceará
Departamento de Engenharia de Transportes

RESUMO
O Tratamento Superficial por Penetração (TSP) é uma técnica amplamente difundida para revestimentos de rodovias de baixo volume de tráfego, no entanto suas especificações de serviço estão defasadas e são escassas as pesquisas nacionais nessa temática. Assim, após a revisão da literatura internacional, analisaram-se os manuais de diversos países para esse serviço e definiu-se como objetivo do estudo avaliar o desempenho de TSPs com base na ocorrência de dois defeitos principais: a perda de agregados e a exsudação. Para avaliar a perda foi utilizado o *Wet Track Abrasion Test* e será introduzido nacionalmente o *Sweep Test*, relacionando seu resultado com o do ensaio de aderência. Para a avaliação da exsudação, adaptou-se o *Loaded Wheel Test* e será aplicado um processamento digital de imagens para verificação da área exsudada, além de identificar uma relação com as propriedades reológicas do resíduo da emulsão.

Raimi Costa da Silva (raimi@det.ufc.br)
Suelly Helena de Araújo Barroso (suelly@det.ufc.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará
Campus do Pici - Bloco 703 - CEP 60455-760 ,Fortaleza, CE, Brasil

COMPARATIVO ENTRE TENSÕES VERTICAIS EM CAMADAS DE PAVIMENTO EXPERIMENTAL DA UFS OBTIDAS POR INSTRUMENTAÇÃO E POR ANÁLISE NUMÉRICA

Felipe Simões Bacelar
Fernando Silva Albuquerque
Leonardo José de Sá Matos
Departamento de Engenharia Civil
Universidade Federal de Sergipe

RESUMO
Pavimentos são estruturas que sofrem danos ao longo do tempo. Os tipos de danos mais comuns são aqueles causados pela repetição de cargas ao longo do tempo, propiciando fadiga em camadas cimentadas e cisalhamento, principalmente, em camadas granulares. Para auxiliar na análise de tensões que resultam nesses danos, esta pesquisa tem a finalidade de fazer uma comparação entre as tensões verticais encontradas ao longo da profundidade de um pavimento experimental localizado na UFS através de instrumentação e aplicação de métodos numéricos. A comparação foi feita utilizando dados obtidos com células de carga instaladas em três profundidades (MATOS, 2015) e valores encontrados com o auxílio do *software* Ansys®, baseado no Método dos Elementos Finitos. Para camadas menos profundas, o resultado da comparação foi próximo e coerente, possibilitando a validação dos métodos, porém, para maiores profundidades, a diferença entre os resultados foi expressiva, com as tensões obtidas por instrumentação muito superiores.

ABSTRACT
Pavements are structure that suffers damage over time. The most common damage types are caused by repetition of load over time, providing fatigue in cemented layers and shear of granulate layers, mainly. To assist the analysis of stresses that result in such damages, this research proposes to make a comparison between the vertical stresses found along the depth of an experimental pavement, located at UFS, through road instrumentation and numerical methods application. The comparison was made using data obtained from three-depth load cells (MATOS, 2015) and values obtained using the Ansys® software, based on the Finite Element Method. Concerning shallower layers, the result of the comparison was close and coherent, allowing the validation of the methods, but, to greater depths, the difference was expressive, being the stresses obtained by instrumentation much higher.

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, os incentivos do governo federal em décadas passadas, principalmente, fez o transporte rodoviário tornar-se o meio mais utilizado para o transporte de cargas e passageiros. Até os dias atuais, os maiores investimentos em infraestrutura de transportes no país são na malha rodoviária.

Segundo dados da CNT (CNT, 2016), 48% de passageiros deslocam-se através do sistema rodoviário e 61% das cargas também utilizam o mesmo modal de transporte.

Mesmo com os notáveis avanços da engenharia de transportes, muitas estradas encontram-se em degradação prematura, o que indica, muitas vezes, a utilização de métodos ineficientes e restritos para o dimensionamento. Ainda são utilizados métodos tradicionais e empíricos para determinação da espessura das camadas pré-determinadas de acordo com as características dos materiais disponíveis, podendo algumas vezes ocasionar o subdimensionamento.

Outro fator importante da deterioração precoce de pavimentos é o aumento do limite de carga por eixo e, principalmente, de sua tolerância, que em pavimentos antigos, esses parâmetros não foram implementados no dimensionamento. A Resolução Nº 489/2014 do CONTRAN aumentou a tolerância para o limite de carga por eixo para 10%, caso o veículo esteja dentro dos 5% de limite para o peso bruto total. Com isso, os danos causados por cargas próximas ao limite legal se tornam cada vez mais importantes para a etapa de dimensionamento.

Métodos empíricos para projeto de pavimentos apresentam bastantes insucessos. O mecanismo de ruptura do pavimento em uso é diferente do que estes métodos de dimensionamento consideram, causando assim danos por fadigas conforme relatados por Mendonça (2014).

Uma evolução na mecânica dos pavimentos foi à utilização de métodos numéricos para obtenção de respostas do comportamento dos pavimentos frente às tensões e deformações, utilizando esses dados para auxiliar o projetista na previsão do comportamento em uso do pavimento.

Segundo Gonçalves (2002), o método que avalie as tensões, deformações e deslocamentos (método de projeto) do pavimento talvez se aproxime mais das condições reais de campo. Porém somente este método não é suficiente isoladamente, caso não haja um estudo prático dos materiais, em campo e laboratório, para conhecer seus limites de uso. Assim, pode-se dispor de auxílio de instrumentação para o melhor conhecimento desses parâmetros em pavimentos.

Esta pesquisa tem como objetivo avaliar a distribuição das tensões verticais ao longo da profundidade das camadas do pavimento utilizando o *software* ANSYS®, e comparar com resultados obtidos através da instrumentação em uma pista experimental da UFS, onde foram instaladas células de carga em três camadas do pavimento.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁGICA

2.1. Pavimento

O pavimento é uma estrutura composta por múltiplas camadas de espessuras mensuráveis. A estrutura do pavimento é construída para resistir ao tráfego e aos agentes intempéries. Inicia-se sobre a superfície de solo existente, ou, quando necessário, da terraplanagem, sendo que cada camada tem sua função estrutural, oferecendo assim durabilidade, conforto e segurança (BERNUCCI *et al*., 2006; MEDINA e MOTTA, 2005).

Segundo Balbo (2007), os pavimentos necessitam ser dimensionados de acordo com o tráfego e o clima local, determinando as espessuras e tipo de material para cada camada, para que a estrutura possa ter um desempenho desejável durante sua vida útil.

Pavimento rodoviário, normalmente, é classificado em três tipos: rígidos, semi-rígidos e flexíveis. O primeiro é um pavimento em que o revestimento é constituído por concreto de cimento Portland e sub-base; o segundo é constituído por um material estabilizante, podendo ser com ligantes betuminosos ou ligantes hidráulicos para base ou sub-base, e tendo como revestimento o concreto asfáltico; o terceiro é aquele no qual o revestimento é constituído por mistura asfáltica, base e sub-base estabilizada mecanicamente (BALBO, 2007).

2.1.1. Degradação associada ao tráfego

Os defeitos que podem ocorrer no pavimento são causados principalmente pelo tráfego e pelos agentes intempéricos (variação da temperatura, chuva, vento etc.). Porém, concentrando-se nos defeitos associados ao tráfego, pode-se dizer que os mais relevantes para o estudo da degradação dos pavimentos são o trincamento por fadiga e o afundamento das trilhas de roda.

O trincamento por fadiga é o principal defeito dos pavimentos flexíveis. Ele é associado à repetição de carregamentos abaixo do limite de resistência do material, em que o material não entra no regime plástico. Porém, ainda que as deformações sejam pequenas, ao longo do tempo começam a surgir microfissuras nas fibras inferiores das camadas que trabalham à flexão. Tais trincas que se iniciam na fibra inferior se propagam até a superfície, assim o material começa a apresentar trincas superficiais. As microfissuras são locais mais deformáveis, o que agrava o problema relacionado às trincas (BALBO, 2007; TEIXEIRA, SOUZA e SOARES, 2007).

O afundamento em trilha de roda é o defeito proporcionado pelo acúmulo de deformações plásticas ocasionadas pela passagem de carga durante o tempo. Geralmente, o afundamento é mais evidenciado em camadas inferiores dos pavimentos. Isso está ligado diretamente à resistência ao cisalhamento destes materiais. Esse defeito é muito relevante na hora de projetar, pois deve-se aliviar as tensões que chegam ao topo do subleito, principalmente, visto que esse é um material menos nobre, ou seja, com menor resistência, em relação às camadas superiores (BALBO, 2007; TEIXEIRA, SOUZA e SOARES, 2007).

2.1.2. Comportamento mecânico

O princípio da mecânica dos pavimentos é fazer uma análise da relação entre o carregamento dinâmico e a respostas dos materiais, para vários níveis de tensão. Geralmente com os valores de tensão abaixo da tensão de ruptura do material, limita-se assim às deformações elásticas e plásticas (MEDINA E MOTTA, 2005).

Segundo Matos (2015), métodos para dimensionar pavimento, normalmente, são classificados como empíricos, semiempíricos e mecanísticos-empíricos. O último método de dimensionamento possibilita a verificação de desempenho do pavimento por meio do cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Trata-se de um bom método de cálculo, pois os modelos empíricos que estão associados a ele fazem a utilização de resultados de ensaios de laboratório e de campo, em pistas experimentais ou em trechos monitorados em rodovias com tráfego real.

2.2. Mecânica dos Pavimentos

As ações de forças externas causam tensões, deformações e deslocamentos em um corpo elástico. A análise das tensões, deformações e deslocamentos considera estes elementos como contínuos, tomando como base algumas hipóteses em que a matéria de um corpo é distribuída uniformemente. Outra hipótese é que a matéria é homogênea, ou seja, a matéria retirada de qualquer parte de corpo vai possuir a mesma propriedade física e isotrópica, isto é, para qualquer direção as propriedades elásticas são iguais (TIMOSHENKO e GOODIER, 2006).

Segundo Huang (2004), grande parte dos materiais para pavimentação não são elásticos, porém considerando-se que a tensão aplicada ao material é muito menor em comparação a sua resistência, bem como ela é repetida com frequência, a deformação em cada carregamento e descarregamento é praticamente, em sua totalidade, recuperável, podendo assim ser considerada elástica.

2.2.2. Lei de Hooke

A tensão e a deformação são grandezas que estão ligadas entre si. Na Lei de Hooke existe uma relação linear entre elas, bem como, nesta relação há uma constante de proporcionalidade, chamada módulo de elasticidade ou módulo de Young (BEER *et al*., 2010).

O módulo de elasticidade (*E*) e o coeficiente de Poisson (υ) são grandezas intrínsecas ao material. Cada tipo de material tem seus valores próprios. Tem-se que quanto maior o módulo, maior deve ser a tensão aplicada para causar uma mesma deformação. O módulo de elasticidade demostra a rigidez do material na direção em que a tensão está atuando. Já o coeficiente de Poisson demostra a rigidez do material na direção perpendicular a tensão atuante (BEER *et al*., 2010).

2.2.3. Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência é a capacidade de recuperação das deformações após cessar o carregamento dinâmico. Quanto mais rígido o material, mais ele absorve os esforços e terá menores deformações residuais recuperáveis. Tal característica poderia ser traduzida como o módulo de elasticidade para cargas dinâmicas, normalmente obtida a 1 Hz de frequência de carregamento e entre 20º e 30º C de temperatura (BERNUCCI *et al*., 2006; BALBO, 2007).

Segundo Medina e Motta (2005), o módulo de resiliência tem grande influência dependendo do tipo de misturas asfálticas, por exemplo, do tipo de ligante asfáltico, da granulometria dos agregados, tamanho máximo dos agregados etc.

2.3. Análise pela teoria de camadas finitas

A partir da análise da Teoria da Elasticidade, das propriedades específicas da estrutura e dos materiais para pavimentação, surgiu a Teoria de Sistema de Camadas Elástica (TSCE) definida por de Burmister (1943).

Esta Teoria de múltiplas camadas basea-se nas equações de Burmister (1943), sendo a base para a mecânica dos pavimentos e alguns métodos numéricos. Ela toma como parâmetro as camadas do pavimento ou solo estratificado como camadas, e tem algumas simplificações baseadas em hipóteses da Teoria da Elasticidade.

Primeiramente, Burmister desenvolveu um modelo para um problema com duas camadas, porém logo expandindo para três camadas. Após isso, ele tratou sobre o efeito da aderência entre as duas camadas na interface de contato. E por último, ele aplicou a TSCE para três camadas (BALBO, 2007). Com o uso de processamento eletrônico de dados, os problemas podem ser resolvidos para um número maior de camadas.

2.4. Análise pelo método de elementos finitos

Existem diversos métodos numéricos para fazer simulação de pavimentos, sendo um deles baseando-se no Método dos Elementos Finitos (MEF). Segundo Azevedo (2003), este método tem como finalidade determinar o estado de tensão e de deformação de um corpo de geometria arbitrária, podendo ser formado por diferentes materiais, com suas respectivas características fisicas e sujeito a ações exteriores.

Neste método o pavimento é dividido, geralmente, em elementos imaginários de dimensões finitas, ligados entre si por pontos nodais que se assemelham a articulações sem atrito. Os elementos fictícios são compostos de nós, originados pela interseção de arestas, que por sua vez vão limitar as faces do elemento. Assim, a criação da malha pode ter diferentes formas geométricas, como triângulos e quadriláteros, dependendo do tipo de problema a ser resolvido (MEDINA E MOTTA, 2005).

Utilizando Elementos Finitos, pode-se fazer um modelo de cáculo que emprega um processo

discretizado que aproxima os valores calculados à solução do problema de elasticidade. Quanto melhor for a discretização da malha, isto é, quanto mais refinada, com um maior número de divisões se encontrar a malha, os resultados obtido pelo método serão mais próximos da solução (GARCIA, 2010).

A análise estrutural de pavimentos flexíveis pelo método de elementos finitos tem sido a principal abordagem mecanicista atual. Isto por conta da sua capacidade de criação de modelos de inúmeras geometrias, possibilidade de caracterização de materiais, aplicação da carga de roda com maior precisão que induz a respostas como deformações e tensões mais precisas na estrutura do pavimento (KIM *et al*., 2009 *apud* GARCIA, 2010).

2.5. Instrumentação na pavimentação

O uso de tecnologia na engenharia civil vem se intensificando e melhorias são necessárias. Alguns instrumentos utilizados em outras áreas na engenharia civil foram adaptados para um melhor desempenho nas pesquisas, como também aquisição de dados em campo na área de pavimentação. Aparelhos como células de pressão, células de carga e extensômetros elétricos foram adaptados e testados em pesquisas, por exemplo, a utilização no projeto de trecho monitorado (DNIT, 2008).

Para a aquisição de dados de tensão em pavimentos são utilizadas as células de pressão ou as células de carga. Esta última utiliza extensômetros elétricos (*Strain Gages*), que são resistores elétricos compostos de uma fina camada de material condutor, que ao sofrer deformações modifica seu valor de resistência elétrica. Eles são ligados em um sistema de ponte de Wheatstone. Então, com uma variação no valor da resistência desta ponte, pode-se calcular a deformação respectiva através de uma calibração (MATOS, 2015).

Porém o *Strain Gage* é um instrumento muito frágil, quando comparado a solos granulares ou misturas asfálticas, e se romperia facilmente no interior do pavimento, portanto, são utilizados materiais complementares para auxiliar na medição dos dados e na proteção dos extensômetros, tal como uma barra de aço ou tubo de aço (DNIT, 2008).

As células de carga podem ser obtidas prontas ou podem ser confeccionadas, como mostrado no trabalho de Matos (2015), em que o próprio autor produziu as células de carga, as quais foram utilizadas na pesquisa. Porém, deve-se ter cuidado após os aparelhos serem confeccionados, devendo ser testados e calibrados em laboratório e em campo, pois alguns defeitos durante a confecção podem trazer erros durante a aquisição dos dados, os quais podem ser minimizados na etapa calibração (GONÇALVES, 2002; DNIT, 2008).

De acordo com Matos (2015), antes da instalação dos instrumentos deve-se conhecer as características da pista experimental, como o tráfego que vai passar por ela, os locais mais solicitados e os materiais que foram utilizados na pavimentação.

Um dos principais efeitos da instalação de células de carga no interior do solo é a redistribuição causada no estado de tensão nas proximidades do local de instalação. Com isso, esse rearranjo pode provocar valores maiores ou menores de tensão em relação ao original (USA WES,1994 apud Gonçalves, 2002).

O material utilizado na confecção das células de carga tem propriedades mecânicas (E,υ) muito distintas do solo onde estarão imersas. A Teoria da Elasticidade prova que essas situações provocam concentração de tensões bastante diferentes das que surgem em camadas

de material homogêneo.

3. MÉTODOS

O presente trabalho utilizou dados obtidos em campo através de instrumentação para fazer uma comparação com os valores obtidos através de simulação numérica. A pesquisa na qual obteve-se o banco de dados de valores de tensão vertical adquiridos em campo por meio da instrumentação foi realizado por Matos (2015).

3.1. Estudo com instrumentação de pavimentos

As etapas da metodologia desenvolvida por Matos (2015) foram projeto e construção do trecho experimental, em que fez-se o controle tecnológico dos materiais e da construção da pista. Também realizou a montagem da instrumentação, fez os ensaios na seção teste e o tratamento e análise de dados, incluindo um resumo estatístico dos dados obtidos pela instrumentação.

As pistas experimentais estão situadas no *Campus* de São Cristóvão da UFS. A pista experimental A (PEA-UFS) tem largura de 6,00 m entre os bordos e extensão de 184,73 m, e a pista experimental B (PEB-UFS), com mesma largura, tem extensão de 188,53 m. Ambas foram construídas com a camada de revestimento em concreto asfáltico com 7 cm, camada antirreflexão de trincas com solo areno-argiloso com 7 cm, camada de sub-base com solo cimento com 4% de cimento e espessura de 25 cm, reforço de subleito com solo areno-argiloso e subleito de solo arenoso confinado.

Após a pista construída, as células de carga foram confeccionadas e calibradas pelo próprio autor em laboratório, e então instaladas no pavimento. Assim, depois de posicionada a instrumentação, iniciaram-se os testes com carregamento. Na pesquisa, o autor utilizou veículos de carga com cargamentos variados, sendo um deles um caminhão "Toco" que contém Eixo Simples de Rodas Duplas (ESRD). Para o ensaio ele utilizou uma balaça rodoviária, mediu a pressão de inflação dos pneus e avaliou a área de contado dos pneus, utilizando papel e tinta spray. Assim, pôde-se obter as tensões que os pneus estavam exercendo na superfície do pavimento.

Os valores de módulo de resiliência (M_R) dos materiais, obtidos através de retroanálise de bacias deflectométricas e resultados obtidos em laboratório, encontram-se na Tabela 1. Estes valores encontrados pela retroanálise foram utilizados durante a simulação numérica, representando a característica dos materiais através do M_R e do coeficiente de Poisson no momento dos ensaios de campo.

Tabela 1: Valores representativos de M_R

Camada	Coeficiente de Poisson (μ)	M_R (Mpa)
Revestimento	0,25	2500
Antirreflexão de trincas	0,30	120
Sub-base melhorada com cimento	0,25	1300
Reforço do subleito	0,40	250
Subleito	0,30	110

(Fonte: Matos, 2015)

Os parâmetros geométricos utilizados para confecção do modelo numérico estão na Tabela 2.

O “raio equivalente” foi utilizado para simular o contato em duas dimensões (2D) entre pneu-pavimento no modelo de cálculo.

Tabela 2: Contato na interface pneu-pavimento – Caminhão tipo "Toco" com ESRD

	ESRD 59%	ESRD 114%
Carga no eixo traseiro (t)	5,93	11,41
Número de rodas (unid.)	4	4
Carga de roda (t)	1,48	2,85
Área de contato pneu x pavimento (cm²)	4333,00	593
Pressão de contato pneu x pavimento (MPa)	0,34238	0,48103
“Raio equivalente” (cm)	11,74	13,74

(Fonte: Matos, 2015)

O procedimento experimental em campo consistui na coleta de tensão vertical com três repetições em cada célula de carga (fibra inferior do revestimento - C3; topo da base melhorada com cimento - C5; e topo da camada do subleito - C4) e para cada percentual de carga aplicada (59% e 114%) relativo ao limite permitido pelo CONTRAN (Resolução Nº 12/1998 do CONTRAN).

Para a presente pesquisa, utilizou-se as tensões verticais atuantes no topo das células de carga para cada tipo de veículo e seu carregamento medido por Matos (2015) (Tabela 3). A tensão considerada para efeito de comparação foi a máxima em detrimento da média, já que em algumas passadas do veículo poderia haver falta de alinhamento do semi-eixo de carga com o eixo das células de carga, resultando em valores de tensão mais baixos, que influenciam no valor da média.

Tabela 3: Tensões máximas nas interfaces das camadas para o ESRD

Tipo de Eixo	Carga de ensaio (t)	Tensão máxima obtida - Semieixo Traseiro (kPa)		
	Eixo traseiro	Revestimento / antirreflexão	Antirreflexão / sub-base solo-cimento	Sub-base solo-cimento / reforço
ESRD	5,93	662,57	320,89	146,85
	11,41	1054,09	407,91	350,8

(Fonte: Matos, 2015)

3.2. Simulação numérica utilizando o ANSYS®

Com os dados geométricos e as características dos materiais, foi possível a construção do modelo numérico baseado no método aproximado dos Elementos Finitos. Para isso, utilizou-se o *software* Ansys®, sendo este limitado no número de elementos, devido ao uso de licença acadêmica. Este fato não comprometeu as análise realizada, já que foi em duas dimensões.

Os passos para a construção do modelo bidimenional iniciaram-se com a insersão das características do materiais (M_R e μ), considerando todas lineares. Após isso, a escolha do elemento finito foi pelo quadrilátero regular com 8 nós (4 nas interseções das areastas e 4 nós centros das arestas). Em seguida foi feita a modelagem e a criação geométrica da secção transversal, com o centro do semieixo traseiro alinhado com o eixo das células de carga, todos na trilha de rodas do bordo externo. Depois, a malha foi gerada para o cálculo através do MEF, sendo esta mais refinada nas proximidades da célula de carga, devido à necessidade de captura da discontinuidade de tensões. Foi também aplicado o carregamento nas linhas que

representariam o pneu, acrescentando as condições de contorno em que não haveria deslocamento horizontal nas extremidades laterais e não haveria deslocamento verticais na extremidade inferior, como também foi imposto que não haveria deslizamento entre as camadas do pavimento (aderência através de coeficiente de atrito).

Para cada situação de carregamento (5,93t e 11,41t) e para cada posicionamento das células de carga foi feito um modelo diferente. Com isso, foram criados 6 modelos diferentes para análise. Na Figura 1 observa-se o modelo criado para situação de carregamento em 5,93t e a célula de carga posicionada na interface revestimento-antirreflexão. Na Figura 2 observa-se a malha de elementos finitos para este modelo.

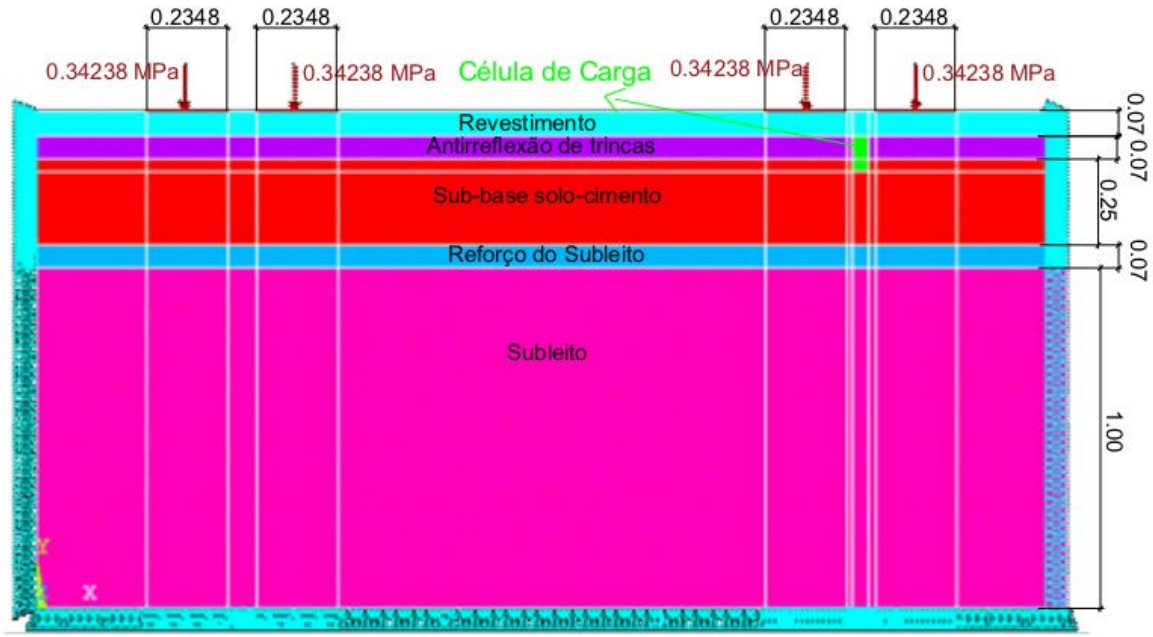


Figura 1: Modelo gerado para carregamento em 5,93t e célula de carga posicionada na interface revestimento-antirreflexão (dimensões em metros).

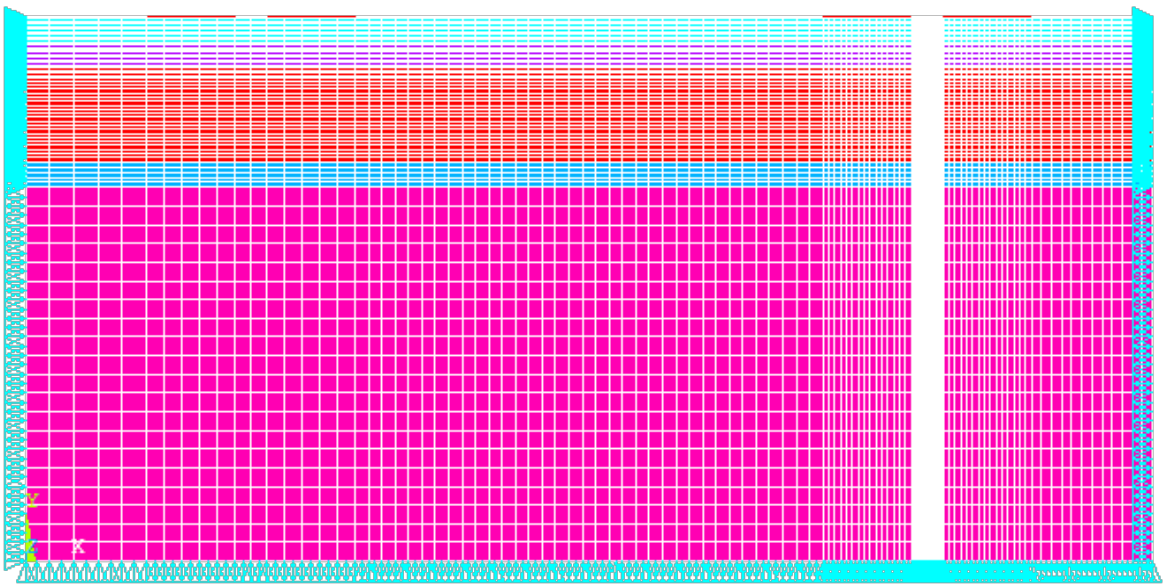


Figura 2: Malha de elementos finitos do modelo para carregamento em 5,93t e célula de carga posicionada na interface revestimento-antirreflexão.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após os modelos estabelecidos, realizou-se no *software* as análises lineares. O *software* forneceu valores de tensões, deformações e deslocamentos nas direções verticais e horizontais. Ele possibilitou também a análise gráfica em camadas dos modelos estudados.

Para esta pesquisa o resultado de interesse foi o valor da componente vertical da tensão, ou seja, a tensão na direção *y* do sistema bidimensional. Para isso, obteve-se os valores de tensões verticais nos nós da linha do topo da célula de carga e fez-se uma filtragem dos dados, pois, o Método dos Elementos Finitos gera tensões exageradas em arestas com ângulo de 90º em encontros de materiais com rigidezes discrepantes, prevista pela Teoria da Elasticidade.

O fenômeno de concentração de tensões nas arestas de ângulo reto foi verificado nas duas situações de carregamento na profundidade mais rasa, ou seja, no posicionamento da célula de carga na interface revestimento-antireflexão, com tensões de compressão maiores que 1,5 MPa, para o carregamento de 5,93t; maiores que 2,0 MPa, para o carregamento de 11,41t. Estas tensões foram desconsideradas no cálculo da média das tensões verticais dos nós na linha que representa o topo da célula de carga.

A Figura 3 representa o resultado das tensões verticais através da escala de cores. A parte cinza são as tensões de tração e a cor azul escuro representa as tensões de compressão que têm valores muito distantes e não condizentes ao esperado.

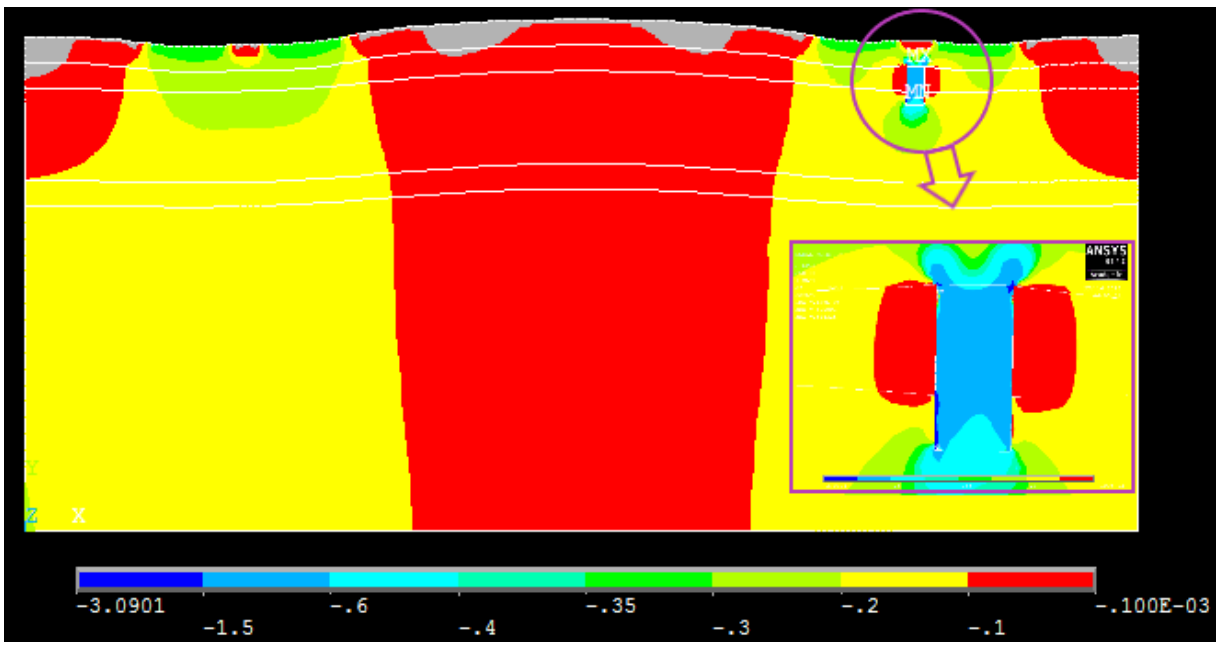


Figura 3: Resultado das tensões verticais através da escala de cores, para situação de carregamento em 5,93t e a célula de carga posicionada na interface revestimento-antirreflexão

A cor azul escuro representa o fenômeno da concentração de tensão nas arestas de ângulo reto. Na Figura 3, pode-se verificar este fenômeno para a situação de carregamento de 5,93t e para célula de carga posicionado na interface revestimento-antireflexão.

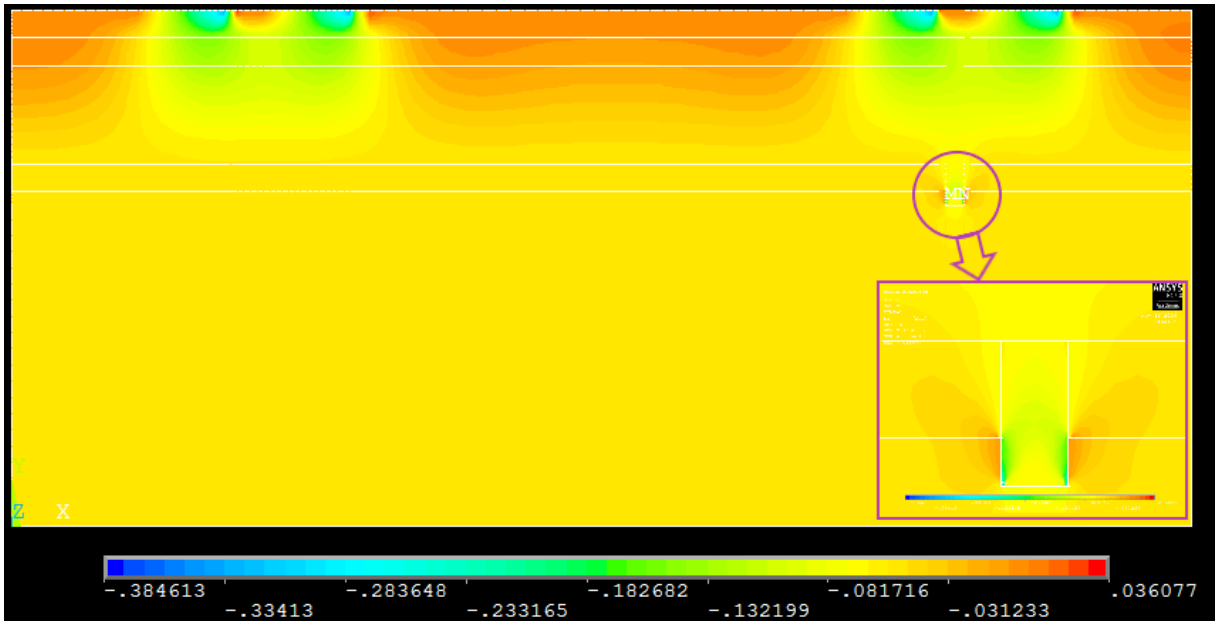


Figura 4: Resultado das tensões verticais para situação de carregamento em 5,93t e a célula de carga posicionada na interface sub-base de solo-cimento e reforço do subleito.

Desconsiderando valores exagerados de compressão, onde não deveriam existir, foi feito o cálculo da média dos valores da tensão de compressão nos nós no topo da célula de carga. Na Tabela 4 é apresentado o resumo dos resultados da média das tensões verticais dos nós na linha que representa o topo da célula de carga.

Tabela 4: Resumo dos resultados da média das tensões verticais dos nós na linha que representa o topo da célula de carga

Carga de ensaio (t)	Tensão média obtida - Semieixo Traseiro (kPa)		
Eixo traseiro	Revestimento / antirreflexão	Antirreflexão / sub-base solo-cimento	Sub-base solo-cimento / reforço
5,93	694,85	148,55	68,12
11,41	1123,47	242,42	212,30

Foi calculada a diferença percentual entre os valores obtidos pela instrumentação e os valores obtidos através do *software* Ansys®. Como consta na Tabela 5, os valores foram na mesma ordem de grandeza, porém a magnitude dos valores mudou consideravelmente em algumas situações, em especial na célula de carga posicionada na interface antirreflexão e sub-base de solo-cimento e na interface sub-base de solo-cimento e reforço do subleito.

Outro fenômeno que também pôde ser observado foi à concentração de tensões nas células de carga, isso por conta da diferença de rigidez dos materiais. Essa diferença entre módulos de resiliência dos materiais para pavimento e do aço (material da célula de carga) variava entre 10^2 e 10^3 vezes maior para o aço. Ou seja, a tensão não se distribui uniformemente ao longo da profundidade, mas ela tende a se direcionar para o material mais rígido. Esse fenômeno pode ser visto com maiores detalhes na Figura 4, em que no semieixo esquerdo as tensões se distribuem uniformemente na forma de um bulbo, e no semieixo direito as tensões são direcionadas para a célula de carga.

Tabela 5: Resumo da comparação percentual das tensões verticais no topo da célula de carga obtidas pelo Ansys® em comparação às obtidas por Matos (2015)

Carga de ensaio (t)	Tensão média obtida - Semi-eixo Traseiro (kPa)		
Eixo traseiro	Revestimento / antirreflexão	Antirreflexão / sub-base solo-cimento	Sub-base solo-cimento / reforço
5,93	4,65%	-53,71%	-53,61%
11,41	6,18%	-40,57%	-39,48%

Através dos dados obtidos pelos métodos numéricos, e após a comparação feita com os valores de Matos (2015), pôde-se observar que não houve uma diferença considerável entre os valores comparados para a célula de carga posicionada na interface revestimento-antirreflexão, sendo encontradas tensões superestimadas em relação a Matos (2015). Porém para as células posicionadas em camadas mais profundas, houve uma diferença percentual bastante relevante chegando a uma variação de 54% de subestimativa de tensões pelo modelo numérico.

Um fato que pode explicar a pequena diferença (diferença percentual de até 6,5%) entre os valores comparados para pequenas profundidades da célula é que ela se encontra muito próximo à aplicação da carga. Com isso, não ocorre grande influencia das condições de geometria e contorno imposta pelo modelo numérico em detrimento a real situação em campo.

A desconsideração da não linearidade do módulo de resiliência dos materiais (utilizados em camadas de antirreflexão, sub-base de solo-cimento e reforço do subleito) para construção do modelo numérico pode ser um fator que influenciou nos resultados. Para posições mais superficiais, pode-se dizer que essa desconsideração não afetou o modelo, visto que o M_R do revestimento é linear.

5. CONCLUSÃO

No presente trabalho foi realizada uma comparação de valores de tensões verticais obtidas por instrumentação de pavimento e por simulação numérica. Pôde-se verificar que os valores obtidos através da instrumentação em campo e através de métodos numéricos ficaram na mesma ordem de grandeza.

Para a célula de carga posicionada na interface do revestimento e da camada antirreflexão, os resultados foram próximos, com desvio entre 4,5% e 6,5%, considerada aceitável.

Porém em posições mais profundas da célula de carga, o resultado diferiu entre 40% a 54%. Verifica-se com isso que os valores obtidos a partir de análise numérica subestimaram os reais valores obtidos pela instrumentação. Por outro lado, os resultados para a interface mais superficial (revestimento-antirreflexão) foram superestimados.

Foi possível também a visualização da concentração de tensões causadas pela diferença de rigidez entre os materiais do pavimento e o material de confecção da célula de carga. Pode-se afirmar que quando a célula de carga é inserida no pavimento a maior parte das tensões é direcionada para ela. Assim, tira-se a conclusão de que a tensão, caso não houvesse a inserção de material com rigidez diferente, não seria a mesma naquele local.

Quanto à análise do método aproximado de elementos finitos em duas dimensões para obtenção de tensões verticais, verifica-se que para pequenas profundidades o mesmo é coerente, possibilitando a validação para esta situação. Porém para maiores profundidades, notou-se uma variação de resultados importante, tornando a validação inconclusiva.

Porém, não se pode dizer que o método numérico é impreciso quando utilizado em pavimentação. Pode ter havido um problema na compatibilização do modelo real e o modelo da análise numérica. Tendo fatores que podem ter influenciado, tais como as condições de contorno impostas e a desconsideração da não linearidade das características dos materiais. Isto sugere a necessidade de mais estudos, incluindo outros métodos de análise que melhor simulem as condições observadas em campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. *Pavement management guide.* Washington, DCC/USA, 2001.

AZEVEDO, A. F. M. *Método dos elementos finitos*. Portugal, 2003.

BEER, F.P. et al. *Resistência dos materiais: mecânica do materiais.* Editora AMGH. Porto Alegre, 2010.

BALBO, J. T. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração.* São Paulo, 2007.

BERNUCCI, L. B.; et al. *Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros.* Rio de Janeiro, 2006.

CNT – Confederação Nacional do Transporte. *Boletim Estatístico.* 2016.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. *Projeto de Instrumentação para Medição de Deformação do Pavimento*. 2008.

GARCIA, F.H. 2011. *Modelagem matemática dos efeitos do carregamento na degradação de pavimentos flexíveis.* Dissertação (Mestrado) - UNIJUÍ.

GONÇALVES, F.P. 2002. *Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados.* 2002. Tese (Doutorado) - UFRGS.

HUANG, Y.H. *Pavement analysis and design.* USA: Pearson Prentice Hall, 2004.

MATOS, L.J. de S. 2015. *Análise de Tensões Verticais em Estrutura de Pavimento Semirrígido Instrumentado Sob Carregamento Variado*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Sergipe.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos.* Rio de Janeiro, 1997.

MENDONÇA, A.T. 2014. *Avaliação Preliminar de Trechos Monitorados na Rodovia BR-101/SE*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Sergipe.

TEIXEIRA, V. F.; SOUSA, F. V. de; SOARES, J. B. *Modelagem da vida de fadiga e do acúmulo de deformações permanentes em pavimentos asfálticos por meio de um modelo de dano contínuo.* Transportes. 2007.

TIMOSHENKO, S.P. e GOODIER, J. N. *Theory of elasticity.* New York, 2006.

AVALIAÇÃO DAS TENSÕES ATUANTES NA SUPERFÍCIE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS CAUSADOS POR CARREGAMENTO PESADO

Aline Colares do Vale
Jorge Carvalho Pais
Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho
Portugal

RESUMO
Nas últimas décadas novas tecnologias têm sido inseridas nas indústrias de pneus de caminhões desenvolvendo materiais mais resistentes e apropriados para o tipo de carregamento. Apesar do aprimoramento destas técnicas, os veículos pesados ainda representam o principal agente de degradação de pavimentos flexíveis nos países em desenvolvimento. Esta pesquisa tem como objetivo avaliar o nível de tensões atuantes na superfície de pavimentos flexíveis por diferentes configurações de pneus e considerando dois níveis de carregamento por eixo (80 kN e 130 kN). A simulação, em elementos finitos, considerou um pavimento flexível de 150 mm de espessura sendo constituído por duas camadas betuminosas, as quais foram modeladas em seu comportamento elástico e viscoelástico linear. Os resultados mostraram que a configuração de pneu duplo apresentou melhor comportamento no que diz respeito aos danos causados ao pavimento flexível, e que o comportamento viscoelástico linear apresentou menores valores de análise de danos quando comparado ao comportamento elástico do material.

ABSTRACT
In the last decades new technologies have been included in the truck industries developing tires with more resistant materials and suitable for the type of loading. However the improvement of these techniques, the heavy vehicles still present the principal factor of degradation of flexible pavements in developing countries. This research aims to evaluate tension level in flexible pavements surface by different tire configurations and considering two axle loading levels (80 kN and 130 kN). The simulation, in finite elements, considered a flexible pavement of 150 mm thickness constituted by two bituminous layers, which were modeled in elastic and viscoelastic linear behavior. The results showed that the double tire configuration presented better behavior with respect to the damage caused to the flexible pavement, and that the linear viscoelastic behavior presented lower values of damage analysis comparing to the elastic behavior of the material.

INTRODUÇÃO

A análise económica do projeto de um pavimento envolve um compromisso entre o custo de capacidade estrutural em comparação com o custo de manutenção. A optimização da compatibilidade dos veículos pesados para se adequarem ao sistema viário é um problema muito complexo. p Porém, há um entendimento mecanicista das formas como os veículos pesados interagem com o pavimento provocando-lhe danos. Com esses fundamentos é possível regulamentar os tipos de veículos pesados que são permitidos em determinadas estradas e quais as estradas mais resistentes às degradações provocadas pelos veículos pesados.

Os pavimentos flexíveis são constituídos por camadas betuminosas, as quais são concebidas para suportar as cargas provenientes do tráfego, além de garantir conforto e segurança aos usuários do sistema rodoviário. Entretanto, nas últimas décadas a estrutura dos pavimentos flexíveis tem tido seu comportamento comprometido devido ao aumento do fluxo de veículos e ao excesso de cargas transportadas, causando deterioração prematura e, em consequência, elevando os custos operacionais e de reabilitação da rede rodoviária.

Com a evolução do tráfego cada vez mais intenso e pesado surgiu à necessidade da observação do comportamento real dos pavimentos, passando os métodos de dimensionamento a integrar modelos de comportamento dos materiais e do pavimento no seu conjunto (aproximação analítica ou racional do dimensionamento). Por esta razão, é usualmente designado o tipo de métodos por empírico-mecanicistas.

Com o desenvolvimento da ciência da computação os métodos empírico-mecanicistas puderam ser aplicados nos dimensionamentos de pavimentos através de métodos numéricos. Na abordagem numérica destacam-se os métodos e programas desenvolvidos com base no método de elementos finitos para a determinação do estado de tensões nas zonas mais solicitadas de um pavimento.

Diante do exposto, esta pesquisa tem como objetivo analisar o efeito das tensões atuantes na superfície de pavimentos flexíveis sobre aplicação de carregamento pesado de pneus, considerando diferentes níveis de carregamento e diferentes configuraçãoes de pneus, recorrendo ao método de simulação em elementos finitos. A análise de tensões atuantes na superfície de pavimentos fléxiveis permite avaliar o nível do estado de tensão-deformação ao qual este está exposto diante um determinado tipo de carregamento, além de avaliar que carregamento aplicará menores níveis de tensões.

Assim, neste trabalho foi utilizado o programa de elementos finitos DIANA® para desenvolver um modelo de pavimento flexível em três dimensões, considerando o comportamento elástico e viscoelástico linear dos materiais das camadas betuminosas, e o comportamento elástico linear para camadas granulares. Foram modelados três tipos de pneus: um pneu simples 285/80R22,5, pneu duplo do tipo 285/80R22,5 e um extra largo do tipo 385/65R22,5. Para estas configurações de pneus foram consideradas diferentes níveis de carregamento, sendo de 80kN e 130kN por eixo.

Os resultados de simulação obtidos permitiram observar o estado de tensão instalado na superfície do pavimento quando submetido a diferentes níveis de carregamento e configuraçãoes de tipo de pneu por parte dos veículos pesados. Além de avaliar o estado de tensão-deformação causado por veículos pesados em pavimentos flexíveis com comportamentos elásticos e viscoelásticos lineares.

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os pavimentos flexíveis, no seu contexto geral, estão sujeitos à acções diretas resultantes de forças ou pressões, quando solicitados pelas cargas dos veículos. Atualmente sabe-se que a intensidade e a forma de aplicação das cargas veiculares provocam progressivas alterações nos materiais constituintes de uma estrutura de um pavimento flexível, em especial nas camadas betuminosas por terem comportamentos que variam de acordo com a solicitação (Myers *et al.*, 2001; Al-Qadi *et al.*, 2005; De Beer *et al.*, 2005; Douglas *et al.*, 2008, Vale *et al.*, 2011, Vale e Pais, 2013). O progressivo aumento das solicitações devidas ao tráfego afecta directamente na redução da qualidade do pavimento, traduzida por determinadas degradações.

O Método dos Elementos Finitos (MEF), usado para determinar as respostas do pavimento dadas as possibilidades de modelação complexa, tem como base teórica sido desenvolvida

por Turner *et al*. (1956), Argyris e Kelsey (1960), Clough (1960), dentre outros. O método baseia-se na transformação de equações diferenciais que regem um problema específico em equações algébricas de fácil resolução.

Pesquisadores como Ducan *et al*. (1968) começaram a utilizar o MEF na análise estrutural de pavimentos. Desde essa altura, inúmeros estudos foram realizados com elementos finitos, os quais passaram pelo estudo do efeito de diversas considerações sobre as respostas estruturais dos pavimentos betuminosos, podendo destacar-se o trabalho de Cho *et al*. (1996). Outros pesquisadores utilizaram o MEF para verificar a simulação das solicitações de tráfego por meio de pulsos (cargas variáveis no tempo) simulando o efeito da passagem da roda do veículo na superfície do pavimento (Soares *et al.*, 2008; Xia, 2010; Wang & Roque, 2011; Vale *et al*., 2011, El Sharkawy *et al*., 2011; Vale e Pais, 2013).

Nos últimos 40 anos foram desenvolvidos vários programas baseados no MEF na tentativa de acelerar as soluções tensão-deformação de sistemas em camadas. Uma maior utilização destes métodos aliada à maior capacidade de processamento dos computadores permitiu a evolução para análises mais complexas, como a formulação tridimensional de pavimentos (Al Qadi et al., 2008; Casey *et al*., 2012, Vale *et al*., 2011, Vale e Pais, 2013, dentre outros).

Com os recentes avanços na área da pavimentação torna-se imprescindível a formulação correta da modelação do comportamento dos materiais e construir modelos de simples aplicação, através de ensaios laboratoriais. Desta forma, será possível avaliar o real estado de tensão-deformação presentes no pavimento sob acção do tráfego.

METODOLOGIA

O presente item apresenta uma breve descrição da elaboração dos modelos constitutivos que serão empregados nas análises requeridas nesta pesquisa

Modelação do pavimento

A pesquisa tem como intuito analisar o comportamento de um pavimento flexível quando submetido ao carregamento de veículos pesados para diferentes condições de carregamento. Para tal, foi adotado um modelo de elementos finitos tridimensional com elementos cúbicos de 8 nós utilizando o programa comercial DIANA®. As dimensões do pavimento adotado foram 2m × 2m. Esta dimensão foi selecionada com intuito de reduzir os efeitos de borda, e tendo sido modeladas: (i) duas camadas betuminosas; (ii) uma camada granular; (iii) o solo de fundação.

Para a camada granular e de solo de fundação foram consideradas propriedades elásticas lineares, enquanto que as camadas betuminosas assumiram propriedades elásticas e viscoelásticas lineares. A Tabela 1 apresenta as propriedades para as camadas com comportamento elástico linear.

Tabela 1. Propriedades das camadas elásticas adoptadas na modelação do pavimento.

Camadas	Módulo de rigidez (MPa)	Coeficiente de Poisson	Espessura (mm)
Camada Betuminosa 1	4000	0,35	60
Camada Betuminosa 2	4500	0,35	90
Base granular	240	0,35	200
Solo Fundação	120	0,40	1500

As camadas betuminosas, também, assumiram propriedades viscoelásticas lineares obtidas através de ensaio laboratorial de fluência em cinco diferentes níveis de temperaturas (-10ºC, 0ºC, 10ºC, 20ºC e 30ºC). Posteriormente os resultados foram tratados matematicamente e utilizou-se o Modelo Kelvin Generalizado para descrever o comportamento viscoelástico isotrópico de uma mistura betuminosa à quente, cuja equação resultante do modelo também é denominado de Séries de Prony. Esta série é expressa pela Equação 1, e as Tabelas 2 e 3 apresentam os coeficientes da série de Prony para as camadas betuminosas em estudo.

$$D(t-\tau) = D_0 + \sum_{i=1}^{n} D_i\left(1 - e^{\frac{\tau - t}{\tau_i}}\right) \qquad (1)$$

em que
D_0: função fluência inicial ou vítrea;
D_i : função fluência de cada parcela visco-elástica da curva de fluência;
τ_i: tempo de relaxação de cada parcela da curva de fluência;
n: número de parcelas visco-elásticas consideradas na curva de fluência.

Tabela 2. Propriedades viscoelásticas para as camadas betuminosas em estudo à temperatura de 20ºC.

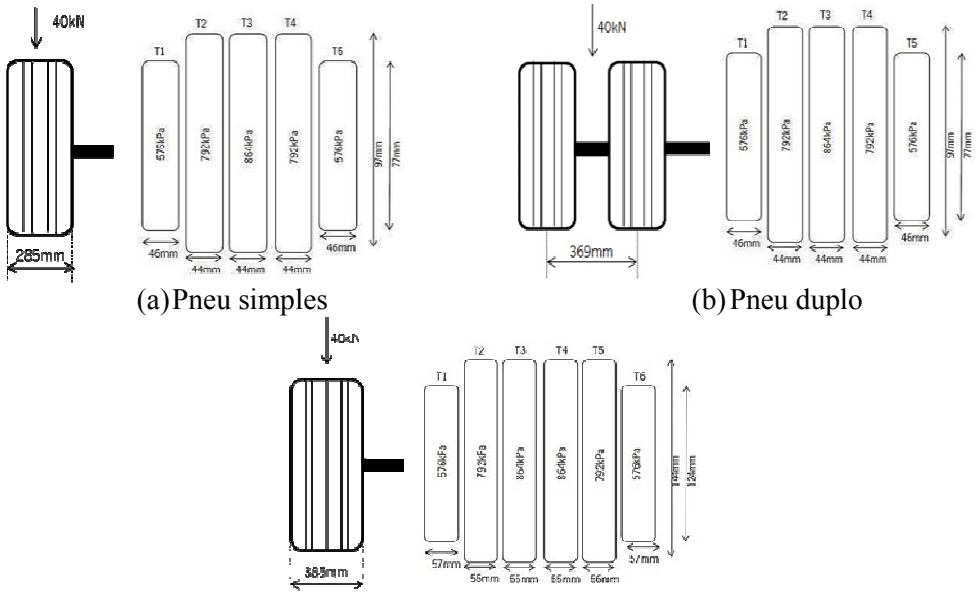
i	Função Fluência			
	Camada betuminosa 1		Camada betuminosa 2	
	D_i (MPa^{-1})	τ_i (segundos)	D_i (MPa^{-1})	τ_i (segundos)
	D_o=6,50E-05	-	D_o=4,80E-05	-
1	4,29E-05	1E-04	2,26E-05	1E-04
2	5,31E-05	1E-03	2,28E-05	1E-03
3	1,67E-04	1E-02	8,01E-05	1E-02
4	2,09E-04	1E-01	5,76E-05	1E-01
5	8,84E-04	1E+00	3,99E-04	1E+00
6	1,23E-03	1E+01	2,30E-04	1E+01
7	6,53E-03	1E+02	2,70E-03	1E+02
8	9,47E-03	1E+03	1,27E-04	1E+03
9	1,37E-01	1E+04	5,06E-02	1E+04

Modelação do carregamento

Ao considerar os modelos de carregamento deve distinguir-se a área de contacto pneu-pavimento, a magnitude de carregamento e sua distribuição. Seguindo estas prerrogativas, esta investigação considerou duas intensidades de magnitude de carregamento por eixo,

sendo 80 kN e 130 kN, onde a intensidade da pressão de contato pneu-pavimento variou ao longo do eixo.

Vários estudos teóricos e experimentais desenvolvidos nos últimos anos têm verificado que a área de contacto pneu-pavimento pode apresentar configurações, aproximadamente, circulares ou retangulares dependendo do tipo, tamanho ou estado do pneu, considerando ainda o efeito dos sulcos presentes nestes (Vale *et al*., 2011, dentre outros). Em tais investigações verificou-se que nas áreas de contacto pneu-pavimento, as pressões de contacto do pneu não se distribuem de modo uniforme. Diante do exposto, considerou-se neste estudo uma distribuição de pressão de enchimento não-uniforme de formato retangular arredondado e uma configuração de pneu com sulcos. Na Figura 1 ilustra-se o carregamento e o modelo da área de contacto adotado na pesquisa por um pneu simples, um duplo e extralargo, bem como a distribuição do carregamento considerando uma pressão de contacto de 720 kPa e carga por eixo de 80 kN.



(a) Pneu simples (b) Pneu duplo

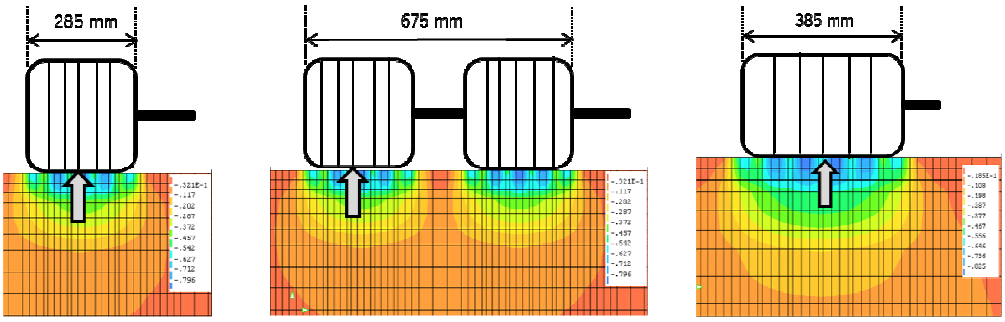
(c) Pneu extra-largo

Figura 1. Representação esquemática do carregamento e da área de contacto de pneus considerando pressão nominal de contato de 720 kPa e carga por eixo de 80 kN.

ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste item será apresentado a análise dos efeitos da influência de diferentes configurações de pneus sobre o desempenho dos pavimentos betuminosos flexíveis de 150 mm de espessura, levando em consideração o efeito da intensidade do carregamento por eixo.

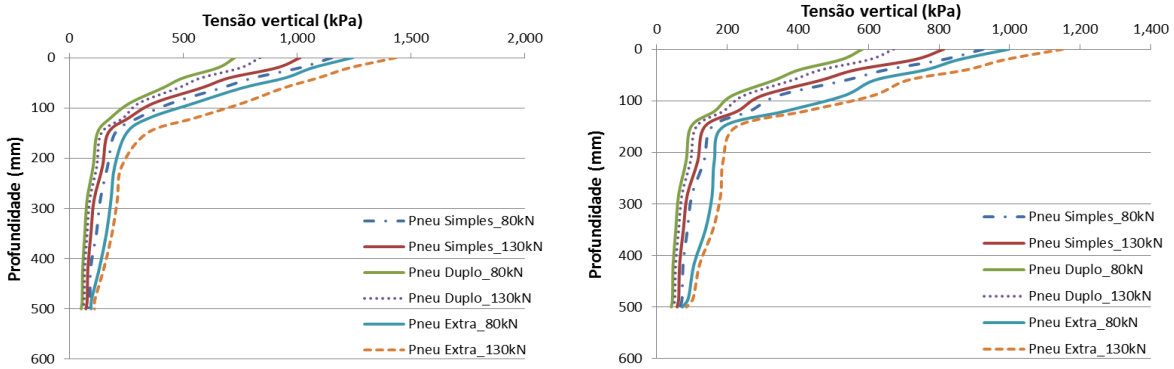
A Figura 2 ilustra a distribuição das tensões verticais instaladas no pavimento para as três configurações de pneu em estudo, considerando um carregamento por eixo de 80 kN e pressão de contacto de 720 kPa. Observa-se que a distribuição das tensões verticais comporta-se de maneira distinta, a qual se deve a diferença da configuração geométrica de cada pneu.



(a)Pneu simples (b)Pneu duplo (c) Pneu extralargo

Figura 2. Tensões verticais no plano transversal do pavimento sob um carregamento por eixo de 80 kN e com pressão de contacto de 720 kPa

Na Figura 3 apresenta-se, para os modelos de pneus simulados, a evolução das tensões verticais no interior do pavimento quanto ao efeito da intensidade do carregamento por eixo, localizado no plano transversal do pavimento logo abaixo do pneu. As tensões foram obtidas na vertical da tira mais central do pneu, como indicado nas setas (Figura 2).



(a) Modelo elástico (b) Modelo viscoelástico

Figura 3. Tensão vertical no interior do pavimento

Observa-se, na Figura 3, que a influência do aumento do carregamento por eixo para cada pneu, altera de maneira proporcional o comportamento da distribuição das tensões verticais no interior do pavimento. Verifica-se, ainda, que o comportamento das tensões verticais ao longo do plano transversal do pavimento é semelhante para os três tipos de pneus. Entretanto, o pneu extralargo apresentou maiores tensões verticais próximo à superfície do pavimento quando comparados aos valores do pneu simples e duplo. Deve-se, provavelmente, à forma de distribuição do carregamento na área de contacto pneu-pavimento. Verifica-se, também, que os pneus simulados apresentaram uma diminuição bastante considerável das tensões verticais ao longo da profundidade do pavimento. Ainda na Figura 3, verifica-se que as tensões instaladas nas camadas granulares (após 150 mm de profundidade) são extremamente pequenas às que se verificam nas camadas betuminosas, ou seja, os esforços que são transmitidos à camada granular são independentes da forma de carregamento.

A Figura 4 ilustra os valores absolutos da tensão vertical à superfície para os tipos de pneus em estudo, considerando as intensidades do carregamento por eixo de 80 kN e 130 kN e três configurações de pavimentos.

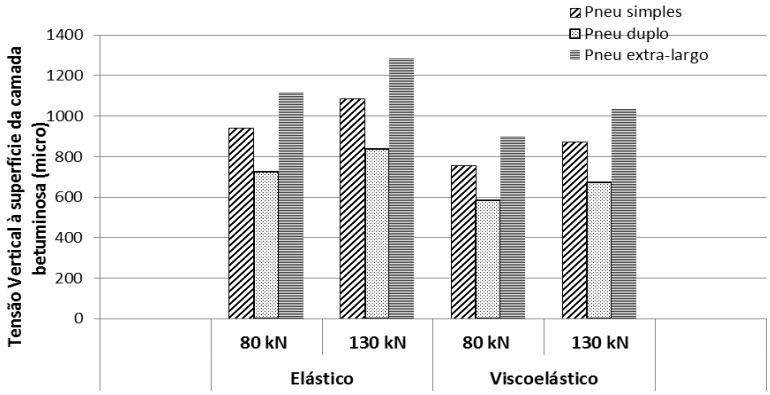
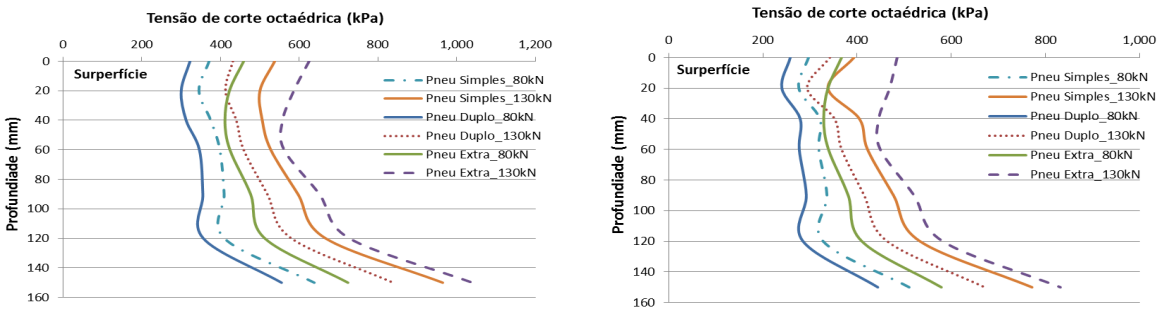


Figura 4. Tensão vertical à superfície da camada betuminosa

Observa-se, na Figrua 4, que ao analisar o valor da tensão vertical máxima à superfície, quando submetido a um aumento de carregamento por eixo, as configurações de pneus simulados apresentaram alterações significativas. Sendo a configuração de pneu duplo a que apresentou valores inferiores de tensões verticais à superfície quando comparado ao pneu simples e extralargo em todas as simulações analisadas (elástica e viscoelástica). Observa-se, ainda, que os valores das simulações apresentadas no modelo elástico linear são relativamente maiores do que no modelo viscoelástico linear.

Ao avaliar o estado de tensão de corte presente no pavimento, esta pesquisa recorreu à teoria de tensão octaédrica de corte que é aplicável para a indicação do potencial do fluxo de corte na camada betuminosa sem considerar a deformação volumétrica, bem como um indicador de dano próximo a superfície.

A Figura 5 ilustra a tensão de corte octaédrica no interior das camadas betuminosas localizada no plano transversal do pavimento na borda do pneu, para as diferentes intensidades de carregamento por eixo (80 kN e 130 kN) e configurações de pavimentos.



(a) Modelo elástico (b) Modelo viscoelástico

Figura 5. Tensão de corte octaédrica no interior do pavimento.

Na Figura 5 observa-se que o aumento do carregamento por eixo altera directamente no comportamento da tensão de corte octaédrica para as três configurações de pneus simuladas. Verifica-se que, em todas as configurações de pavimentos, os resultados da tensão de corte octaédrica apresentam comportamentos distintos para os pneus em estudo, que se deve a diferença da configuração geométrica de cada pneu e também ao comportamento do pavimento (elástico ou viscoelástico).

Na Figura 6 ilustram-se os valores da tensão de corte octaédrica na superfície do pavimento, responsável pelo fendilhamento com origem à superfície do pavimento, para os três tipos de pneus em estudo, considerando as diferentes configurações de pavimento e intensidades do carregamento por eixo (80 kN e 130 kN).

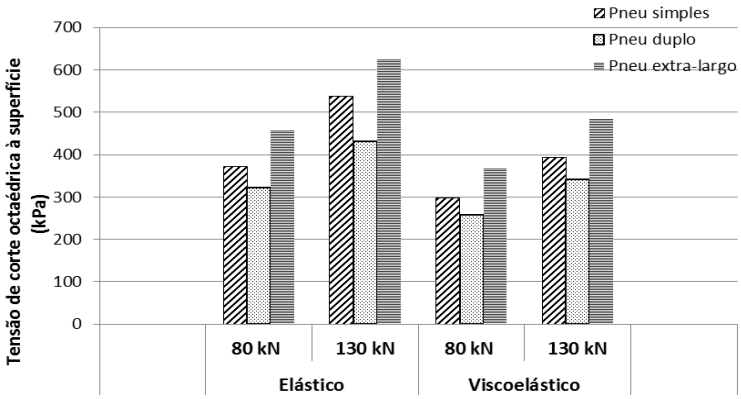


Figura 6. Tensão de corte octaédrica na superfície da camada betuminosa

Na Figura 6 nota-se que o aumento do carregamento por eixo afecta directamente no valor da tensão de corte octaédrica na superfície do pavimento para cada pneu simulado. Observa-se, ainda, que os valores da tensão de corte octaédrica na superfície são inferiores para o pavimento com modelo viscoelástico quando comparados ao pavimento com modelo elástico. Ao avaliar o aumento percentual da tensão octaédrica no pavimento devido ao aumento do carregamento por eixo, tem-se que para o pavimento com modelo elástico o pneu duplo apresentou um aumento de 38,5%, o pneu simples 39,2% para o pneu extralargo

de 40,9%, enquanto para o pavimento com modelo viscoelástico o aumento para o pneu duplo foi de 15,8%, o pneu simples foi de 16,4% e para o pneu extralargo foi de 18,2%.

CONCLUSÕES

Diante dos resultados apresentados para a modelação elástica e viscoelástica de um pavimento com aplicação de um veículo pesado com três tipos de configuração de pneu, em que se variou a intensidade do carregamento por eixo, pode-se concluir que os resultados obtidos para os parâmetros analisados foram distintos devido à variação geométrica dos pneus e, também, a distribuição do carregamento na interface pneu/pavimento.

Ao analisar o comportamento elástico ou viscoelástico constitutivo do pavimento flexível, é possível concluir que os parâmetros viscoelásticos representativos do pavimento apresentram menores resultados de tensões atuantes na superfície do pavimento, indicando que os parâmetros elásticos geraram uma potencialização nos resultados de tensões.

Esta análise permitiu concluir que é possível optar por uma configuração geométrica de pneus que aplique menores níveis de tensões à superfície de pavimento flexível. Sendo os pneus duplos, os que apresentam menores efeitos danosos à superfície do pavimento quando comparados aos outros tipos de pneus. Conclui-se ainda que o aumento do carregamento por eixo aumenta consideravelmente o estado de tensão instalado na superfície do pavimento, conduzindo a maiores danos.

Da análise realizada verificou-se que a distribuição não-uniforme da pressão de enchimento, para todas as configurações de pneus estudadas, induziu a um fluxo de cisalhamento no sentindo da borda externa do pneu e uma elevada concentração de tensões de cisalhamento sob os pneus próximo à superfície do pavimento.

Por fim, verifica-se que as degradações nos pavimentos próximas à superfície podem ser amenizadas através da distribuição adequada da carga na área de contato pneu/pavimento, minimizando, dessa forma, as tensões críticas e consequentes danos nessa região.

Agradecimentos

A primeira autora agradece à Fundação de Ciência e Tecnologia (FCT) pelo financiamento da bolsa de doutoramento SFRH/BD/48412/2008, sendo co-financiada pelo Fundo Social Europeu (FSE) através do Programa Operacional Potencial Humano (POPH). O segundo autor agradece o financiamento da Fundação de Ciência e Tecnologia (FCT) ao abrigo dos projetos PEST-OE/ECI/UI4047/2011 e PTDC/ECM/74033/2006.

BIBLIOGRAFIA

Al-Qadi I. L., Yoo P. J., Elseifi M. A., Janajreh I. (2005). Effects of tire configurations on pavement damage. Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologists, vol. 58, Long Beach CA, United States.

Al-Qadi I. L., Wang H., Yoo P. J. and Dessouky, S. H. (2008). "Dynamic analysis and in situ validation of perpetual pavement response to vehicular loading." Transp. Res. Rec., 2087, 29–39.

Argyris, J.H. & Kelsey, S. (1960). Energy Theorems and Structural Analysis. Butterworth Scientific Publications, London, UK.

Casey D.B. , Collop A.C., Grenfell J.R., Airey G.D. (2012). Stress Intensity Factors at the Tip of a Surface Initiated Crack Caused by Different Contact Pressure Distributions Procedia-Social and Behavioral Sciences, 48, pp. 733-742.

Cho, Y., MCCullough, B. F. & Weissmann, J. (1996). Considerations on Finite- Element Method Application in Pavement Structural Analysis. Transportation Research Record 1539, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp.96-101.

Clough, R.W. (1960) The Finite Element Method in Plane Stress Analysis. Proceedings, Second ASCE Conference on Electronic Computation. p. 345-378.

De Beer M., Sadzik E. M., Fisher C., Coetzee C. H. (2005) Tyre-pavement contact stress patterns from the test tyres of the Gautrans Heavy Vehicle Simulator (HVS) MK IV+. In: 24th Southern African Transport Conference (SATC 2005) ISBN Number: 1-920-01712-7, Pretoria, South Africa.

Douglas R. A., Alabaster D., Charters, N. (2008). Measured tire/road contact stresses characterized by tire type, wheel load, and inflation pressure. In: Annual Conference of the Transportation Association of Canada, Toronto, Ontario.

Duncan, J. M.; Monismith, C. L. & Wilson, E. L. (1968). Finite Element Analysis of Pavements. Highway Research Record, v. 228, p. 18–33.

El Sharkawy, S. A., Salem H. M., Wahdan, A. H., Mohammed, M. Y. (2011). Structural and economical effect of overweight trucks on asphalt pavement. International Journal of Pavement Research and Technology. ISSN 1997-1400.

Myers, L. A., Roque, R. and Birgisson, B. (2001). Propagation mechanisms for surface-initiated longitudinal wheel path cracks. Transportation Research Record 1778, TRB, National Research Council, Washington D.C., pp. 113-122.

Soares R. F., Allen D. H., Kim Y. R., Berthlot C., Soares J. B., Rentschler M. E. (2008). A computational model predicting the effects of tire configuration on asphaltic pavement life. In: *Road Materials and Pavement Design*, vol.9, Nº.2/2008, pages 271-289, Paris, França.

Turner, M. J. Clough, R. W., Martin, H. C. & Topp, L. J. (1956). Stiffness and deflection of complex structures. Journal of Aeronautical Science, v. 23, pp. 805-823.

Vale, A. C., Pais, J.C. & Pereira, P.A. A. (2011). O Tipo de Modelação dos Pneus dos Veículos Pesados na Avaliação do Desempenho dos Pavimentos. XVI CILA – Congresso Ibero-LatinoAmericano do Asfalto. Rio de Janeiro. Brasil

Vale, A. C. & Pais, J.C. (2013). O Efeito dos Danos Causados à Superfície e no Interior dos Pavimentos Flexíveis sob Aplicação de Carregamento Pesado. XVII CILA – Congresso Ibero-LatinoAmericano do Asfalto. Guatemala.

Wang, G. & Roque, R. (2011). Evaluation of truck tire types on near-surface pavement response based on finite element analysis. International Journal of Pavement Research and Technology. ISSN 1997-1400.

Xia (2010). A Finite element model for tire/pavement interation: application to prediction pavement damage. International Journal of Pavement Research and Technology. ISSN 1997-1440.

PROPOSTA DE UM CATÁLOGO DE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO FLEXÍVEL PARA A REGIÃO METROPOLITANA DE FORTALEZA-CE

Ana Tália Pinto Guilherme
Carlos Augusto Uchôa da Silva
Universidade Federal do Ceará
Programa de pós-Graduação em Engenharia de Transportes

RESUMO
A proposta deste trabalho é a criação de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis para a Região Metropolitana de Fortaleza-CE visando contribuir para que os engenheiros projetistas de obras de infraestrutura viárias tenham no futuro a possibilidade de projetar de modo preliminar as estruturas de pavimentos adequadas, em função da região de implantação do pavimento e com possibilidade de selecionar a melhor estrutura em função dos recursos disponíveis. Existem vários países europeus que utilizam Catálogos de Pavimentos, contendo estruturas-tipo, como a França, Portugal e Espanha. Para tanto, serão caracterizados físico e mecanicamente os materiais disponível, e em posterior propostas de estruturas de pavimentos à depender do tráfego e o do subleito. Em adição, serão mapeados os pontos coletados e a incidência de materiais alternativos, de forma a auxiliar na visualização das proximidades dos materiais disponíveis, podendo ser tomar uma decisão técnica ou econômica. Acredita-se que o estudo proposto possa direcionar no processo de tomada de decisão quanto aos possíveis materiais com fins rodoviários para determinado cenário solicitado de maneira eficaz, rápida e de baixo custo.

Ana Tália Pinto Guilherme (anatalia@det.ufc.br)
Carlos Augusto Uchôa da Silva (uchoa@det.ufc.br)
Programa de Pós- Graduação em Engenharia de Transportes. Departamento de Transportes, Universidade Federal Do Ceará. Campus do Pici, s/n – Bloco 703 CEP 60440-554-Fortaleza, CE, Brasil.

ESCALA VISUAL: FERRAMENTA PARA A AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO SUPERFICIAL DE PAVIMENTOS URBANOS

Lucas Aramayo Pereira
Heliana Barbosa Fontenele
Universidade Estadual de Londrina
Centro de Tecnologia e Urbanismo - Departamento de Construção Civil

RESUMO
A manutenção das vias urbanas brasileiras é, na maioria das vezes, realizada de modo empírico, proporcionando o agravamento da deterioração e o incremento de custos ao município. Isso evidencia a importância de um eficiente Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos (SGPU), para que as seções que precisam de melhorias sejam conhecidas e priorizadas. Com vistas à aplicação em um SGPU, esta pesquisa tem como objetivo testar, validar e, se necessário, ajustar uma escala visual. Serão selecionados dois painéis de avaliadores para as avaliações subjetivas. Para fins comparativos e verificação da homogeneidade e coerência nas avaliações, apenas um dos painéis usará a escala visual como referência. Depois de testada, a escala também será validada a partir de nova aplicação em campo. Assim, os resultados da avaliação subjetiva serão comparados com aqueles provenientes de classificações objetivas. Espera-se constatar se é possível usar uma escala visual de classificação para pavimentos urbanos em campo.

Lucas Aramayo Pereira (lucasaramayo@hotmail.com)
Heliana Barbosa Fontenele (heliana@uel.br)
Departamento de Construção Civil, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina
Rodovia Celso Garcia Cid, PR 445 km 380 – Londrina, PR, Brasil

EFEITO DO TRANSPORTE PÚBLICO POR ÔNIBUS NA CONDIÇÃO DOS PAVIMENTOS DE VIAS URBANAS

Luana Cristina Romero Palma
Heliana Barbosa Fontenele
Universidade Estadual de Londrina
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

RESUMO
Os modelos de previsão de desempenho são uma das principais ferramentas de um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP). O objetivo deste trabalho é avaliar o efeito do transporte público na condição dos pavimentos de vias urbanas a partir do desenvolvimento de um modelo de previsão da qualidade de viagem e do índice de condição do pavimento das vias impactadas pelo tráfego dos ônibus do transporte público urbano. Para tanto serão realizadas avaliações subjetivas e objetivas da condição da superfície do pavimento das faixas de tráfego impactadas e não impactadas por esse tipo de fluxo. Para desenvolvimento do modelo, serão correlacionadas as variáveis qualidade de viagem (avaliação subjetiva) e índice de condição do pavimento (avaliação objetiva) com o volume de tráfego, a velocidade e a estimativa de carga do veículo, sendo estes, fatores que tem influência no processo de deterioração dos pavimentos. Uma análise de regressão linear múltipla será realizada e a significância da regressão será verificada a partir do Teste F para determinar quais variáveis são significativas. Ao final do estudo espera-se que o modelo desenvolvido seja uma ferramenta operacional de trabalho auxiliando os gestores nas tomadas de decisão de estratégias de manutenção e reabilitação.

Luana Cristina R. Palma (luanacrpalma@gmail.com)
Heliana Barbosa Fontanele (heliana@uel.br)
Departamento de Construção Civil, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina
Rodovia Celso Garcia Cid, PR 445 km 380 – Londrina, PR, Brasil

ANÁLISE COMPARATIVA DE ÍNDICES PARA AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO DE PAVIMENTO URBANOS

Tairone Paz Albuquerque
Lucas Quintino Lira Oliveira
Rafaela de Sousa Medeiros
Lucas Matheus Bezerra de Morais
Lauandes Marques de Oliveira
Ricardo Almeida de Melo
Universidade Federal da Paraíba
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

RESUMO
Gerir limitados recursos financeiros e humanos não é uma tarefa simples para as administrações municipais, considerando os defeitos dos pavimentos e as necessidades de manutenção e reabilitação (M&R). Contudo, a gerência de pavimentos disponibiliza técnicas e ferramentas para avaliação e indicação das intervenções necessárias para preservação dos pavimentos a um menor custo. Desse modo, o objetivo desse trabalho é avaliar a condição da rede viária de João Pessoa, mediante avaliação subjetiva, levantamento de defeitos e índices de condição de pavimentos, bem como o uso de sistemas de informações geográficas como ferramenta de apoio. Os valores calculados pelos índices de condição de pavimentos não se aproximaram dos valores obtidos pela avaliação subjetiva. Dessa forma, pode-se concluir a importância do desenvolvimento de um índice de condição de pavimentos urbanos calibrado e validado para as condições locais, a fim de possibilitar uma avaliação da condição do pavimento de forma mais precisa.

ABSTRACT
The municipal administrations has limited financial and human resources to evaluate pavement distresses and for maintenance and rehabilitation services. However, the pavement management provides techniques, distresses evaluation and maintenance and rehabilitation strategies for preservation of pavements at lower cost. The work´s aim was to analyze condition of road network of Joao Pessoa. The work´s method was subjective evaluation, collection of distresses and pavement condition indexes; as well as use of geographical information systems to support decision-making. The results carried out by pavement condition indexes did not fit with the subjective evaluation ratings. Thus, it was concluded that is essential to develop an urban pavement condition index in accord with local conditions, in order to provide pavement condition evaluation more precisely.

1. INTRODUÇÃO

Uma nova concepção de gerenciar os pavimentos foi iniciada em 1968 pelos pesquisadores do Departamento de Transporte da Universidade do Texas (Hudson *et al.*, 1968; Scrivner *et al.*, 1968) e por contribuições realizadas pelos grupos de pesquisadores do Canadá para direcionar o método de dimensionamento de pavimentos e a sua gestão global. Os resultados dos trabalhos estabelecidos por estes grupos oferecem a perspectiva global histórica para os sistemas de gerência de pavimento (Hutchinson e Haas, 1968 *apud* Haas *et al.*, 1994)

Um sistema de gerência de pavimentos (SGP) define-se como um conjunto de ferramentas ou métodos, que ajudam aos tomadores de decisão a encontrar as melhores estratégias para proporcionar e manter pavimentos em condições de serventia durante um determinado período de tempo (Haas *et al.*, 1994). O planejamento de pavimentos e a programação de investimentos, orçamento, projeto, construção, manutenção e reabilitação e avaliação periódica do desempenho e pesquisa do pavimento são os principais componentes de um sistema de gerenciamento de pavimentos (Reza e Bazlamit, 2006). Os SGP são utilizados pelos Departamentos/Secretarias de Infraestrutura de Transporte para construir e manter os pavimentos seguros, confortáveis e economicamente viáveis. O SGP tem a função de melhorar a eficiência das tomadas de decisões, fornecer *feedback* sobre as suas consequências

das decisões e facilitar a coordenação das atividades dentro do departamento e garantir a consistência das decisões tomadas em diferentes níveis de gerenciamento, dentro da mesma organização (Haas *et al.*, 1994).

Normalmente, o SGPu é gerido pela Secretaria de Infraestrutura da cidade que utiliza suas próprias técnicas de avaliação de pavimentos e priorização de intervenções, considerando as condições locais e recursos disponíveis. Contudo, essas técnicas e decisões podem ser insuficientes ou incorretas em relação à boa técnica de gerência de pavimentos, já que existem ferramentas no SGP que auxiliam à tomada de decisões quanto avaliar a condição do pavimento, planejar execuções de M&R, como é o caso do indicador de condição de pavimento.

A condição do pavimento é uma das principais entradas do SGP. Por esta razão, é necessário utilizar métodos eficientes e eficazes para avaliar a condição do pavimento, desde a superfície às camadas inferiores. A aquisição de dados sobre a condição do pavimento para gerenciamento de redes urbanas pode ser feita através de avaliações subjetiva e objetiva. Na avaliação subjetiva, um grupo de técnicos (ou usuários) treinados avalia a suavidade e o conforto de um segmento de pavimento, segundo uma escala apropriada (Carey e Irick, 1960).

A avaliação objetiva fornece a condição do pavimento nos tipos de defeitos superficiais. O levantamento de feitos pode ser realizado por avaliadores caminhando ao longo do segmento avaliado ou em um veículo em movimento. Após, os defeitos obtidos podem ser combinados em índices que permitem retratar a condição do pavimento. Para este trabalho, alguns índices de condição de pavimentos foram selecionados.

O *Pavement Condition Index* (PCI) foi desenvolvido para pavimentos de aeródromos, mas adaptado para rodovias e pátios de estacionamento. O índice é baseado no levantamento de defeitos em uma amostra de pavimentos, segundo o tipo, o nível de severidade e densidade de defeitos. O PCI classifica o pavimento em uma escala de condição entre 0 (péssimo) e 100 (excelente), retrata a condição atual do pavimento, conforme às avaliações da superfície do pavimento, integridade estrutural, irregularidade e segurança (Shahin e Kohn,1979). O PCI é obtido através da expressão 1.

$$\mathrm{PCI} = 100 - \sum_{i=1}^{p} \sum_{j=1}^{mi} a(\mathrm{Tj}, \mathrm{Si}, \mathrm{Dij}) \times \mathrm{F}(t, q) \quad (1)$$

$$PCI = 100 - \mathrm{CDV} \quad (2)$$

Em que:
a ( ): função de perda de capacidade para servir ao tráfego, cujas variáveis independentes são o tipo (Tj), nível de severidade (Si) e densidade (Dij) do defeito;
Tj: tipos de defeitos;
Si: níveis de severidade;
Dij: densidades de defeitos;
i: contador dos tipos de defeitos;
j: contador dos níveis de severidade;
p: número total de tipos de defeitos;
mi: número do nível de severidade para o enésimo tipo de defeito;

F(t, q): fator de ajuste para reduzir o efeito do excesso de tipos de defeitos. (t) depende do número de funções (a), e (q) é o número de valores numéricos de funções (a) maiores que 5.
CDV: Valor de dedução corrigido.

O Índice de Condição de Pavimento Urbano (*ICPU)*, desenvolvido para o Distrito Federal, é determinado através dos fatores de ponderação dos defeitos, severidade e extensão (Paéz, 2015). Estes fatores foram definidos através do método de análise hierárquica, pela opinião de especialistas; utilizando ábacos de valores dedutivos do método do *Pavement Condition Index*; e, através dos intervalos do método francês Vizir e a análise estatística para correlacionar avaliação subjetiva à avaliação objetiva. O cálculo do ICPU é realizado pela expressão 3.

$$ICPU = 100 - \sum((PD_i) \times (FS_i) \times (FE_i)) \quad (3)$$

Em que:
PD_i: Peso por tipo de defeito;
FS_i: Fator de ponderação em função da severidade do defeito;
FE_i: Fator de ponderação em função da extensão do defeito.

O *Distress Manifestation Index Network Level* (DMI_{NL}) foi desenvolvido e validado para uso na rede rodoviária da província de Ontário, Canadá. As coletas dos defeitos superficiais do pavimento foram realizadas, a partir de ferramentas automáticas e semiautomáticas (perfilômetro à *laser* e imagens digitais, respectivamente), as quais são muito utilizadas principalmente em nível de rede pela rapidez da coleta (Chamorro *et al.*, 2010). O cálculo do DMI_{NL} é realizado pela expressão 4.

$$DMINL = 10 - 0{,}117 \times FC - 0{,}133 \times R - 0{,}157 \times LWP - 0{,}035 \times LNWP - 0{,}01 \times T \quad (4)$$

Em que:
FC: Trinca de Fadiga (%);
T: Trinca Transversal (%);
$LNWP$: Trinca Longitudinal Fora da Trilha de Roda (%);
LWP: Trinca Longitudinal Dentro da Trilha de Roda (%);
R: Deformação Permanente (mm).

O *Urban Pavement Condition Index* (UPCI) é utilizado no sistema de gerenciamento de pavimentos flexíveis e rígidos com a coleta de dados manual e/ou automática, tal índice faz parte do projeto de gerenciamento de pavimentos da cidade de Santiago, Chile. A expressão 5 apresenta o cálculo para classificar a condição de pavimentos flexíveis com a coleta de dados manuais (Osorio, 2015).

$$UPCI = 10 - 0{,}038 \times FC - 0{,}049 \times TRC - 0{,}046 \times DP - 0{,}059 \times R - 0{,}237 \times P \quad (5)$$

Em que:
FC: Trinca de Fadiga (%);
TRC: Soma das Trincas Transversais e de Reflexão (%);
DP: Deterioração do Remendo (%);

R: Deformação Permanente, em mm, calculado como a média do afundamento nos segmentos na unidade de amostra;
P: Panelas (%).

Com as informações obtidas das análises subjetiva e objetiva, pode-se potencializar a representação dos resultados dos segmentos em *softwares* de geoprocessamento de dados, conforme a distribuição espacial da rede viária. É possível recorrer à análise de mapas temáticos para auxiliar à tomada de decisões nas atividades que seguem: intervenções de manutenção e reabilitação, definição dos segmentos de pavimentos que estejam em condições críticas; nos tipos de intervenções a serem realizadas; no auxílio ao planejamento da logística de equipe de M&R; entre outras atividades que envolvem a utilização dos Sistemas de Informação Geográfica (SIG).

Um SIG pode ser usado para visualizar as informações armazenadas e analisadas no banco de dados da rede viária do município, permitindo que o mesmo seja analisado, consultado e modificado e possibilite operações de mapeamento avançado. Os SIGs, com suas capacidades de análise espacial, são considerados a ferramenta mais apropriada para aprimorar os recursos do SGP como a exibição gráfica da rede com condições de pavimento, manutenção, intervenções, etc. (Parida *et al.*, 2005; Kennedy e Johns, 2001).

Algumas administrações municipais fazem o uso dos SIGs para auxiliar a tomada de decisões quanto à manutenção e reabilitação da infraestrutura urbana como um todo, incluindo o pavimento. Cidades como Oliveira do Hospital e São Carlos são exemplos de administrações que apresentam estudos com a utilização de SIGs para auxiliar os órgãos gestores quanto à tomada de decisões (Zanchetta, 2005; Ferreira *et al.*, 2009).

Desse modo, este artigo teve como objetivo avaliar a condição da rede viária de João Pessoa, mediante avaliação subjetiva e compará-la com alguns índices de condição de pavimentos. Por fim, o incentivo à utilização dos SIGs, como ferramenta de apoio ao Sistema de Gerência de Pavimentos.

2. MÉTODO DE TRABALHO

Para cumprir o objetivo deste trabalho, as seguintes atividades foram desenvolvidas: i) definição da área de estudo e tamanho da amostra; ii) treinamento da equipe de avaliação; iii) definição das diretrizes para a coleta de dados; iv) levantamento de dados sobre avaliação subjetiva e defeitos de pavimentos; v) análises de resultados com análise comparativa entre Valor de Serventia Atual (VSA) e índices de condição de pavimentos; vi) utilização do QGIS para geração de mapas temáticos.

A fim de atender os critérios de aleatoriedade e não privilegiar nenhuma área na coleta de amostras optou-se por dividir o município de João Pessoa em zonas preestabelecidas pela Secretaria de Planejamento da cidade, sendo elas: norte, sul, leste e oeste. A definição do tamanho da unidade de amostra baseou-se nos estudos realizados por Osório (2014) e na norma da ASTMD5340-04, resultando em trechos de 50 m de comprimento, dividido em segmentos de 10 m, que serviram para auxiliar na medição da coleta de dados. A área do subsegmento dependia da largura da via, que variou de 6 a 12 m.

Definido o tamanho total da amostra, foi possível determinar a quantidade de segmentos para cada zona, proporcional à extensão de vias com pavimento asfáltico, de modo que a distribuição de frequência das notas obtidas na avaliação subjetiva fosse equilibrada em relação aos cinco tipos de condições do pavimento. Portanto, no total 96 segmentos foram avaliados e distribuídos entre as zonas. Contudo, para que houvesse um aumento dos segmentos avaliados com notas atribuídas inferiores a 3,0 foi adicionado mais segmentos para avaliação. Os resultados obtidos estão na Tabela 1.

Tabela 1: Quantidade de segmentos avaliados por zona

Zonas	Extensão (m)	Porcentagem (%)	Quantidade de segmentos	Adição de segmentos
Norte	126.619,91	22,17	21	28
Sul	174.841,24	30,62	30	30
Leste	159.886,85	28,00	27	27
Oeste	109.622,38	19,21	18	28
Total	570.970,38	100	96	113

Antes de iniciar o levantamento de dados nas amostras definidas, realizou-se o treinamento do grupo de avaliadores com intuito de definir os aspectos envolvidos e capacitar os avaliadores para os procedimentos de avaliação subjetiva, preconizado pela norma DNIT 009/2003-PRO e para a coleta objetiva dos defeitos superficiais, segundo o manual *SHRP* (FHWA, 2003). O treinamento ocorreu através de aulas expositivas, avaliações em campo e análises das avaliações feitas pelos integrantes, a fim de se obter valores próximos entre as notas atribuídas durante as avaliações subjetivas, e com baixo coeficiente de variação entre os avaliadores.

Após o treinamento, foram definidas as diretrizes de avaliação objetiva, para as quais foram consideradas os principais manuais e normas de avaliação de defeitos para pavimento asfáltico. Para definição de critérios quanto aos tipos de defeitos, severidades e o método de mensuração dos defeitos superficiais do pavimento, o Manual *Strategic Highway Research Program* (SHRP) foi selecionado. A escolha deste manual teve como objetivo uniformizar as coletas de dados e internacionalizar o estudo, levando-se em consideração a sua relevância, e a contribuição do Brasil, neste projeto de mais de 20 anos de análise do desempenho de pavimentos.

Depois dessa etapa, iniciou-se o levantamento de dados das amostras distribuídas em cada zona. O levantamento de dados pode ser dividido em três etapas: a) Inventário; b) Coleta dos defeitos superficiais; c) Determinação da serventia do pavimento. Os dados obtidos para cada unidade de amostragem incluíram:

- Inventário do sistema viário: nome; largura, comprimento, localização geográfica do logradouro, número de faixas e sentido da via;
- Defeitos superficiais dos pavimentos;
- Notas atribuídas pelos avaliadores para a condição de conforto e suavidade do pavimento.

Para a realização da coleta de dados, foi necessário automóvel, coletes, trena de roda, trena métrica, régua de alumínio, treliça para medição das deformações permanente e desnível pista/acostamento, pranchetas, gesso e cones de sinalização. Realizada a etapa de

levantamento das informações do inventário, iniciou-se a coleta dos dados objetivos. Estas coletas ocorreram entre os meses de Abril à Dezembro de 2016, nos períodos de manhã e tarde, com o tempo aberto, sem chuvas e com cinco avaliadores. Concomitantemente, foi realizado o levantamento de dados subjetivos pela equipe de avaliadores conforme a norma de Valor de Serventia Atual (VSA) do DNIT 009/2003-PRO. A ficha de avaliação utilizada pelo grupo de avaliadores foi proposta por Carey e Irick (1960).

A média dos cinco avaliadores foi utilizada para determinar o VSA da amostra, valor utilizado como referência para a análise comparativa com o intuito de verificar a aplicabilidade, na cidade de João Pessoa, de cada índice de condição de pavimento calculado. A escolha dos índices para realizar esta análise foi baseada nos métodos de desenvolvimento e relevância dos índices, defeitos superficiais utilizados e aplicabilidade em vias urbanas.

Diante disto, foi realizado o cálculo de Índice de Condição de Pavimento Urbano - ICPU (Paéz, 2015), *Urban Index Condition Pavement* - *UPCI (*Osorio, 2014), *Distress Manifestation Index Network Level* - DMI_{NL} (Chamorro, 2010) e *Pavement Condition Index* - *PCI* (Shahin e Kohn, 1979).

Esta análise comparativa entre a avaliação subjetiva e os índices de condição de pavimento foi realizada com o intuito de avaliar, se os valores obtidos pelos índices foram relativamente próximos às avaliações subjetivas, para que se possa analisar quais os defeitos superficiais mais relevantes estão associados à análise visual de conforto ao rolamento. Como também, qual método de cálculo dos índices, consegue se aproximar mais ao valor de serventia atual.

Para que fosse possível realizar uma análise comparativa entre a avaliação subjetiva e os índices de condição do pavimento, foi necessário padronizar as escalas de classificação, de forma que os resultados obtidos fossem convertidos para a mesma escala usada na avaliação subjetiva, entre 0 e 5. Em alguns casos, foram necessárias adaptações, pois o levantamento de dados realizados com o manual *SHRP* não é compatível com o método de cálculo de alguns índices de condição do pavimento.

No método de cálculo do ICPU e PCI, o defeito desgaste foi enquadrado com o nível de severidade média, por se tratar do desalojamento de agregados. Em relação ao fator extensão no ICPU, os defeitos desgaste e deformação permanente utilizaram o fator de extensão médio de 10% a 50% da amostra. A classificação da severidade para o defeito deformação permanente foi realizada com o auxílio da norma ASTM D6433.

No método do PCI, a norma ASTM D 6433 foi usada para classificar a severidade dos defeitos, bem como estabelecido nível de severidade média para desgaste e corrugação. O fator de extensão para a deformação permanente foi obtido pela multiplicação do comprimento (25 m) pela largura (30 cm). Os ábacos com unidades métricas utilizados para o cálculo das panelas, trincas longitudinal e transversal, e defeitos nos bordos.

A partir dos resultados obtidos na avaliação subjetiva e índices de condição de pavimento, mapas temáticos foram elaborados com o intuito de se obter uma representação espacial, de forma a permitir uma melhor análise dos resultados, contendo inventário dos segmentos, coordenadas geográficas dos segmentos avaliados e sua classificação da condição de pavimento para os índices analisados.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Avaliação Subjetiva do Pavimento

O grupo de cinco avaliadores atribuiu notas para avaliar a condição das amostras de pavimentos asfálticos, segundo a escala proposta por Carey e Irick (1960) e norma DNIT 009/2003-PRO. A Tabela 2 apresenta o percentual de amostras de ruas e avenidas enquadradas segundo a classificação da escala.

Tabela 2: Condição do pavimento das amostras coletadas

Condição do Pavimento	Segmentos	Percentual (%)
Péssima	0	0
Ruim	8	7
Regular	34	30
Boa	44	39
Ótima	27	24
Total	113	100

De acordo com a Tabela 2, pode-se constatar que apenas 7% dos segmentos foram classificados em condições péssima e ruim, isto pode ser explicado pelos investimentos realizados, na última década, pelos Governos Municipal, Estadual e Federal, em manutenção e construção de pavimentos asfálticos nas principais vias da cidade, priorizando as vias destinadas ao transporte público por ônibus. A Figura 1, apresenta o mapa temático das avaliações subjetivas para a cidade de João Pessoa.

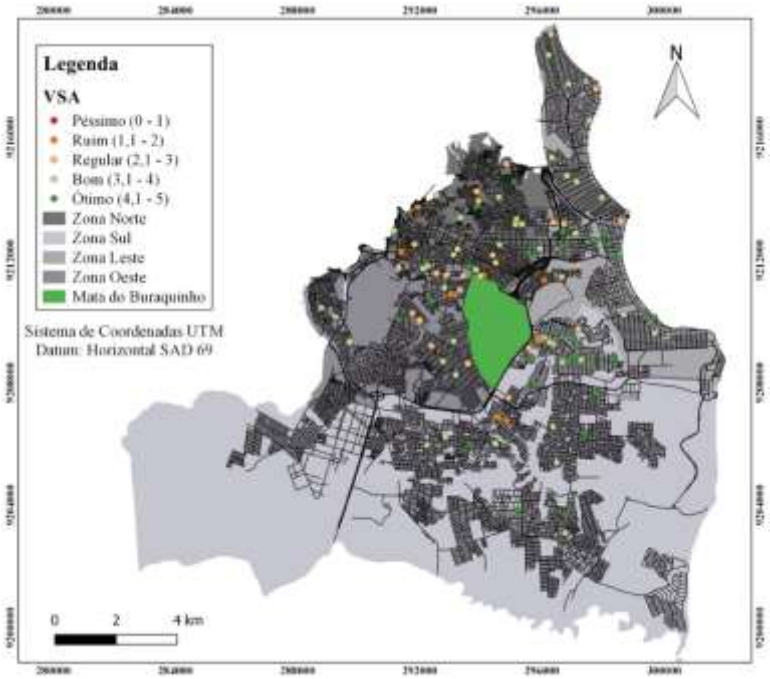


Figura 1: Valor de Serventia Atual (VSA).

De acordo com as Tabela 1 e Figura 1, pode-se constatar que a maioria dos segmentos de pavimentos encontra-se em boa e ótima condição. A Zona Sul contempla os segmentos com melhores condições de pavimento, enquanto a Zona Oeste e Norte concentram mais amostras regulares e ruins. A Zona Norte é caracterizada pela área central da cidade, com presença

intensa de veículos comerciais, devido ao terminal de integração de transporte público e lojas comerciais.

3.2. Análise entre o Valor de Serventia Atual e Índices de Condição de Pavimento

De posse dos resultados da coleta de defeitos, foram realizados os cálculos com os índices e realizada a classificação para condição dos pavimentos nos 113 segmentos avaliados. Os resultados estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Índices de condição de pavimento e Valor de Serventia Atual para segmentos avaliados.

		UPCI	ICPU	DMI_{NL}	PCI	VSA
Intervalo	**Condição**			**Quantidade**		
0 a 1	Péssimo	0	0	5	19	0
1,1 a 2	Ruim	1	0	1	22	8
2,1 a 3	Regular	12	3	11	21	34
3,1 a 4	Bom	21	63	44	27	44
4,1 a 5	Ótimo	79	47	52	24	27
Intervalo	**Condição**			**Porcentagem (%)**		
0 a 1	Péssimo	0	0	4	17	0
1,1 a 2	Ruim	1	0	1	19	7
2,1 a 3	Regular	11	3	10	19	30
3,1 a 4	Bom	18	56	39	24	39
4,1 a 5	Ótimo	70	41	46	21	24

Após, mapas temáticos foram elaborados com resultados obtidos para os índices de condição de pavimento (ICPU, $DMI_{NL,}$ UPCI e PCI), com as respectivas classificações, para os segmentos avaliados. Os mapas temáticos podem ser vistos na Figura 2.

As constatações obtidas a partir da Tabela 3 e Figura 2 estão descritas nos parágrafos seguintes. Com o intuito de realizar a análise de resultados de acordo com a condição do pavimento e em função do tipo de intervenção necessária, a discussão foi separada em três subgrupos de classificação: i) bom e ótimo; ii) ruim e péssimo, e iii) regular.

De acordo com o ICPU, a condição dos pavimentos foi classificada como bom e ótimo em 98% dos segmentos avaliados, sendo superior aos resultados do VSA para essas faixas de classificação. Quanto aos cálculos efetuados pelo DMI_{NL}, 85% dos segmentos avaliados foram classificados nas faixas bom e ótimo. O cálculo realizado pelo UPCI corrobora com o ICPU e DMI_{NL}, pois 89% dos segmentos avaliados foram classificados como bom e ótimo. Contudo, 45% dos segmentos de pavimentos foram classificados como bom e ótimo pelo PCI, o que representa um valor bem inferior para essas faixas de classificação, em relação aos demais índices de condição de pavimento.

Nas faixas de classificação ruim e péssimo, os valores obtidos pelos métodos ICPU, DMI_{NL} e UPCI foram relativamente pequenos, corroborando com os valores obtidos pelo VSA. Entretanto, 41% dos segmentos avaliados foram classificados como ruim e péssimo de acordo com o PCI, representando discordância com relação aos demais índices. Por sua vez, pode-se constatar que todos os índices de condição de pavimento resultaram em porcentagens

inferiores ao VSA, em termos da classificação regular. Ademais, o ICPU estimou o menor percentual, enquanto que o PCI o maior percentual de condição regular para os segmentos avaliados.

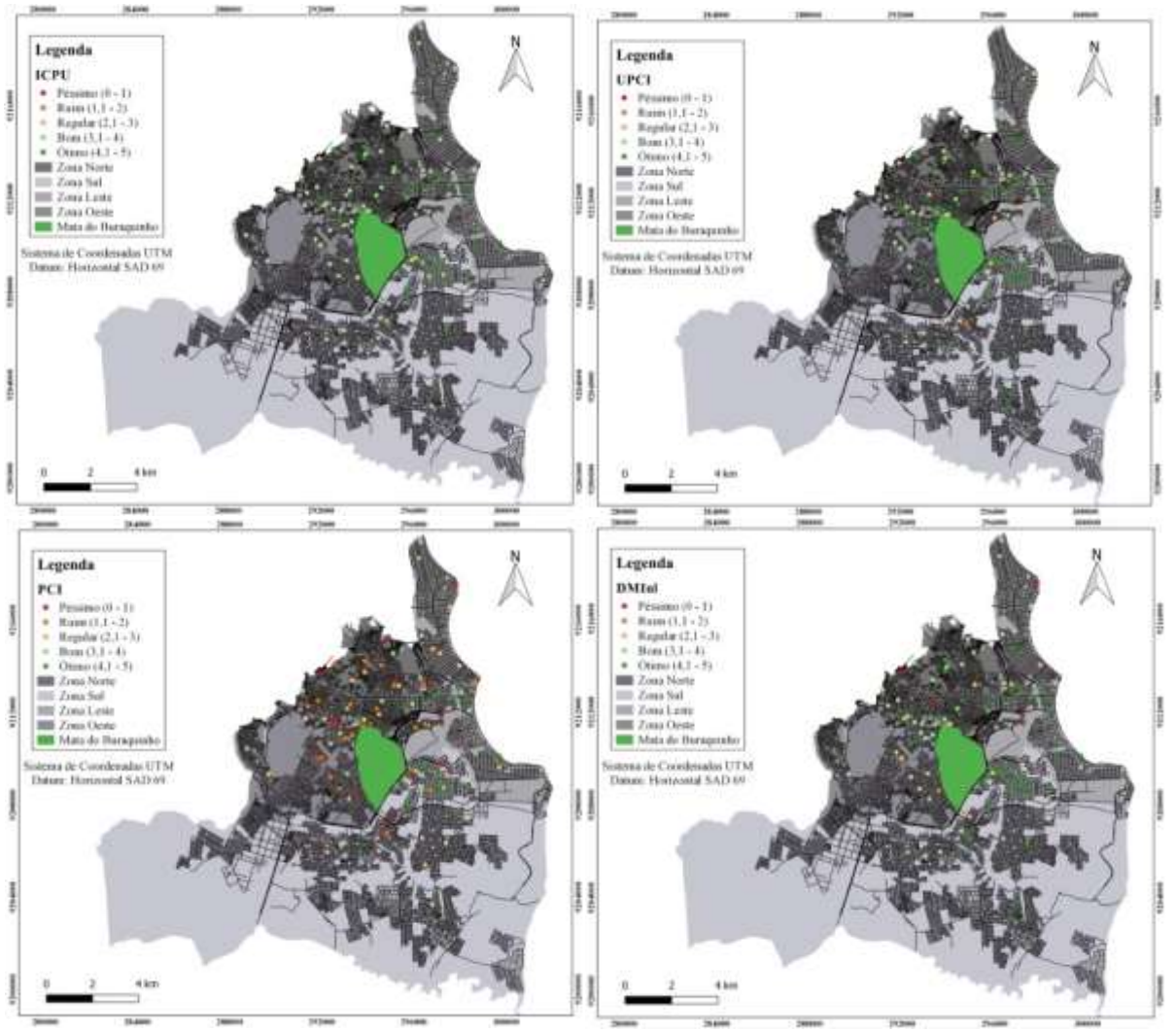


Figura 2: Distribuição espacial dos índices de condição de pavimento na cidade de João Pessoa.

Essas diferenças entre os resultados obtidos podem estar associadas a muitos fatores, como os tipos de defeitos, níveis de severidade, fatores de ponderação, valores dedutivos e expressões de cálculo, conforme destaca Gharaibeh *et al.* (2010). Destaca-se ainda que, tais índices foram desenvolvidos em outros locais, cujos materiais, processos construtivos e de manutenção, tráfego e condições ambientais são diferentes. Desse modo, os índices podem não representar adequadamente a condição dos pavimentos na rede viária de João Pessoa.

3.3. Análise estatística de resultados

De maneira a permitir melhor visualização em termos de resultados obtidos, foi elaborado um gráfico que correlaciona o valor de serventia atual e os índices de condição de pavimento. O gráfico pode ser visto na Figura 3.

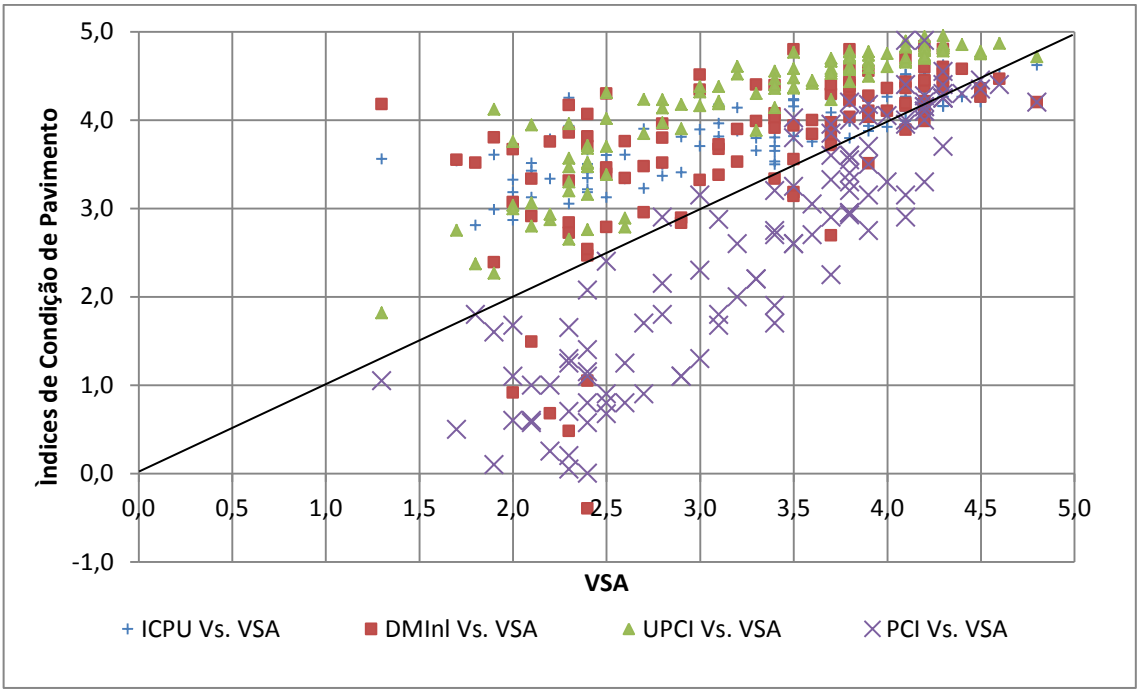


Figura 3: Correlação entre o valor de serventia atual e índices de condição de pavimento.

Pela Figura 3, pode-se observar que nenhum dos índices se aproximou das notas atribuídas pelo VSA, além disso, a ocorrência de pontos bastante afastados da reta de equivalência nos índices PCI e DMI_{NL}. Essa divergência pode ocorrer devido às notas atribuídas pelos avaliadores ter influência subjetiva quanto ao julgamento do que é bom ou ruim, enquanto os índices de condição de pavimento são objetivos e calculados por fatores de ponderação de defeitos previamente definidos e normatizados. Uma análise estatística foi conduzida para permitir uma melhor avaliação em termos das diferenças obtidas entre o valor de serventia atual e os índices de condição de pavimento. Desse modo, foi realizado cálculo da média absoluta do erro relativo (MARE), erro médio absoluto (MAE) e o *root mean squared error* – RMSE, conforme apresentado na Tabela 4.

Tabela 4: Cálculos de erros dos índices de condição do pavimento em relação ao VSA.

	MARE	**MAE**	**RMSE**
PCI	27,46%	0,76	0,98
UPCI	30,18%	0,88	0,96
ICPU	23,78%	0,60	0,78
DMI_{NL}	25,83%	0,67	0,88

Pela Tabela 4, pode-se constatar que o DMI_{NL} e ICPU obtiveram valores da MARE menores do que os demais, 25,83% e 23,78%, respectivamente. Contudo, o DMI_{NL} pode não ser representativo para avaliar segmentos de pavimento com condições entre regular a péssimo, pois tal índice não contempla em suas variáveis, defeitos como remendo e panela, que normalmente aparecem em pavimento nestas condições.

O método do ICPU apresentou o menor erro relativo, pois o mesmo classificou 97% dos segmentos avaliados em bom e ótimo, enquanto que para o VSA foi 63%, para a mesma faixa de classificação. O valor mínimo calculado pelo ICPU foi 2,8; ou seja, valor que enquadra o

pavimento em condição regular. Este fato pode ter ocorrido devido às adaptações realizadas para calcular o ICPU pelo manual SHRP, a utilização da extensão média para os defeitos deformação permanente e desgaste, ou por não ser aconselhável utilizar este índice em outras localidades.

Ao se efetuar os cálculos pelo método UPCI, pode-se constatar que a baixa significância de variáveis independentes, como trincas transversais e reflexão, nos segmentos auscultados durante a elaboração da expressão do UPCI, corrobora para superestimar os valores calculados e aumentar a discrepância em relação ao VSA. Tais diferenças entre valores calculados pelo UPCI e VSA podem ser observadas na Figura 3, e em função dos erros que constam na Tabela 3.

Quanto ao método de cálculo pelo PCI, pode-se constatar que se trata de um método mais rigoroso que os demais, pois é atribuído alto valor dedutivo em segmentos com a presença de panela, embora em pequenas dimensões e com baixa severidade. Neste sentido, os valores do *PCI* para os segmentos avaliados, com a presença de panelas, foram bem inferiores aos demais índices e ao valor de serventia atual. Dentre os quatro índices, o erro relativo do PCI foi o terceiro maior com 27,46%.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Por esse estudo, pode-se constatar que nenhum dos índices de condição de pavimento teve uma boa representatividade dos resultados, ou seja, cujos valores calculados fossem iguais aos valores de serventia atual (VSA). Estes resultados permitem ratificar as diferenças significativas em relação aos índices de condição de pavimento, desenvolvidos no Brasil e no exterior.

Desse modo, reitera-se que os resultados obtidos podem estar associados aos métodos para o cálculo dos índices de condição de pavimento, que consideram diferentes tipos de defeitos, níveis de severidade, fatores de ponderação, valores dedutivos e expressões de cálculo. Ainda que, os materiais, processos construtivos e de manutenção, tráfego e condições ambientais de cada local podem acentuar as diferenças entre os índices.

Assim, este estudo possibilita concluir a importância do desenvolvimento de um índice de condição de pavimento urbano que seja calibrado e validado para as condições locais, a fim de que os resultados permitam a classificação da condição do pavimento de forma mais realista, contribuindo, sobretudo, para a melhor tomada de decisão quanto às intervenções de manutenção e reabilitação necessárias aos pavimentos urbanos da cidade de João Pessoa.

Somando-se a isso, sugere-se o uso de um SIG para a gerência de pavimentos urbanos, devido à praticidade da análise dos dados, pois o uso dos mapas temáticos permite uma melhor visualização espacial dos resultados, o que pode auxiliar na tomada de decisões dos órgãos gestores, quanto às intervenções de manutenção e reabilitação dos pavimentos urbanos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (2008) - *Standard Practice for Roads and Parking Lots Pavement Condition Index Surveys.* D 6433 – 7. American Society for Testing and Materials.

Carey, W. N. e P. E. Irick (1960) *The Pavement Serviceability. Performance Concept. Highway." Research Board Bulletin*, v. 250, pp.40-58.

Chamorro A., Tighe, S., Ningyuan L. e Kazmierowski, T. J. (2010) *Validation and Implementation of Ontario*

Network Level Distress Guidelines and Condition Rating, Transportation Research Record, Transportation Research Board, Washington, v. 2153, pp.19.

DNIT (2003) - PRO Departamento Nacional de Infraestrutura em Transportes. *Avaliação Subjetiva da Superfície de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos.*

Ferreira, A.; S. Meneses e F. Vicente (2009) *Pavement-management system for Oliveira do Hospital, Portugal* .Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Transport, v. 162, pp. 157–169.

FHWA (2003) *Distress Identification Manual for the Long-Term Pavement Performance Program.* Publication N° FHWA-RD-03-031. Federal Highway Administration, Departament of Transportation.

Gharaibeh, N. G., Zou, Y.; e Saliminejad, S. (2010). *Assessing the Agreement among Pavement Condition Indexes***.** Journal of Transportation Engineering. v. 136.

Haas, R.; W. R. Hudson e J. P. Zaniewski (1994) *Modern Pavement Management*, Krieger Publising, Malamar, Fla.

Hudson, W. R.; F.N. Finn.; B.F. McCullough.; K. Nair, e B. A. Vallerga (1968) *Systems Approach to Pavement Systems Formulation, Performance Definition and Material Characterization, Final Report*, NCHRP Project 1-10, Materials Research and Development.

Kennedy C. e A. Johns (2001) *Partnering in the provision of a highway management system.* Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Municipal Engineer, 145, v. 3, pp. 227–233.

Osorio, A. (2015) *Development of Performance Models and Maintenance Standards of Urban Pavements for Network Management.* Tese de Doutorado. Engenharia Civil. Universidade de Waterloo. Waterloo, Ontario, Canada.

Paéz, A. M. E (2015) *"Índice de Condição do Pavimento (ICP) para Aplicação em Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos." Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo.* São Carlos, SP.

Parida M.; S. Aggarwal. e S. Jain (2005). *Enhancing pavement management systems using GIS. Proceedings of the Institution of Civil Engineers,* Transport, v. 158, pp 107 – 113.

Reza, F., K. e S. Bazlamit (2006) *Development of a Pavement Quality Index for the State of Ohio.* 85th Annual Meeting of the Transportation Research Board , Washington D.C.

Scrivner, F. H.; W. M. Moore; W.F. Mcfarland e G. R. Carey (1968*) A Systems Approach to the Flexible Pavement Design Problem, Texas Transportation Institute,* Res. Report 32-11.

Shahin, M.Y. e S.D. Kohn. (1979) *"Development of a Pavement Condition Rating Procedure for Roads, Streets and Parking Lots"* U.S. Army corps of engineers, Technical Report M-268.

Zanchetta, F. (2005). *"Aquisição de dados sobre a condição dos pavimentos visando a implementação de sistemas de gerência de pavimento urbanos."* Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

Tairone Paz Albuquerque (taironepz@gmail.com)
Lucas Quintino Oliveira (lqlucaspb@gmail.com)
Rafaela de Sousa Medeiros (imrafaela_@hotmail.com)
Lucas Matheus Bezerra de Morais (m.lucas.pb@gmail.com)
Lauandes Marques de Oliveira (lauandesmarques@gmail.com
Ricardo Almeida de Melo (ricardo@ct.ufpb.br)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, Campus Universitário S/N, Cidade Universitária, Castelo Branco - João Pessoa, PB, Brasil

USO DE SISTEMA DE INFORMAÇÕES GEOGRÁFICAS COMO AUXÍLIO NA GERÊNCIA DE VIAS URBANAS

Lauandes Marques de Oliveira
Ricardo Almeida de Melo
Universidade Federal da Paraíba
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental

RESUMO
O uso de Sistema de Gerência de Pavimento (SGP) permite, a partir do conhecimento da condição atual, a previsão da condição futura do pavimento e, assim, a alocação dos recursos financeiros destinados à preservação da infraestrutura rodoviária de maneira eficiente. Desse modo, o objetivo deste trabalho é propor um SGP na cidade de João Pessoa – PB, utilizando o sistema de informações geográficas (SIG) como ferramenta auxiliadora aliada a uma análise de multicritério. O método de trabalho consiste na seleção das vias, levantamento de defeitos em pavimentos, calçadas e drenagem, uso de índices de condição e análise baseada no uso do SIG e análise multicritério. Como resultados, espera-se através dos indicadores do índice da condição da malha, criação de mapas temáticos para dar suporte à análise da tomada de decisão quanto às intervenções necessárias ao sistema viário.

Lauandes Marques de Oliveira, Estudante de Pós-Graduação (lauandesmarques@gmail.com).
Ricardo Almeida de Melo, Professor Orientador (ricardo@ct.ufpb.br).
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal da Paraíba, Campus Universitário S/N, Cidade Universitária, Castelo Branco - João Pessoa, PB, Brasil.

ANÁLISE ESPECTRAL DE ONDAS DE SUPERFICIE PARA A DETERMINAÇÃO DE ESPESSURAS DE CAMADAS DE PAVIMENTOS BRASILEIROS

Lucas Silva Santana
Fernando Silva Albuquerque
Universidade Federal de Sergipe
Departamento de Engenharia Civil

RESUMO
Testes não destrutivos de estruturas de pavimentação são úteis no planejamento e manutenção de rodovias. A determinação da espessura e rigidez de cada camada em um pavimento são objetivos típicos, uma vez que modelos analíticos são a base do projeto moderno de pavimentação, devendo essas propriedades do material de cada camada serem medidas e validadas em campo. O ensaio não destrutivo sísmico de pavimentos é de particular interesse. O método é baseado na análise espectral de ondas sísmicas, conhecido como análise espectral de ondas de superfície (SASW). Recentemente, ele tem sido empregado como técnica alternativa no monitoramento e avaliação do pavimento em alguns países. O método SASW utiliza a natureza dispersiva das ondas de superfície em um meio estratificado para avaliar as propriedades de rigidez elástica das diferentes camadas. Neste trabalho, foram avaliadas apenas as espessuras de camadas de pavimentos, em um trecho monitorado pela Universidade Federal de Sergipe. Essa técnica se mostrou capaz, de forma abrangente, de investigar as espessuras de cada camada de pavimentos, estando em conformidade com a configuração real da estrutura analisada, comprovando assim sua eficiência e praticidade.
Palavras-chave: pavimento, espessura e análise espectral de ondas de superfície.

ABSTRACT
Non destructive tests of paving structures are useful in road planning and maintenance. The determination of the thickness and stiffness of each layer in a pavement are typical objectives, since analytical models are the basis of the modern paving project, and these material properties of each layer must be measured and validated in the field. The non destructive seismic testing of pavements is of particular interest. The method is based on spectral analysis of seismic waves, known as spectral analysis of surface waves (SASW). Recently it was used as an alternative technique in the monitoring and evaluation of pavement in some countries. The SASW method uses the dispersive nature of surface waves in a stratified medium to evaluate the elastic stiffness properties of the different layers. In this work, only thicknesses of pavement layers were evaluated, in one section monitored by the Federal University of Sergipe. This technique was able to comprehensively investigate the thicknesses of each layer of pavements, being in accordance with the actual configuration of the analyzed structure, thus proving its efficiency and practicality.
Keywords: pavement, thickness and spectral analysis of surface waves.

1. INTRODUÇÃO

Pavimentos rodoviários são uma parte importante da infraestrutura de transportes do mundo e, consequentemente, desempenham um papel significativo na sua economia. O investimento anual de fundos para construir e manter um sistema rodoviário viável é enorme e a utilização ótima destes fundos é um desafio que exige a melhor tecnologia disponível. Engenheiros de rodovias precisam de maneiras flexíveis, rápidas e confiáveis para determinar a condição estrutural de pavimentos, como propriedades elásticas e espessuras de camadas. Técnicas baseadas em métodos sísmicos não destrutivos, como a análise espectral de ondas de superfície (SASW), vêm se desenvolvendo nos últimos anos e comprovando que são ideais para avaliar o desempenho estrutural de sistemas em camadas (Seo *et al.*, 2009). Esse método é baseado nas características dispersivas das ondas de superfície em um meio de camadas, que permitem a determinação da velocidade da onda de cisalhamento da estrutura do pavimento a partir da geração de ondas de superfície sobre uma ampla gama de frequências (Hazra e Kumar, 2014; AASHTO, 2004). O método SASW atraiu a atenção dos pesquisadores porque

é rápido, barato, não destrutivo e fácil de operar (Goh *et al.*, 2011).

Os testes de ondas de superfície como o SASW, registram as ondas de superfície, também conhecidas como ondas de Rayleigh, induzidas pela carga aplicada, que se propagam através da superfície do pavimento. Este tipo de teste permite que o tempo de viagem entre seus receptores seja calculado para diferentes frequências de excitação por dados de comprimento de onda recolhidos. O procedimento de teste completo com o método SASW consiste de três etapas: (1) a geração e medição de ondas de superfície na estrutura; (2) o processamento de dados e extração de uma curva de dispersão experimental; e por fim (3) a inversão da curva de dispersão experimental para obtenção da velocidade de onda de cisalhamento estimada com o perfil de profundidade do pavimento (Lin e Lin, 2011).

As medições e testes SASW foram continuamente se expandindo e provaram serem úteis para a avaliação estrutural de pavimentos. O método vem se tornando uma técnica confiável para caracterizar o solo e calcular o módulo de elasticidade de um sistema em camadas, tais como solo, asfalto e concreto (Joh et al., 2008; Rosyidi, 2004; Rosyidi et al., 2012). Este estudo faz uma avaliação do método SASW, quanto a sua precisão, na obtenção de espessuras de camadas de pavimentos, através de sua aplicação em um trecho experimental implantado na Universidade Federal de Sergipe, com o objetivo de confirmar a praticidade e precisão do método que vem sendo difundido mundialmente.

2. ANÁLISE ESPECTRAL DE ONDAS DE SUPERFÍCIE - SASW

A obtenção de onda de superfície é objetivo em ensaios de impacto por sua facilidade de medição e maior amplitude (Cao *et al.*, 2011). A maior parte da energia destas ondas está confinada à proximidade da superfície, semelhante às ondas que se propagam na superfície da água. A velocidade de propagação da onda depende das propriedades elásticas do meio afetado, sendo este o princípio utilizado para estimar a rigidez e espessura das diferentes camadas em uma construção de pavimento através de ensaios sísmicos não destrutivos (Rydén, 2004).

2.1. Definições e evolução

Técnicas de ensaios não destrutivos de pavimentos à base de ondas sísmicas foram propostas na década de 1940, sendo, já naquela época, as dificuldades encontradas nos ensaios em pavimentos relacionadas à identificação das propriedades básicas dos modos de propagação das ondas, isto é, as dificuldades ocasionadas pela superposição de ondas de corpo e de superfície que geram modos de propagação de onda mais elevados, ocasionando velocidades de onda maiores que as de ondas de superfície apenas. Sezawa (1938) foi o primeiro pesquisador a relatar o comportamento anômalo da propagação das ondas de superfície em meios estratificados onde a rigidez diminui com a profundidade, tal como um sistema de pavimento. O professor Gerald Pickett, da Universidade de Wisconsin, EUA, estudou o trabalho publicado por Sezawa e propôs usar ondas de superfície para o ensaio não destrutivo de pavimentos (Pickett, 1945). Nos anos seguintes, várias publicações relataram essa abordagem e mostraram resultados promissores (Jones, 1955; Jones, 1962; Vidale, 1964; Jones e Thrower, 1965). As dificuldades fundamentais que podem ser encontradas no ensaio de ondas superficiais de pavimentos foram identificadas por Jones (1962) e Vidale (1964), no entanto, sem a disponibilidade de computadores modernos era impossível revelar os fenômenos completos de propagação de ondas superficiais em sistemas de pavimentos. Com o avanço da computação e a revolução na aquisição de dados digitais, a análise dos fenômenos

de propagação de ondas superficiais e, por conseguinte, o método SASW, tornou-se possível. Heisey *et al.* (1982) introduziu pela primeira vez o método SASW e desde então, muitas pesquisas têm sido conduzidas mundialmente.

Quando uma estrutura é submetida a uma força pontual na superfície, basicamente três tipos de ondas de tensão são gerados. Ondas de compressão e de cisalhamento, que são ondas de corpo, e ondas de superfície ou de Rayleigh, como também são chamadas. Ambas as ondas de corpo se propagam dentro da estrutura, mas em direções perpendiculares. De acordo com Rydén (2004), no teste de pavimentos com o método SASW, a curva de dispersão experimental é muitas vezes interpretada como representando ondas de Rayleigh. Todavia, as ondas de Rayleigh livres só podem propagar-se a velocidades de fase mais lentas do que a velocidade de onda de cisalhamento. Logo, as velocidades de fase que violam esta condição de propagação são modos de dispersão e não ondas de superfície. Estes modos de dispersão são todas as ondas de placa guiadas que são formadas pela superposição de ondas de compressão e de cisalhamento, refletidas dentro de cada camada do pavimento. Assim, a onda de Rayleigh é apenas um de vários tipos de ondas dispersivas guiadas que se propaga numa estrutura de pavimento, que pode ser medida na superfície e utilizada para a caracterização do material (Buchen e Ben-Hador, 1996).

Vários pesquisadores propuseram uma variedade de alternativas para lidar com a influência de modos de propagação de ondas mais elevados (Sánchez-Salinero *et al.*, 1987; Gucunski e Woods, 1992; Al-Hunaidi, 1998; Gucunski *et al.*, 2000). Todas estas alternativas propostas melhoraram o desempenho global do método de ensaio sísmico de ondas de superfície baseado na abordagem de dois receptores. Contudo, a limitação de apenas uma velocidade de fase poder ser avaliada a cada frequência permanece. O método SASW não pode separar diferentes modos de propagação sobre um sistema de pavimento e, portanto, mede uma superposição de todas as ondas nos locais específicos do receptor. Este efeito superposto, muitas vezes denominada velocidade de fase aparente ou velocidade de pseudofase, muda com o deslocamento (distância entre receptores) e forçou a avaliação dos dados no método a levar em conta a posição dos receptores e a superposição de modos diferentes para a inversão de curvas de dispersão experimental (Zywicki, 1999).

2.2. Procedimentos do método

O procedimento de teste completo com o método SASW consiste de três etapas, quais sejam: a primeira se trata da geração e medição de ondas de superfície em campo; a segunda do processamento de dados, com a filtragem das ondas no domínio do tempo e o mascaramento de dados que não correspondem às velocidades reais de ondas superficiais, para posterior extração de uma curva de dispersão experimental; e a terceira e última fase onde é realizada a inversão da curva de dispersão experimental para obtenção de uma velocidade de onda de cisalhamento estimada com o perfil de profundidade da estrutura (Lin e Lin, 2011).

Segundo Kim e Park (2002), os elementos essenciais no procedimento de campo são a medição de ondas de superfície entre os dois receptores localizados a uma distância conhecida na superfície do pavimento. A Figura 1 mostra a configuração principal do arranjo experimental para um teste SASW.

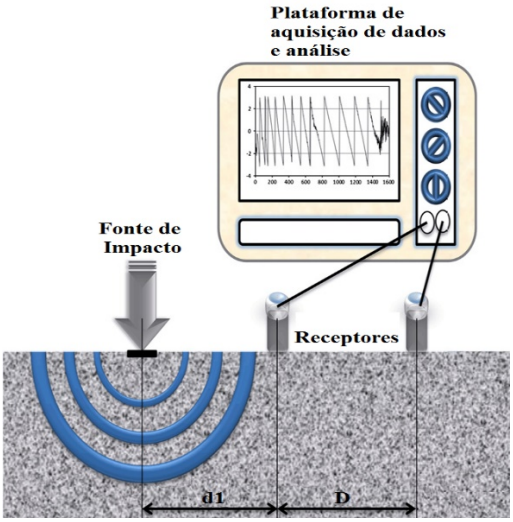


Figura 1: Esquema do arranjo experimental para testes SASW (Fonte Adaptada: Kim e Park, 2002).

Como demonstrado na Figura 1, a diferença de fase entre os dois receptores é medida para um determinado número de frequências, por meio do impulso aplicado à superfície do pavimento, essa diferença de fase é o parâmetro principal para determinação da velocidade de fase e consequentemente o parâmetro mais crítico extraído a partir dos dados medidos em campo, pois ela determina a precisão da curva de dispersão construída depois. Dessa forma, a filtragem do domínio de tempo medido em campo é crucial na determinação da qualidade dos dados obtidos. Para tanto, também existe uma função de coerência, que é um fator de qualidade, utilizado no campo para verificar se os sinais registrados nos receptores são advindos da mesma fonte. Uma boa coerência resulta em um valor de coerência próximo de 1,0. O ruído não coerente que entra nas medições resulta em um menor valor de coerência. Esta informação é usada para avaliar qual intervalo de frequência pode ser usado quando a curva de dispersão é calculada a partir da diferença de fase medida (Santamarina e Fratta, 1998).

Para calcular a curva de dispersão a partir do espectro de fase medido em campo, o processo de mascaramento deve primeiro ser resolvido corretamente. O processo de mascaramento tem a função de esconder os dados de ondas de superfície contaminados, principalmente por ondas de corpo ou proveniente de outras fontes, que acabam por falsear a velocidade real de propagação das ondas superficiais. A diferença de fase medida é definida como um valor no intervalo de -180 e 180 graus. Quando a diferença de fase fica fora do intervalo anterior ela é mascarada para que os dados fiquem em torno desse limite. A diferença de fase absoluta para uma frequência específica é muitas vezes superior a 180 graus, e consequentemente o número de ciclos totais deve ser determinado para calcular uma velocidade de fase correta (Al-Hunaidi, 1992).

Depois do processo de mascaramento de fase ter sido conduzido, a velocidade de fase a cada frequência pode ser calculada de acordo com a Equação 1, e a curva de dispersão experimental pode ser gerada. Várias medições registradas com espaçamentos diferentes entre os receptores são normalmente necessárias para cobrir todas as frequências, ou comprimentos de onda, de interesse. Nesse caso, é construída uma curva de dispersão experimental representativa a partir das curvas de dispersão individuais a cada espaçamento do receptor. A

curva de dispersão final montada deste modo tem uma gama de frequências mais larga comparada com cada curva de dispersão individual, a qual é necessária para a etapa final de inversão da velocidade de onda de cisalhamento com o perfil de profundidade da estrutura (Rydén, 2004).

$$V_{ph} = \frac{\omega \Delta x}{\Delta \varphi} \quad (1)$$

em que V_{ph}: velocidade de fase da onda (m/s);
ω: frequência angular (rad/s);
Δx: espaçamento dos receptores (m);
$\Delta \varphi$: diferença de fase (rad).

O processo de inversão visa identificar as características dinâmicas da estrutura analisada, formulado como um problema de otimização, onde a função objetivo é definida como a diferença quadrática entre a curva de dispersão experimental medida e a curva de dispersão teórica calculada. O problema de otimização é geralmente resolvido com um método de otimização local baseado no Método do Gradiente ou de Newton, alterando iterativamente as espessuras de camadas e características elásticas de um perfil de solo em camadas (Degrande *et al.*, 2008).

De acordo com Ganji *et al.* (1998), um procedimento de inversão mais confiável aplica a teoria da propagação de ondas para encontrar um perfil para o qual a curva de dispersão teórica coincida com a curva experimental. Vários métodos foram desenvolvidos para a análise da propagação de ondas em meios de camadas, entre eles estão: o método de matriz de transferência (Thomson, 1950; Haskell, 1953; Harkrider, 1964; Schwab e Knopoff, 1972); o método da matriz de rigidez (Kausel e Roesset, 1981; Wolf, 1985); o método da matriz de rigidez linearizada (Lysmer e Waas, 1972; Waas, 1972; Kausel, 1974; Kausel e Peek, 1982); o método das diferenças finitas (Hossain e Drnevich, 1989); e o método de integração numérica direta (Aid e Richardson, 1980). Todos os métodos pressupõem que o perfil consiste em um conjunto de camadas homogêneas que se estendem até o infinito na direção horizontal e a última camada é geralmente considerada um semiespaço homogêneo.

Segundo Cao *et al.* (2011), este processo de inversão iterativa é uma questão importante que limita a eficiência do método SASW, pois geralmente requer tempo e experiência humana para definir os valores iniciais e ajustes do perfil de espessuras da estrutura. Tendo em vista isso, alguns pesquisadores estão buscando algoritmos de análise de inversão mais rápidos e/ou automatizados, de forma a aumentar a eficiência do método.

3. ENSAIOS EM CAMPO

O procedimento de ensaio em campo foi realizado em uma pista experimental denominada "Pista Experimental A" (PEA-UFS), implantada na Cidade Universitária "Professor José Aloísio de Campos" da Universidade Federal de Sergipe, Campus São Cristóvão. Tem extensão de 184,73 m e está situada na Via "H", lado Leste do Complexo Laboratorial, localizado no Setor "I" da Universidade. A Pista Experimental A é do tipo simples, com largura de 6,00 metros entre bordos, pavimentada com revestimento asfáltico. Trata-se de um pavimento novo, liberado em 2014 e submetido a um baixo volume de tráfego, uma vez que não é previsto o tráfego de ônibus e caminhões neste setor do Campus.

A estrutura da PEA-UFS é composta por uma camada de revestimento asfáltico, seguida de

uma camada de solo antirreflexão de trincas, sub-base de solo melhorado com cimento e um reforço do subleito, conforme é apresentado na seção tipo ilustrada na Figura 2.

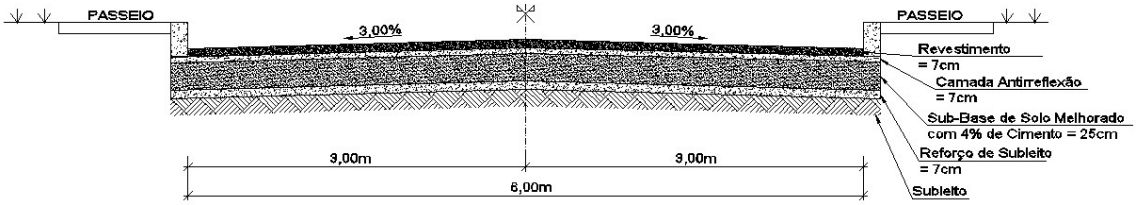


Figura 2: Seção Transversal e Estrutura do Pavimento da Pista Experimental A

O dispositivo utilizado nessa pesquisa foi a versão estrutural SASW-S com plataforma NDE-360, fornecido pela empresa *Olson Instruments*. O sistema consiste basicamente de três componentes: a plataforma de aquisição de dados NDE-360, a barra de receptores SASW e os martelos de impacto.

Antes do início dos ensaios em campo o sistema SASW foi preparado para a gravação dos dados, primeiramente sendo configurada a plataforma de aquisição com os parâmetros de campo. As distâncias adotadas entre os receptores foram de 0,6 e 0,8 metros, aproximadamente o dobro do perfil de pavimento a ser examinado, e a distância até a fonte de impacto adotada também foi a mesma adotada para os receptores, no caso 0,6 e 0,8 metros, como recomendado pelo fabricante e alguns autores como Heisey *et al.* (1982) e Sanchez-Salinero *et al.* (1987). Na sequência, a barra do sistema com os receptores foi colocada no sentido longitudinal da pista, a 2,0 metros de uma das bordas do pavimento, com os respectivos espaçamentos definidos, conforme apresentado na Figura 3(a). Com o sistema devidamente posicionado os testes no pavimento tiveram início, o primeiro para o espaçamento de 0,8 metros e o segundo para o espaçamento de 0,6 metros, sendo realizados quatro registros de impacto por ensaio. A cada impacto realizado, um registro das ondas de superfície no domínio do tempo para o canal 1 e os dados calculados da fase entre os dois canais eram apresentados na plataforma, conforme identificado na Figura 3(b). Assim que os dados eram coletados e apresentados na plataforma, uma vez aceitos, os mesmos foram salvos para o seu posterior processamento.



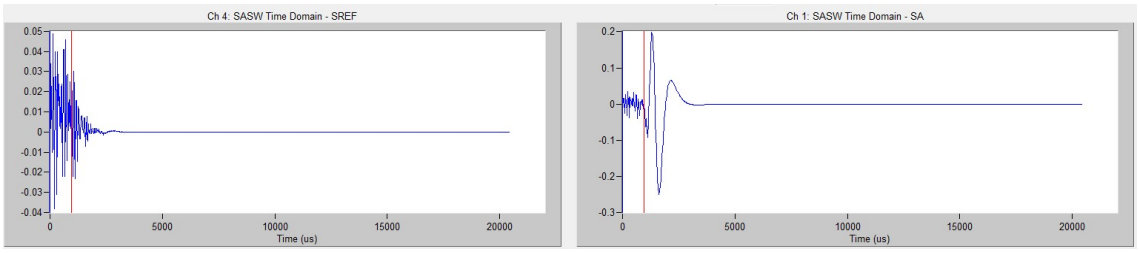
(a) (b)

Figura 3: Ensaio SASW a) Procedimento de campo; b) Apresentação dos dados obtidos

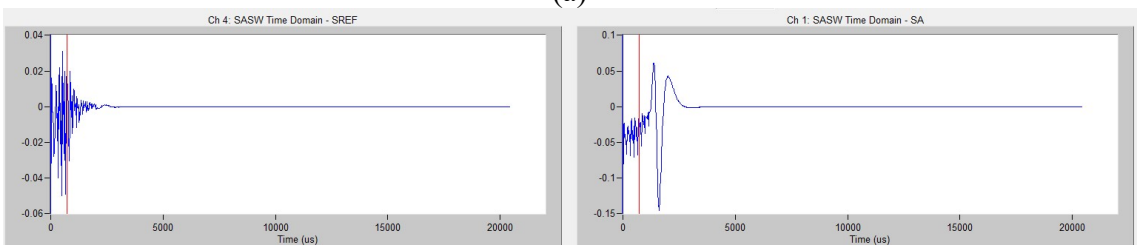
4. PROCESSAMENTO DOS DADOS

Após medição em campo, os dados brutos recolhidos (espectros de fase para cada conjunto de espaçamentos entre receptores) foram processados através dos softwares WinTFS, desenvolvido pela *Olson Instruments* (fabricante do sistema), e do software desenvolvido pelo Dr. Sung Ho Joh e pela Universidade do Texas, denominado WinSASW (JOH, 2002). Esse processamento consiste basicamente na filtragem do domínio de tempo medido em campo, seguido pelo mascaramento interativo e na produção de uma curva de dispersão experimental para os dados extraídos em campo.

A filtragem do domínio do tempo é necessária para eliminar a parte final da forma de onda, impedindo que ondas não superficiais sejam incluídas na análise. O WinTFS foi utilizado para filtragem do domínio do tempo, onde através de uma função exponencial o software executa um corte gradual no domínio do tempo, o que garante que as informações de espectro de fase obtidas não sejam alteradas, uma vez que a aplicação de um corte acentuado poderia modifica-la. Os filtros aplicados nos espectros de fase para os espaçamentos de 0,8 e 0,6 metros, respectivamente, são apresentados na Figura 4.



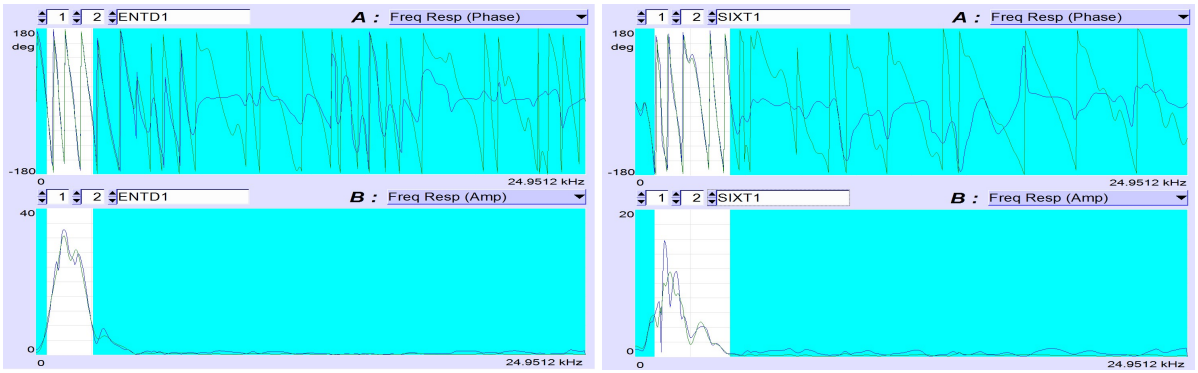
(a)



(b)

Figura 4: Filtro do domínio do tempo a) D=0,8m; b) D=0,6m)

Com a definição do filtro do domínio do tempo finalizada, os dados foram exportados para o WinSASW, onde o próximo passo no processamento dos dados foi realizado, o mascaramento interativo. O espectro de fase medido é definido, conforme já mencionado, como um valor entre o intervalo de -180 e 180 graus, quando essa diferença de fase não se enquadra nesse intervalo isso implica que a velocidade de propagação de onda medida não é real e por isso deve ser mascarada. Tipicamente, o primeiro ciclo (Ciclo 0) e a parte final devem ser mascarados, uma vez que estas porções de dados não representam a velocidade real de propagação das ondas de superfície. Na Figura 5 é apresentado o mascaramento realizado para ambos os espaçamentos, 0,8 e 0,6 metros respectivamente, sendo a região azul do gráfico a parte mascarada.



(a) (b)

Figura 5: Mascaramento a) D=0,8m; b) D=0,6m)

A região não mascarada é então utilizada para o cálculo das curvas de dispersão experimentais, consistindo no gráfico da velocidade da onda de superfície em função do comprimento de onda. A curva de dispersão experimental é desenvolvida a partir dos dados de fase obtidos em campo, conhecendo a fase (φ) a uma determinada frequência (f) e calculando o tempo de deslocamento (t) entre receptores dessa frequência pela Equação 2.

$$t = \frac{\varphi}{360} \times f \tag{2}$$

A velocidade da onda de superfície (V_r) é então obtida dividindo o espaçamento do receptor (D) pelo tempo de viagem a uma determinada frequência, como demonstrado na Equação 3:

$$V_r = \frac{D}{t} \tag{3}$$

O comprimento de onda (λ) está relacionado com a velocidade e frequência da onda superficial, como mostrado na Equação 4:

$$V_r = f \times \lambda \tag{4}$$

O WinSASW executa o procedimento demonstrado anteriormente para qualquer frequência dada, de forma que a velocidade da onda superficial correspondente a um dado comprimento de onda é avaliada e a curva de dispersão é determinada. São apresentadas na Figura 6 as curvas experimentais obtidas para os espaçamentos de 0,60 metros, representada pela cor vermelha, e de 0,80 metros, representada pela cor verde.

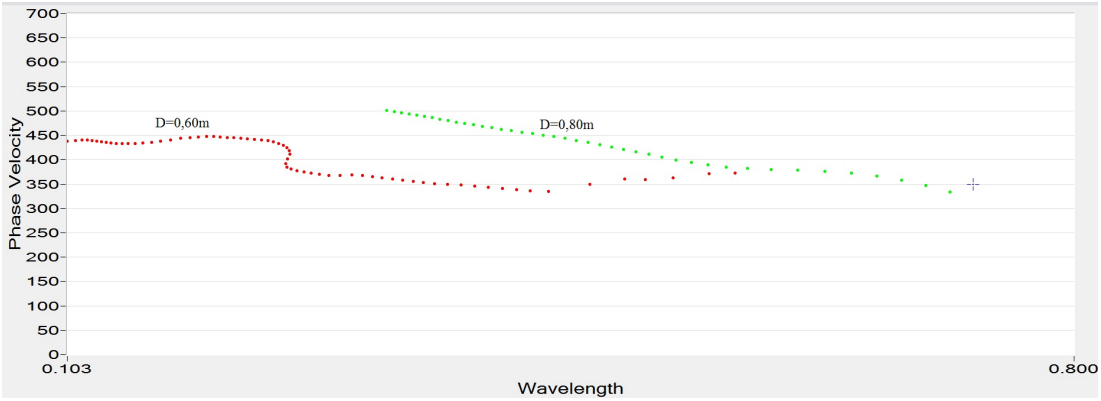


Figura 6: Curvas de dispersão experimentais

Quando uma série de medições é realizada utilizando espaçamentos de receptor diferentes, as

curvas de dispersão para todos os diferentes espaçamentos são combinadas em uma única curva de dispersão, visando à obtenção de uma curva de dispersão completa para o local de ensaio. A curva de dispersão experimental combinada é denominada curva de dispersão experimental representativa. A curva de dispersão representativa obtida no WinSASW para ambos os espaçamentos é a presentada na Figura 7.

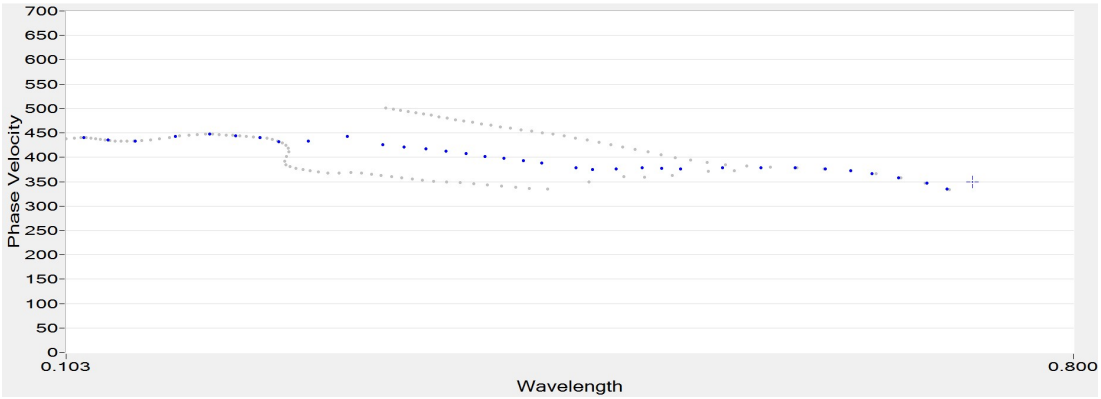


Figura 7: Curva de dispersão representativa

Após determinação da curva de dispersão experimental representativa, o procedimento de análise de inversão foi iniciado.

5. ANÁLISE DE INVERSÃO

A análise de inversão visa a determinação do perfil de velocidade de onda de cisalhamento para o sistema de múltiplas camadas a partir das velocidades aparentes da curva de dispersão. Na sequência foi construída uma curva de dispersão teórica através da suposição de um perfil de velocidade de onda de cisalhamento. O processo foi realizado a partir da estipulação de dados de entrada para as camadas do sistema, como espessura, densidade, coeficiente de Poisson, fator de amortecimento e a própria velocidade de cisalhamento, de maneira que após definição de todos os parâmetros de entrada, o WinSASW utilizando o algoritmo do método de matriz de rigidez dinâmica, calcula a curva de dispersão teórica. Estes parâmetros de entrada como, espessura, densidade e amortecimento são fornecidos como valores razoáveis, apenas para partida do processo. Nessa análise foram adotados como valores de partida os dados de projeto da PEA-UFS, sendo o reforço do subleito e o subleito considerados uma única camada infinita. A Figura 8 apresenta o modelo de partida utilizado.

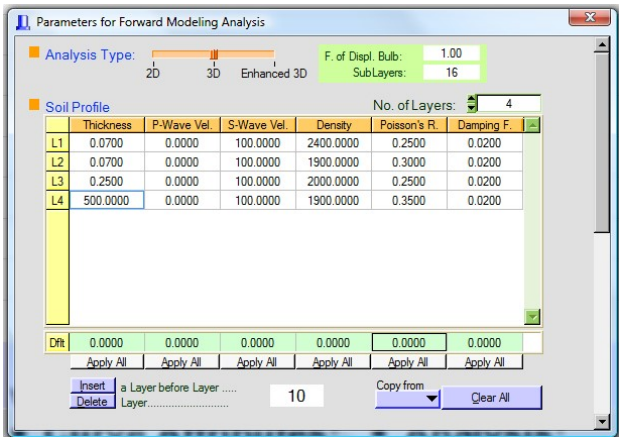


Figura 8: Dados de entrada para as camadas do sistema

Para a análise de inversão, o WinSASW tem três opções de parâmetros de modelo de partida para o cálculo da curva de dispersão teórica. Esses modelos de partida podem avaliar apenas o perfil de velocidade da onda de cisalhamento, apenas o perfil de espessura ou o perfil de velocidade da onda de cisalhamento e espessura juntos. No entanto, para um ponto de partida, a melhor estratégia é inverter a velocidade de onda de cisalhamento apenas. Em seguida, uma vez obtido um perfil de velocidade de onda de cisalhamento razoável, prossegue-se para a inversão do perfil de espessura.

Seguindo os parâmetros do método da máxima probabilidade, no WinSASW realiza-se a comparação entre as curvas experimental e teórica, e o perfil de velocidade de onda de cisalhamento teórico assumido é ajustado até que as duas curvas correspondam. Sendo um dos fatores mais importantes na análise de inversão o quão precisamente se pode obter a velocidade de onda de cisalhamento, a resolução dos parâmetros do modelo é um fator que auxilia na avaliação de cada análise realizada. A resolução destes parâmetros indica a qualidade do modelo inicial definido e é obtida em uma escala de 0 a 1, sendo 0 a pior e 1 a melhor qualidade, obtida a partir da inversão executada. Uma resolução (qualidade) baixa indica que o modelo inicial da estrutura deve ser melhor definido para as configurações mais próximas do pavimento em análise. Além da resolução do modelo, outra medida importante para indicar quão próximo à curva de dispersão teórica está dos dados de dispersão experimental medidos é o erro RMS (*Root Mean Square*), conhecido como raiz do erro quadrático médio ou raiz do desvio quadrático médio, que é uma medida frequentemente usada na diferença entre os valores previstos por um modelo e os valores observados em campo. Portanto, quanto menor o erro RMS, melhores são os parâmetros do modelo inicial, e a confiabilidade dos resultados obtidos. Dessa forma, são recomendados um erro RMS menor que 10% e uma resolução próxima de 1, como garantia de uma análise de inversão coerente.

Na primeira inversão realizada, apenas para a velocidade de onda de cisalhamento, a quinta iteração foi a que obteve um perfil com o menor erro RMS, no valor de 8,42, e uma resolução boa para todas as camadas. Com os valores de velocidade de cisalhamento melhor ajustados, a partir da quinta iteração foi executada a segunda inversão, onde foi avaliado apenas o perfil de espessura, agora sendo a iteração número 01 a que obteve o menor erro RMS dessa segunda análise, com um valor de 8,52, possuindo também uma boa resolução para todas as camadas do sistema, fornecendo dessa maneira uma estimativa do perfil de profundidade da PEA-UFS, dentro dos parâmetros de aceitação. As Figuras 9 e 10 apresentam as velocidades de cisalhamento em função do perfil de profundidade da estrutura das duas inversões realizadas, para velocidade de cisalhamento e espessura, respectivamente. É possível notar que as curvas de dispersão experimental representativa, de cor azul, e teórica, de cor vermelha, alcançaram uma boa correspondência para ambas as análises.

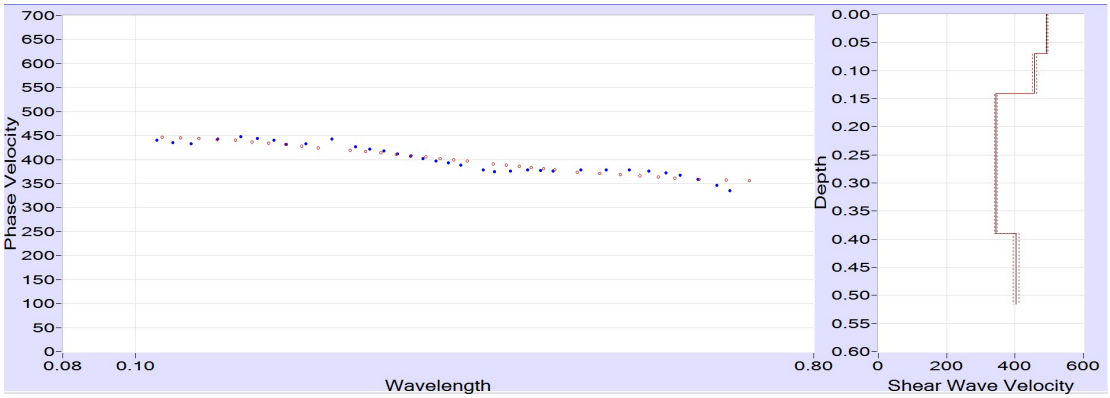


Figura 9: Perfil de velocidade de cisalhamento com a profundidade da primeira inversão

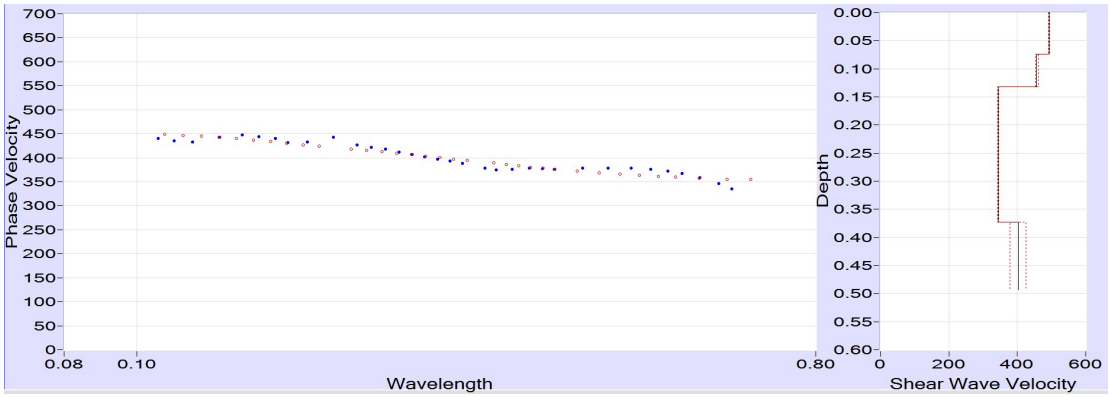


Figura 10: Perfil de velocidade de cisalhamento com a profundidade da segunda inversão

6. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Os resultados dos ensaios SASW são apresentados na sequência das análises de inversões realizadas. A Tabela 2 contém os resultados da inversão da velocidade de onda de cisalhamento, obtidas na quinta iteração da primeira análise, onde é possível verificar a obtenção das velocidades de onda de compressão e de cisalhamento, que passaram de valores arbitrados de entrada, 0 e 100 respectivamente, para valores retroanalisados coincidentes com as propriedades dos materiais de suas respectivas camadas (nesta as espessuras ainda não são retroanalisadas).

Tabela 1: Resultados de inversão da velocidade de onda de cisalhamento

Camada	Velocidade de Onda de Compressão - Vp (m/s)	Velocidade de Onda de Cisalhamento - Vs (m/s)	Espessura (cm)
Revestimento	854,101	493,115	7,00
Camada Antirreflexão	854,563	456,783	7,00
Sub-base	596,029	344,117	25,00
Reforço do Subleito / Subleito	837,985	402,555	-

Na Tabela 3 são apresentados os parâmetros de resolução e erro RMS para essa primeira análise de inversão, demonstrando uma boa coerência nos dados obtidos.

Tabela 2: Índices da primeira análise de inversão

Camada	Resolução dos Parâmetros do Modelo de Inversão	Menor Erro RMS (%)
Revestimento	0,997	Iteração Nº 5 8,42
Camada Antirreflexão	0,982	
Sub-base	0,989	
Reforço do Subleito / Subleito	0,926	

Na sequência, com os valores de velocidade de cisalhamento ajustados para as propriedades da estrutura avaliada, foram obtidas as estimativas das espessuras reais de cada camada a partir da segunda análise de inversão realizada, apenas para avaliação do perfil de espessura do sistema. Na Tabela 4 são apresentados os resultados obtidos e na Tabela 5 os índices de coerência desta inversão.

Tabela 3: Resultados de inversão das espessuras do sistema

Camada	Espessura (cm)
Revestimento	7,40
Camada Antirreflexão	5,80
Sub-base	24,10
Reforço do Subleito / Subleito	-

Tabela 4: Índices da segunda análise de inversão

Camada	Resolução dos Parâmetros do Modelo de Inversão	Menor Erro RMS (%)
Revestimento	0,998	Iteração Nº 1 8,52
Camada Antirreflexão	0,991	
Sub-base	0,996	
Reforço do Subleito / Subleito	0,670	

Os resultados de espessuras obtidos com o método SASW apresentaram desvios relativamente baixos, em relação às espessuras projetadas para a Pista Experimental A (PEA-UFS). Esses desvios são justificados por possíveis alterações ocasionadas pela configuração da estrutura, como diferenças resultantes da cota final de compactação em campo, o abaulamento da pista, e alterações como a consolidação das camadas ocasionadas pelo tráfego inicial de veículos. A Tabela 6 apresenta a análise dos resultados obtidos nessa pesquisa.

Tabela 5: Análise dos resultados

Camada	Espessura de Projeto (cm)	Espessura obtida com SASW (cm)	Desvio
Revestimento	7,00	7,40	5,7%
Camada Antirreflexão	7,00	5,80	17,1%
Sub-base	25,00	24,10	3,6%
Reforço do Subleito / Subleito	-	-	-

7. CONCLUSÕES

O objetivo desta pesquisa foi o de avaliar o método SASW, na obtenção das espessuras de camadas de um pavimento experimental. Mostrou-se como um método bastante promissor, uma vez que foi capaz de obter resultados coerentes e precisos para as espessuras de todas as camadas do pavimento analisado.

Além disso, o método também conseguiu comprovar sua praticidade e agilidade, tanto nas etapas de medição do espectro de fase em campo, como no seu processamento e análise de inversão.

A medição em campo se mostrou um procedimento extremamente simples e rápido, necessitando de cuidado apenas com a configuração precisa dos parâmetros de medição e na análise dos espectros de fase obtidos a cada registro de impacto.

A etapa de processamento também demonstrou simplicidade e praticidade, uma vez que, obedecidas as recomendações da literatura, a obtenção da curva de dispersão experimental não ocasionou nenhum tipo de incoerência ou problema.

Contudo, a última etapa do método, a análise de inversão, apesar de também ter se mostrado um processo prático, não possui a mesma simplicidade que as anteriores, exigindo um pouco mais de tempo e experiência do profissional na definição e ajustes do modelo de partida do processo de inversão, mas sem representar grande restrição ao processo.

Dessa forma, foi possível concluir que o método de ensaio não destrutivo de Análise Espectral de Ondas de Superfície, SASW, além de ser um procedimento preciso, não deixa a desejar quanto a sua praticidade e agilidade na obtenção de espessuras de camadas de pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2004) *Guide for Mechanistic-empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures*, NCHRP 1-37A. Washington, DC: Transportation Research Board.

Aid, K. e P. G. Richardson (1980) *Quantitative Seismology: Theory and Methods*. San Francisco.

Al-Hunaidi, M. O. (1992) *Difficulties with Phase Spectrum Unwrapping in Spectral Analysis of Surface Waves Nondestructive Testing of Pavements*. Canadian Geotechnical Journal, v. 29, n. 3.

Al-Hunaidi, M. O. (1998) *Evolution-based Genetic Algorithms for Analysis of Non-destructive Surface Wave Tests on Pavements.* NDT & E International, v. 31, n. 4.

Buchen, P. W. e R. Ben-Hador (1996) *Free-mode Surface-wave Computations*. Geophysical Journal International, v. 124, n. 3.

Cao, Y.; Y. Lu; Y. Zhang; J. G. McDaniel e M. L. A. Wang (2011) *A Fast Inversion Analysis Algorithm for The Spectral Analysis of Surface Wave (SASW) Method. SPIE Smart Structures and Materials+*

Nondestructive Evaluation and Health Monitoring. International Society for Optics and Photonics.

Degrande, G.; S. A. Badsar; G. Lombaert; M. Schevenels e A. Teughels (2008) *Application of the Coupled Local Minimizers Method to the Optimization Problem in the Spectral Analysis of Surface Waves Method*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 134.

Ganji, V.; N. Gucunski e S. Nazarian (1998) *Automated Inversion Procedure for Spectral Analysis of Surface Waves.* Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 124, n. 8.

Goh. T. L.; A. R. Samsudin e A. G. Rafek (2011) *Application of Spectral Analysis of Surface Waves (SASW) Method: Rock Mass Characterization*. Sains Malaysiana, v. 40, n. 5.

Gucunski, N. e R. D. Woods (1992) *Numerical Simulation of the SASW Test*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 11, n. 4.

Gucunski, N.; I. N. Abdallah e S. Nazarian (2000) *ANN backcalculation of Pavement Profiles from the SASW Test*. Pavement subgrade unbound materials, and nondestructive testing, Geotechnical Special Publication, ASCE, New York.

Harkrider, D. G. (1964) *Surface Waves in Multi-layered Elastic Media. I. Rayleigh and Love Waves from Buried Sources in a Multi-layered Elastic Half-space*. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 54, n. 2.

Haskell, N. A. (1953) *The Dispersion of Surface Waves on Multilayered Media*. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 43, n. 1.

Hazra, S. e J. Kumar (2014) *SASW Testing of Asphaltic Pavement by Dropping Steel Balls*. International Journal of Geotechnical Engineering, v. 8, n. 1.

Heisey, J. S.; K. H. Stokoe e A. H. Meyer (1982) *Moduli of Pavement Systems from Spectral Analysis of Surface Waves*. Transportation Research Record, n. 852.

Hossain, M. M. e V. P. Drnevich (1989) *Numerical and Optimization Techniques Applied to Surface Waves for Backcalculation of Layer Moduli*. *Nondestructive Testing of Pavements and Backcalculation of Moduli.* American Society for Testing and Materials, Philadelphia.

Joh, S. H.; T. H. Kang; M. R. Cho e J. H. Nam (2008) *Pavement-Integrity Scanner for Characterization of Modulus Contrast between Near Surface Material and Deeper Material of Concrete Layer in Pavement System.* Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 2070.

Joh, S. H. WinSASW 2.0. Software of Data Reduction and Analysis for the SASW Measurements, Chung-Ang University, 2002.

Jones, R. (1955) *A Vibration Method for Measuring the Thickness of Concrete Road Slabs in Situ*. Magazine of Concrete Research.

Jones R. (1962) *Surface Wave Technique for Measuring the Elastic Properties and Thickness of Roads: Theoretical Development.* British Journal of Applied Physics, v. 13, n. 1.

Jones, R. e E. N. Thrower (1965) *Effect of Interfacial Contact on the Propagation of Flexural Waves Along a Composite Plate*. Journal of Sound and Vibration, v. 2, n. 2.

Kausel, E. (1974) *Forced Vibration of Circular Foundation on Layered Media*. Massachusetts Institute of Technology, Cambridge.

Kausel, E. e J. M. Roesset (1981) *Stiffness Matrices for Layered Soils*. Bulletin of the Seismological Society of America, v. 71, n. 6.

Kausel, E. e R. Peek (1982) *Dynamic Loads in the Interior of a Layered Stratum: an Explicit Solution.* Bulletin of the Seismological Society of America, v. 72, n. 5.

Kim, D.; H. C. Park (2002) *Determination of Dispersive Phase Velocities for SASW Method Using Harmonic Wavelet Transform*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 22, n. 8.

Lin, C. H. e C. P. Lin (2011) *Metamorphosing the SASW Method by 2D Wavefield Transformation*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 138, n. 8.

Lysmer, J. e G. Waas (1972) *Shear Waves in Plane Infinite Structures*. Journal of Engineering Mechanics, ASCE, v. 98.

Pickett, G. (1945) *Dynamic Testing of Pavements.* Journal of the American Concrete Institute, v. 16, n. 5.

Rosyidi, S. A. (2004) *Evaluation of the Dynamic Stiffness of Pavement Layer Using SASW Method*. Master of Science Thesis. Universiti Kebangsaan Malaysia.

Rosyidi, S. A.; P. Colin; K. A. M. Nayan; M. R. Taha; Z. Chik, Z e A. Ismail (2012) *Briefing: Study of the Relationship between Stiffness Parameters for Base Materials*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Transport. v. 165, n. 3.

Rydén, N. (2004) *Surface Wave Testing of Pavements.* Department of Engineering Gelogy, Lund Institute of Technology, Lund University, Lund.

Sanchez-Salinero, I.; J. M. Roesset; K. Y. Shao; K. H. Stokoe e G. J. Rix (1987) *Analytical Evaluation of Variables Affecting Surface Wave Testing of Pavements*. Transportation Research Record, n. 1136.

Santamarina, J.C. e D. Fratta (1998) *Introduction to Discrete Signals and Inverse Problems in Civil Engineering*. Georgia Institute of Technology.

Schwab, F. A. e L. Knopoff (1972) *Fast Surface Wave and Free Mode Computations*. Methods in Computational Physics, v. 11.

Seo, J. W.; S. I. Kim; J. S. Choi e D. W. Park (2009) *Evaluation of Layer Properties of Flexible Pavement Using a Pseudo-static Analysis Procedure of Falling Weight Deflectometer*. Construction and Building Materials, v. 23, n. 10.

Sezawa, K. (1938) *Anomalous Dispersion of Elastic Surface Waves*.

Thomson, W. T. (1950) *Transmission of Elastic Waves Through a Stratified Solid Medium*. Journal of Applied Physics, v. 21, n. 2.

Vidale, R. F. (1964) *The Dispersion of Stress Waves in Layered Media Overlaying a Half Space of Lesser Acoustic Rigidity*. Ph.D. Thesis, University of Wisconsin.

Waas, G. (1972) *Earth Vibration Effects and Abatement for Military Facilities. Report 3. Analysis Method for Footing Vibrations through Layered Media*. California University Berkeley College of Engineering.

Wolf, J. P. (1985) *Dynamic Soil-structure Interaction*. Prentice-Hall, Inc.

Zywicki, D. J. (1999) *Advanced Signal Processing Methods Applied to Engineering Analysis of Seismic Surface Waves*. PhD Thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta.

Lucas Silva Santana (lucascteng@outlook.com)
Fernando Silva Albuquerque (albuquerque.f.s@uol.com.br)
Departamento de Engenharia Civil, Laboratório de Pavimentação, Universidade de Federal de Sergipe
Av. Marechal Rondon, s / n - Jd. Rosa Elze, São Cristóvão, SE, Brasil

SOLUÇÕES PARA A REDUÇÃO DE ACIDENTES POR DERRAPAGEM EM PISTA MOLHADA ATRAVÉS DA TEXTURA SUPERFICIAL DOS PAVIMENTOS

Fernanda Santana Carvalho
Cláudia A. Soares Machado
Liedi Légi Bariani Bernucci
Universidade de São Paulo
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

RESUMO
Este trabalho visa abordar os problemas de acidentes relacionados à aderência pneu pavimento, principalmente em pista molhada. Serão estudadas as características de superfície dos pavimentos, nas chamadas micro e macrotextura que influenciam a aderência e drenagem da pista. Dados de acidentes de pontos críticos da rodovia em estudo serão analisados, bem como suas características de superfície, comparando-as com outros trechos de menor criticidade em termos de acidentes. Intervenções serão realizadas nos pavimentos e serão analisados seus efeitos na redução efetiva de acidentes em pavimentos molhados. Espera-se indicar a potencialidade de redução de acidentes por interferência na textura superficial dos pavimentos.

Fernanda Santana Carvalho (fernanda.santanacarvalho@usp.br)
Cláudia A. Soares Machado (csmachado6@gmail.com)
Liedi Légi Bariani Bernucci (liedi@usp.br)
Departamento de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo
Av. Prof. Almeida Prado, Travessa 2, no. 83 Edifício Engenharia Civil - São Paulo, SP, Brasil

AVALIAÇÃO DA ADERÊNCIA PNEU-PAVIMENTO PARA DIFERENTES TIPOS DE PAVIMENTOS UTILIZANDO O INTERNATIONAL FRICTION INDEX (IFI)

Sued Lacerda Costa
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco
Departamento de Engenharia de Transportes
Universidade Federal do Ceará
Elisabete Fraga de Freitas
Departamento de Engenharia Civil
Universidade do Minho (Portugal)

RESUMO
A condição superficial do pavimento é um fator importante para a avaliação da segurança viária por caracterizar diretamente os níveis de atrito, que condicionam as frenagens veiculares. No intuito de padronizar os diversos indicadores de aderência, desenvolveu-se o *International Friction Index* (IFI). O principal objetivo deste método é quantificar o atrito superficial, reportando-o como um índice em escala que possa ser utilizado internacionalmente. Neste contexto, o presente estudo tem como objetivo avaliar a aderência pneu-pavimento para diferentes tipos de pavimentos utilizados no Brasil. Para isso, consolidou-se um extenso banco de dados, obtidos a partir da revisão da literatura, de microtextura e de macrotextura, englobando aproximadamente dez técnicas diferentes de pavimentação. Desta análise, obtiveram-se curvas que correlacionam coeficiente de atrito e a velocidade, observando-se a preponderância da macrotextura do material no desempenho da aderência pneu-pavimento.

Palavras-chave: condição superficial, aderência pneu-pavimento, *International Friction Index* (IFI)

ABSTRACT
Pavement's surface condition is a key parameter to evaluate traffic safety because it directly characterizes friction levels, related to the quality of vehicular braking. Defined by both micro- and macrotexture, different techniques applied to determine skid resistance are documented in the literature. In order to standardized skid resistance, International Friction Index (IFI) was developed. Its main goal is to quantify frictional coefficient, reporting it as a single-scale indicator, which can be assessed worldwide. In this context, this paper's mean objective is to assess skid resistance for different paving techniques. For that, an extent database of micro- and macrotexture was collected from the literature, counting on more than 10 different paving techniques. From this analysis, curves of frictional coefficient versus speed were plotted, observing macrotexture's preponderance on skid resistance performance.

Key-words: surface condition, skid resistance, International Friction Index (IFI)

1. INTRODUÇÃO

O atrito superficial é um dos principais componentes que condicionam o deslocamento veicular sobre os pavimentos, podendo ser considerado como um fator primário que determina a velocidade, além de auxiliar no processo de condução dos veículos. Além disso, elevados índices de aderência pneu-pavimento favorecem diretamente a segurança viária, condicionando a execução de manobras evasivas e de frenagens emergenciais. Desta forma, a qualidade da condição superficial deve ser sempre considerada em prol da mitigação dos riscos associados ao tráfego.

Os principais parâmetros para a caracterização da condição superficial de pavimentos abordados na literatura são macro e microtextura. A combinação de ambos os fatores, que são independentes entre si, condicionam a aderência pneu-pavimento (Wambold *et al.*, 1995). Macrotextura é explicada como as variações superficiais da mistura asfáltica. Já microtextura é caracterizada pela

rugosidade apresentada na superfície dos agregados que compõem a mistura asfáltica (Wambold *et al.*, 1995; Kokkalis e Panagouli, 1998; Noyce *et al.*, 2005).

Diversos ensaios e equipamentos são consolidados na literatura para quantificar micro e macrotextura, como técnicas volumétricas, diretas e indiretas e, mais recentemente, através do uso do Processamento Digital de Imagens (PDI) (Araujo, 2014). Diante da existência de diversos parâmetros que, em várias escalas, quantificam as grandezas, Wambold *et al.* (1995) propuseram o uso do *International Friction Index* (IFI), cujo objetivo é reportar os resultados de macro e de microtexturas obtidos a partir de diferentes ensaios em um único indicador, padronizado e em escala. Através do IFI, determina-se o coeficiente de atrito à velocidade padronizada de 60*km/h* (F_{60}), podendo este ser extrapolado para outras faixas de velocidade (Aps, 2006).

Neste contexto, este estudo tem como objetivo aplicar o método do IFI para a determinação de curvas de coeficiente de atrito para diferentes técnicas de pavimentação. A partir da compilação de dados de macro e de microtexturas obtidos de diferentes estudos publicados na literatura, buscou-se identificar quais técnicas de pavimentação têm maior potencial para contribuir para a segurança viária. Além disso, por se tratarem de parâmetros independentes, buscou-se também avaliar a magnitude dos efeitos de cada um desses parâmetros na manutenção dos níveis de atrito.

2. CONDIÇÃO SUPERFICIAL E ADERÊNCIA PNEU-PAVIMENTO

A condição superficial do pavimento é o principal determinante da aderência existente na interface entre o pneu e o pavimento. Conforme o veículo percorre a via, forças de fricção, condicionadas pelo atrito, permitem que seja ofertado dirigibilidade ao automóvel, bem como capacidade de frear e de acelerar. Segundo Wambold *et al.* (1995), a aderência pneu-pavimento, principal propriedade relacionada à fricção, é condicionada pelo efeito de dois fatores distintos e independentes, macro e microtexturas, que variam a depender da origem mineralógica, das características físicas dos agregados, da dosagem da mistura asfáltica, do tipo de técnica de compactação utilizada em campo, dentre outros fatores. O primeiro fator (microtextura), relacionado à rugosidade dos agregados utilizados na pavimentação, condiciona o atrito superficial. Já o segundo (macrotextura), relacionado à textura superficial, é definido como as asperezas superficiais do pavimento causadas pelas protuberâncias dos agregados graúdos, condicionam o atrito na presença de água.

Microtextura está diretamente ligada à capacidade dos agregados em resistir aos efeitos do polimento superficial. Esta característica pode ser definida como a aspereza (ou rugosidade) superficial dos agregados, esta característica é fundamental para o desenvolvimento do atrito em baixas velocidades de rolamento. A manutenção deste parâmetro, que pode ser classificado de rugoso a polido, contribui para o aumento das forças de fricção, devido à interação da rugosidade dos agregados com os pneus, gerando as forças de adesão que compõem o atrito. Em pavimentos molhados, a microtextura tem a função de romper a película d'água existente na interface pneu-pavimento (Henry, 2000).

Macrotextura é o parâmetro principal na definição do atrito do pavimento. Esta componente é diretamente afetada pela composição granulométrica da mistura asfáltica, variando de aberta a fechada. Por exemplo, em misturas asfálticas cuja distribuição granulométrica é aberta, a grande

concentração de agregados graúdos resulta em maior variação superficial da textura do compósito. Além disso, Do *et al.* (2009) apontaram que a macrotextura afeta a magnitude da redução do coeficiente de atrito com o aumento da velocidade de rolamento, bem como a capacidade drenante da superfície do pavimento.

A importância da macro e da microtexturas para a segurança viária está relacionada com a capacidade de executar manobras evasivas, uma vez que melhores condições de atrito fornecem maior dirigibilidade e controle ao condutor. Para baixas velocidades (< 20 *km/h*), a magnitude da aderência pneu-pavimento é condicionada pela qualidade da microtextura, devido à maior interação da superfície do pneu com a rugosidade dos agregados. Conforme a velocidade de deslocamento aumenta, as forças de fricção tendem a diminuir por causa da perda de contato superficial, sendo agravadas em pavimentos com baixa profundidade média da macrotextura (Noyce *et al.*, 2005). A Figura 1 esquematiza as diferenças dos níveis de macrotextura, variação topográfica superficial da mistura asfáltica, e de microtextura, rugosidade ou aspereza intrínseca aos agregados, que é visualmente imperceptível (Noyce *et al.*, 2005).



Figura 1: Níveis de micro e de macrotexturas (Elaborado pelo Autor, 2016)

Do *et al.* (2009) apontaram diversos fatores que comprometem a aderência, dentre eles está o efeito da exposição ao tráfego. Segundo os autores, os esforços horizontais sofridos pelos pavimentos, resultante do rolamento dos pneumáticos na superfície, a *priori*, removem a película de ligante asfáltico e, a *posteriori*, iniciam o polimento das faces expostas dos agregados. Araujo (2014) verificou que o desgaste na superfície dos pavimentos gera inicialmente a redução da rugosidade superficial e, posteriormente, contribui para a degradação da macrotextura.

Outro fator redutor da aderência pneu-pavimento abordado na literatura é a presença de contaminantes, como areia, poeira ou óleo, e a presença de películas d'água na superfície da via. Kokkalis e Panagouli (1998) constataram que a redução do atrito superficial, mesmo em pavimentos com condições adequadas de macro e de microtextura, varia de 15 a 20%, podendo reduzir em até 50% na presença de lâminas d'água no pavimento. Do *et al.* (2014) conduziram estudos em laboratório para avaliar os efeitos da contaminação por agregados muito finos (poeira) no atrito superficial, a fim de captar a variação nos três períodos: estiagem, chuva e estiagem. Na análise, para o pavimento seco, os autores verificaram uma redução do coeficiente de atrito na ordem de 0,15 na condição superficial limpa e contaminada. No início do período de pavimento seco, a redução do atrito atingiu até 0,30; porém, observou-se uma recuperação de 0,05 do coeficiente de atrito, sendo atribuída à remoção do contaminante pela água.

3. *INTERNATIONAL FRICTION INDEX* (IFI)

Dada a importância da macro e da microtexturas para a aderência pneu-pavimento, Wambold *et al.* (1995) propuseram o uso do IFI (ASTM E1960-07, 2011), através de um experimento

internacional de comparação e de harmonização de métodos e de medidas de textura e de atrito. Basicamente, o IFI pretende reportar em um único valor, padronizado e em escala, as magnitudes de macro e de microtexturas.

Diante da existência de diversos ensaios consolidados na literatura para quantificar ambos os parâmetros de textura, Aps (2006) compilou resultados de sete e de onze ensaios comumente utilizados para medir macro e microtextura, respectivamente. Um método que possibilite a comparação, na mesma magnitude e escala, de diferentes condições superficiais é útil, uma vez que estes resultados, obtidos em campo, são corrigidos por constantes de regressão a depender do tipo de ensaio empregado.

Para se determinar o valor do IFI, necessita-se, inicialmente, realizar medidas de atrito (*FR*) e de textura (T_X) no pavimento. Assim, como primeiro passo, busca-se estimar a constante de referência da velocidade (S_P), a qual representa a influência da velocidade, expressa em *km/h* (Equação 1). Este valor resulta da correção por constantes de regressão, *a* e *b*, do valor de macrotextura obtido, a depender do ensaio empregado. Wambold *et al.* (1995), Aps (2006) e ASTM E1960-07 (2011) apresentam, por tipo de ensaio, os valores de *a* e *b*. Em seguida, tem-se o ajuste do valor do atrito (FR_S), medido para uma velocidade específica *S* (*km/h*), para a velocidade comum de 60 *km/h*. Neste ajuste, utiliza-se o valor de S_P (Equação 2), reportando-se o valor do atrito do próprio equipamento convertido para a velocidade de 60 *km/h* (FR_{60}).

Aps (2006) afirma que, com a intenção de obter um índice válido para os diversos equipamentos e ensaios empregados, foi necessário fixar um valor real de atrito. Segundo a citada autora, utilizou-se uma curva de referência com esta finalidade, combinando os resultados de atrito superficial em diferentes faixas de velocidade, obtidos através dos diversos equipamentos utilizados por Wambold *et al.* (1995). Assim, como última etapa da harmonização, o coeficiente de atrito à velocidade de 60 *km/h* (F_{60}) na curva de referência é estimado através de regressão linear, a partir de FR_{60} e T_X, cujas constantes de calibração, *A*, *B* e *C*, são próprias dos equipamentos e testes utilizados (Equação 3). O IFI permite, ainda, a determinação do coeficiente de atrito padronizado para diferentes velocidades (F_S). A Equação 4 apresenta o cálculo para a determinação do F_S a partir do ajuste do coeficiente de atrito F_{60}.

$$S_P = a + b \cdot T_X \tag{1}$$

$$FR_{60} = FR_S \cdot e^{[(S-60)/S_P]} \tag{2}$$

$$F_{60} = A + B \cdot FR_{60} + C \cdot T_X \tag{3}$$

$$F_S = F_{60} \cdot e^{[(60-S)/S_P]} \tag{4}$$

Fuentes *et al.* (2012) conduziram um estudo com o objetivo de identificar as limitações do modelo do IFI, focando na sensibilidade do parâmetro da constante de referência da velocidade (SP) com a macrotextura. Foram conduzidos ensaios da condição superficial de pavimentos em condição extremas – macrotextura variando de 0,16 a 2,50 *mm*. Os autores identificaram que o parâmetro SP não se correlacionava com pavimentos cuja macrotextura era superior a 1,50 *mm*, sugerindo este valor como limite superior para a aplicação do método do IFI.

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O fluxograma apresentado na Figura 2 sintetiza o método utilizado pelos autores para o desenvolvimento do presente trabalho. Ao todo, três etapas foram desenvolvidas para atingir o objetivo principal desta pesquisa: *i*) elaboração do banco de dados, com a classificação de ambos os parâmetros superficiais e aplicação de análise estatística descritiva das amostras; *ii*) aplicação do IFI e classificação do indicador, além de eliminar valores inconsistentes; e *iii*) determinação das curvas de atrito *versus* velocidade, interpretando os resultados obtidos.

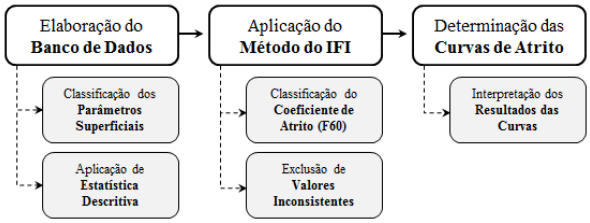


Figura 2: Fluxograma do método adotado

Como primeira etapa da pesquisa, buscou-se na literatura técnica variados estudos que avaliaram a condição superficial, os quais reportaram dados de macro e de microtexturas, bem como as técnicas aplicadas. Desta forma, consolidou-se um extenso banco de dados, contendo referências bibliográficas, técnica de pavimentação utilizada e os ensaios executados para quantificar a macro e a microtexturas, bem como os resultados encontrados. No mesmo banco de dados, os resultados foram classificados pelas faixas propostas pelo DNIT (2006) e por Aps (2006) (Tabela 1), para micro e para macrotexturas, respectivamente.

Tabela 1: Faixas de classificação de microtextura (DNIT, 2006) e de macrotextura (Aps, 2006)

Microtextura [BPN] (DNIT, 2006)			**Macrotextura [*mm*] (Aps, 2006)**		
Classificação	**Faixa**		**Classificação**	**Faixa**	
Perigosa	< 25		Muito Fechada	≤ 0,20	
Muito Lisa	≥ 25	< 31	Fechada	> 0,20	≤ 0,40
Lisa	≥ 31	< 40	Medianamente Fechada	> 0,40	≤ 0,60
Insuficientemente Rugosa	≥ 40	< 46	Média	> 0,60	≤ 0,80
Medianamente Rugosa	≥ 46	< 54	Medianamente Grossa	> 0,80	≤ 1,00
Rugosa	≥ 54	< 75	Grossa	> 1,00	≤ 1,20
Muito Rugosa	≥ 75		Muito Grossa	> 1,20	

O uso da estatística descritiva da amostra dos parâmetros de condição superficial buscou verificar o comportamento médio (média amostral) e de dispersão (desvio padrão e coeficiente de variação) das amostras, além de identificar se os resultados estariam vinculados ao propósito dos diversos tipos de materiais avaliados – por exemplo, esperou-se constatar que misturas asfálticas abertas, como a Camada Porosa de Atrito (CPA), apresentassem elevados índices de macrotextura.

A *posteriori*, a partir das técnicas empregadas na determinação dos parâmetros de condição superficial e dos seus respectivos resultados, aplicou-se o método IFI (Wambold *et al.*, 1995) para a determinação do coeficiente de atrito à velocidade de 60 *km/h* (F_{60}) e da constante de

referência da velocidade (S_P). Os resultados de F_{60} foram classificados pelas faixas propostas por Aps (2006) (Tabela 2). Seguindo os resultados publicados por Fuentes *et al.* (2012), observações cujo resultado de macrotextura fosse superior a 1,50 *mm* foram descartadas do banco de dados.

Tabela 2: Classificação qualitativa do índice F_{60} (Aps, 2006)

Classificação	Ótimo	Muito Bom	Bom	Regular	Ruim	Muito Ruim	Péssimo
Faixa	> 0,35	≤ 0,35 > 0,21	≤ 0,21 > 0,14	≤ 0,14 > 0,11	≤ 0,11 > 0,08	≤ 0,08 > 0,05	≤ 0,05

No intuito de obter curvas de atrito superficial *versus* velocidade, aplicou-se outra etapa do método IFI (Equação 4), no qual é possível determinar o coeficiente de atrito para o mesmo par de informações de macro e de microtexturas em várias faixas de velocidade. Desta forma, foram utilizados incrementos de 5 *km/h*, partindo da velocidade inicial de 5 *km/h* até 60 *km/h*.

Pelo conceito físico do coeficiente de atrito, sabe-se que μ se trata de uma relação entre a força resistente ao movimento (força de atrito) e a força normal, assim μ varia entre nulo, para uma superfície perfeitamente lisa (teórica), e 1,0, para uma superfície bastante áspera e rugosa. Desta forma, valores de atrito superiores a 1,0 para a velocidade de 5 *km/h* foram excluídos da amostra por terem sido considerados inconsistentes.

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo, os resultados obtidos nas três etapas metodológicas propostas foram apresentados e discutidos. A estruturação da seção foi dividida em: *i*) Análise da Base de Dados; *ii*) Análise da Aplicação do Método do IFI; e *iii*) Análise das Curvas de Atrito.

5.1. Análise da Base de Dados

Na base de dados, observaram-se 11 técnicas de pavimentação: Concreto Asfáltico convencional usinado a quente (CA); CA com adição de Borracha (CA-B); CA com MicroFresagem (CA-MF); Camada Porosa de Atrito (CPA); Concreto de Cimento Portland (CCP); CA com *Grooving* (G); CA com *Grooving* Emborrachado (G-E); MicroRevestimento asfáltico (MR); *Stone Matrix Asphalt* (SMA); Tratamento Superficial Duplo (TSD); e Tratamento Superficial Simples (TSS). Para todos os 537 pares compilados, os índices de macro e de microtexturas foram obtidos através dos ensaios de mancha de areia (HS) e de pêndulo britânico (BPN). A Tabela 3 sumariza os resultados obtidos da estatística descritiva dos dados. As Figuras 3 e 4 apresentam a plotagem dos valores médios de micro e de macrotextura para cada técnica de pavimentação, considerando dois desvios-padrão. Nos gráficos, foram incluídas as faixas de classificação qualitativa propostas pelo DNIT (2006) e por Aps (2006).

Tabela 3: Estatística descritiva dos dados para cada tipo de técnica de pavimentação

Técnica Pavimentação		CA	CA-B	CA-MF	CPA	CCP	G	G-E	MR	SMA	TSD	TSS
Tamanho Amostral		231	6	6	6	11	80	65	25	45	56	6
Microtextura (BPN)	$\bar{x}$	60,2	37,3	56,5	55,8	57,3	99,6	61,8	52,9	47,7	58,2	59,0
	S_d	12,9	6,6	9,6	8,2	7,1	13,2	11,6	5,1	9,9	10,4	1,1
	CV(%)	21	18	17	15	12	13	19	10	21	18	2
Macrotextura (HS)	$\bar{x}$	0,42	0,40	0,89	1,40	0,33	1,34	0,78	0,67	0,81	1,33	0,81
	S_d	0,16	0,05	0,18	0,32	0,11	0,14	0,14	0,20	0,20	0,42	0,16
	CV(%)	39	13	20	23	32	10	18	29	25	32	20

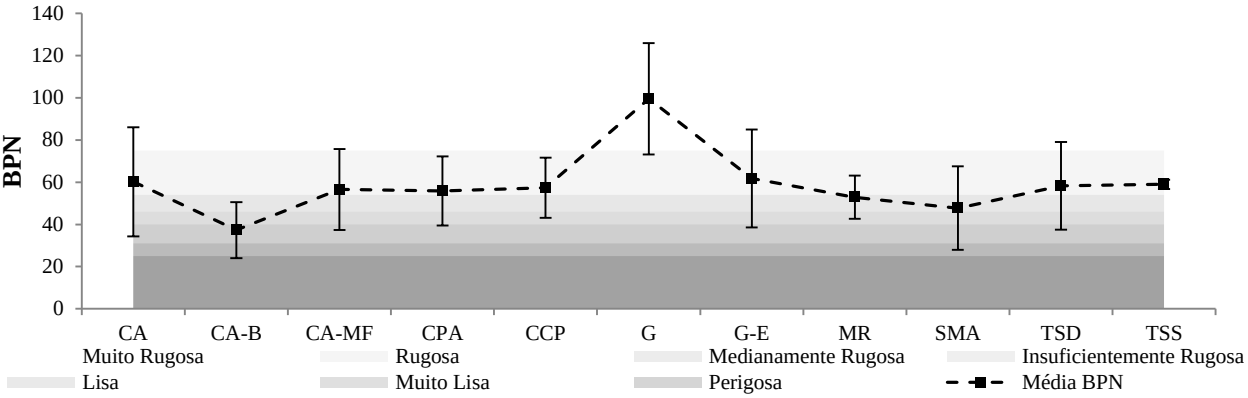


Figura 3: Curva dos valores médios de BPN

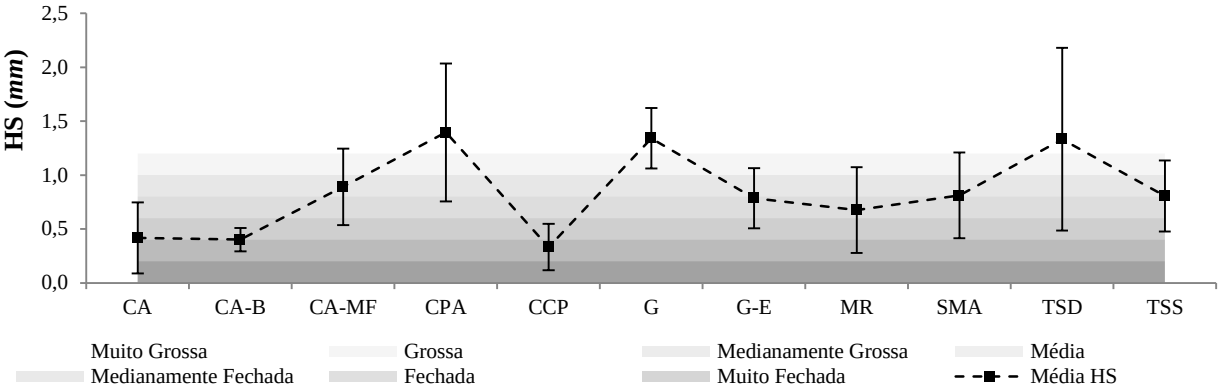


Figura 4: Curva dos valores médios de HS

Avaliando as médias de macrotextura (Tabela 3 e Figura 4), observou-se uma média baixa para as misturas asfálticas do tipo CA, CA-B e CCP. A principal característica dessas misturas asfálticas é a curva granulométrica contínua e a baixa concentração de agregados graúdos, gerando uma mistura asfáltica de macrotextura mais fechada – estando a macrotextura destas técnicas classificadas como fechada e medianamente fechada. Dentre estas, o CCP apresentou a macrotextura média mais baixa (0,33 *mm*); resultado já esperado, uma vez que esta técnica conta com a execução de ranhuras transversais ao eixo da via no intuito de atribuir maior aderência superficial.

Entre as faixas média e medianamente grossa, observaram-se 5 técnicas de pavimentação asfálticas: CA-MF, G-E, MR, SMA e TSS. Frequentemente utilizada em rodovias para correção de irregularidades e para a melhoria da aderência, a técnica de MicroFresagem (CA-MF) se propõe a executar ranhuras ao longo do eixo da via. Falcão *et al*. (2005) observaram ganhos de 34% e de 85% na macro e na microtextura, respectivamente, em pavimentos após a implementação da técnica. Contando com uma granulometria contínua, a técnica de MicroRevestimento asfáltico (MR), por se tratar de uma reabilitação superficial, pode ser considerada uma mistura asfáltica mais densa, o que pode acarretar em baixos índices de

macrotextura. Como consequência de sua curva granulométrica mais densa, a necessidade de um elevado teor de ligante pode, também, comprometer a microtextura superficial da estrutura.

A elevada concentração de agregados graúdos na mistura asfáltica que compõe o revestimento do tipo SMA (do inglês, *stone matrix asphalt*), apresenta em sua granulometria cerca de 50% de agregados retidos na peneira de 8,00 *mm* (Bernucci *et al.*, 2006), o que contribui para satisfatórios níveis de macrotextura. Contudo, a curva granulométrica contínua acaba necessitando de elevados teores de ligante (por volta de 6%), tendo efeito semelhante ao MR, podendo mascarar a microtextura no pavimento novo, o que pode ser constatado na Figura 5 – o SMA apresenta a penúltima menor média de microtextura (47,7). A execução do TSS pode ser explicada em duas etapas: *i*) aplicação da camada de ligante asfáltico, e *ii*) aplicação da camada de agregado mineral. Esta técnica oferece maior exposição dos agregados graúdos, contribuindo para maximizar os índices de macrotextura. Entretanto, os efeitos do tráfego na condição de aderência destes pavimentos são majorados ao longo do tempo, uma vez que, devido à ausência de películas de ligante asfáltico envolvendo as faces dos agregados, estes minerais acabam estando mais expostos ao polimento dos pneumáticos que ocorre na superfície.

Nas faixas de macrotextura grossa e muito grossa, observaram-se as técnicas CPA, TSD e G. Com um dos principais objetivos relacionado ao aumento da aderência pneu-pavimento em condições chuvosas, a CPA é, em sua essência, dotada de granulometria uniforme, prevalecendo a presença de agregados graúdos. Isto porque sua dosagem é feita de forma a conferir maior proporção de vazios, na ordem de 18 a 25%, caracterizando esta mistura como um revestimento asfáltico drenante. Estes fatores são protagonistas na composição de uma mistura asfáltica muito aberta; não obstante, o valor médio de macrotextura do CPA foi o maior dentre as técnicas de pavimentação avaliadas nesse estudo (1,40 *mm*). É válido ressaltar, porém, que o baixo teor de ligante (entre 3,5 a 4,5%) pode acarretar no rápido desgaste superficial, removendo a película de ligante asfáltico que envolve os agregados e, assim, comprometendo a microtextura superficial a partir do polimento dos agregados. A técnica de execução do TSD resulta de duas aplicações sucessivas de ligante asfáltico e, a *posteriori*, de agregado mineral. Desta forma, este material também se constitui de uma mistura asfáltica aberta, cujas faces dos agregados graúdos se encontram mais susceptíveis aos efeitos do polimento realizado pelo tráfego.

O revestimento com execução de *grooving* (G) transversal é largamente aplicado às pistas de pouso e de decolagem de aeroportos, as quais devem cumprir rigorosas exigências da ANAC (2012), que estipula níveis mínimos de atrito, além de exigir monitoramento constante da condição de aderência pneu-pavimento, a depender do número de operações diárias das pistas. Diante deste rigoroso controle, o qual é exclusivo para as vias aeroportuárias no Brasil, tanto a macro quanto a microtexturas do revestimento contendo o G estão no topo quando comparadas com os resultados oriundos das demais técnicas. A explicação de tamanho rigor é justificada através dos resultados dos pavimentos do tipo com *grooving* emborrachado (G-E). Como efeito direto do uso e da elevada solicitação que as pistas aeroportuárias são submetidas, com o tempo, as ranhuras são preenchidas com a borracha dos pneus das aeronaves, através do fenômeno físico denominado de desgaste. Assim, o depósito da borracha dos pneus nas reentrâncias superficiais compromete ambos os parâmetros superficiais, reduzindo em 38% e 42% as médias de micro e de macrotexturas, respectivamente.

5.2. Análise da Aplicação do Método do IFI

Após a análise dos índices de micro e de macrotexturas, foram descartadas 22 observações com HS ≥ 1,50 *mm*. Em seguida, aplicou-se o método do IFI nos incrementos de 5 a 5 *km/h* até a velocidade de 60 *km/h*. Foram eliminadas, 96 observações em que o resultado do IFI foi superior a 1,0 para a velocidade de 5 *km/h* (F_5). Constatou-se relevante influência da macrotextura na determinação do IFI, uma vez que 99% das observações descartadas foram classificadas de Muito a Medianamente Fina; além disso, 98% dos níveis de microtextura desses dados foram classificados de Medianamente a Muito Rugosa, demonstrando a baixa relevância deste parâmetro para velocidades baixas. A Tabela 4 apresenta os resultados da estatística descritiva dos resultados de F60 por técnica de pavimentação. Através dos resultados apresentados, constatou-se considerável dispersão dos dados, com CV variando de 7 a 29%. Pelos resultados médios de F60, as técnicas de pavimentação foram classificadas como: *i*) Ótimo (G e TSD); *ii*) Muito Bom (CA-MF, CPA, G-E, MR, SMA e TSS); *iii*) Bom (CA e CCP); e *iv*) Regular (CA-B).

Tabela 4: Estatística descritiva dos dados de F_{60} para cada tipo de técnica de pavimentação

Estatística	CA	CA-B	CA-MF	CPA	CCP	G	G-E	MR	SMA	TSD	TSS
$\bar{x}$	0,20	0,13	0,31	0,34	0,17	0,62	0,31	0,25	0,26	0,37	0,30
S_d	0,06	0,03	0,05	0,02	0,05	0,09	0,08	0,06	0,06	0,06	0,04
CV(%)	29	20	17	7	27	14	24	23	25	15	12

A Figura 5 apresenta a plotagem dos valores médios obtidos para cada condição avaliada, além das faixas de classificação conforme apresentada na Tabela 2. Considerando dois desvios-padrão abaixo, a técnica CA-B, a mais crítica quanto à condição de atrito pelo índice F_{60} do método do IFI, atinge à classificação Muito Ruim (limite inferior de 0,08). É válido também ressaltar que, mesmo considerando os dois desvios-padrão, o revestimento contendo o G sempre se manteve na faixa de classificação Ótima. O pavimento do tipo TSD também foi classificado, em média, como Ótimo, com limite inferior na faixa de classificação Muito Bom.

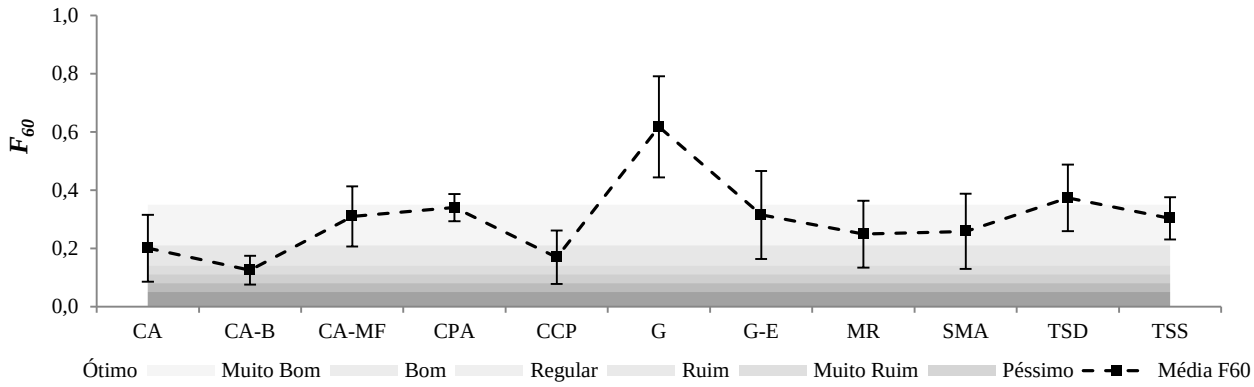


Figura 5: Curva dos valores médios de F_{60}

5.3. Análise das Curvas de Atrito

Após a eliminação das observações com HS ≥ 1,50 *mm* e com F_5 ≥ 1,0, as curvas de coeficiente de atrito *versus* velocidade foram traçadas. A Figura 6 apresenta as curvas com os valores médios obtidos para cada tipo de revestimento em cada faixa de velocidade, em que se pôde constatar

que o desempenho do revestimento do tipo CA com G foi sempre, em média, superior aos demais, com relação ao atrito superficial. Este resultado já era esperado, visto que os índices BPN e HS, para esse tipo de pavimento, foram de até 55% e 76% superiores, respectivamente, em relação aos índices médios mais baixos. Esta combinação de elevada condição superficial destes pavimentos resultou em coeficientes de atrito, no mínimo, 36% superiores à média dos demais revestimentos avaliados.

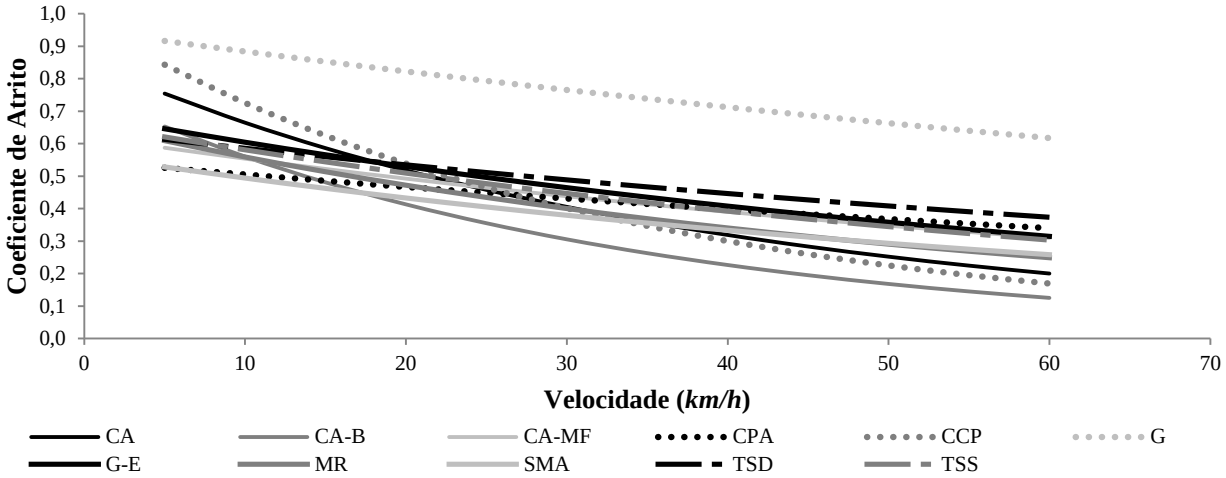


Figura 6: Coeficiente de atrito *versus* velocidade para cada tipo de revestimento avaliado

A curva de atrito do revestimento CCP chamou atenção pela alta susceptibilidade à variação da velocidade. Uma justificativa plausível se resvala nos valores médios de micro e de macrotextura; uma vez que o primeiro, classificado como rugoso, é fundamental para a manutenção do atrito em baixas velocidades, o segundo, classificado como fechado, encarrega-se do atrito em velocidades mais elevadas, quando há a redução da superfície de contato entre o pneu e o pavimento.

As demais curvas apresentam comportamentos semelhantes, com pouca variação à velocidade. Observou-se baixo desempenho da aderência pneu-pavimento frente às velocidades baixas para as curvas dos seguintes materiais: CPA, CA-MF, SMA, TSS e TSD. Este resultado pode ser atribuído às características destas misturas asfálticas, que podem comprometer a microtextura. Entretanto, o baixo índice de microtextura é compensado pela elevada macrotextura, intrínseca a estas técnicas, apresentando baixa sensibilidade à variação da velocidade, conforme verificado na Figura 7.

6. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo traduzir os parâmetros de micro e de macrotextura de diferentes técnicas de pavimentação em aderência pneu-pavimento, através do método do *International Friction Index* (IFI). A partir de estudos publicados na literatura, compilou-se um banco de dados destes parâmetros e foram avaliadas as curvas de coeficiente de atrito *versus* velocidade, no intuito de identificar qual técnica de pavimentação apresenta melhor condição superficial, além dos efeitos individuais da micro e da macrotextura desses materiais no atrito. Ao todo, foram obtidos 537 pares de dados a partir da observação de 11 técnicas de pavimentação – sendo 10

oriundas de misturas asfálticas e 1 de CCP. Todos os dados referentes à macrotextura foram obtidos através do ensaio de Mancha de Areia (ASTM E965-96, 2006), reportados em HS (do inglês, *height of sand*), e os referentes à microtextura, através do ensaio de Pêndulo Britânico (ASTM E303-93, 2013), expressos em BPN (do inglês, *British pendulum number*).

A partir dos resultados encontrados, constatou-se a preponderância das misturas asfálticas tidas como abertas com relação ao índice médio de macrotextura, devido às particularidades dessas técnicas de pavimentação. O revestimento do tipo SMA, por exemplo, apresenta elevada concentração de agregados graúdos em sua matriz pétrea; já os revestimentos compostos por TSS e TSD geralmente são executados com penetração invertida, em que os agregados são aplicados após o ligante asfáltico. Esta elevada qualidade da macrotextura reverberou em satisfatório desempenho quanto à aderência pneu-pavimento, que se sobrepôs a menor microtextura, mostrando baixa susceptibilidade à variação da velocidade. Contudo, deve-se mencionar que as possíveis deficiências associadas às características destas misturas asfálticas podem mascarar os valores de microtextura.

Não apenas relacionado à qualidade da macrotextura, justificada pela execução de ranhuras (ou *groovings*) transversais ao eixo da via, mas também da microtextura, o revestimento do tipo CA com *grooving* apresentou desempenho, com relação à aderência pneu-pavimento, sempre superior se comparado às demais técnicas de pavimentação avaliadas. Largamente aplicados às pistas de pouso e de decolagem de aeroportos, estes revestimentos passam, anualmente, por um rigoroso controle de condição superficial exigido pela Agência Nacional de Aviação Civil (ANAC, 2012). Entretanto, este tipo de pavimento é recomendado, no Brasil, apenas para pistas aeroportuárias, diante das características operacionais desta estrutura.

Ainda que não haja controle tecnológico rigoroso do atrito superficial nos projetos de rodovias brasileiras, baseado em técnicas mais atualizadas de aferição, o que deve ser encarado como uma necessidade diante das implicações desta condição na segurança viária, pavimentos do tipo CPA, TSD e TSS apresentaram satisfatórios índices de aderência pneu-pavimento e baixa susceptibilidade às variações de velocidade. Deve-se atentar, porém, quanto à necessidade de manutenção periódica, uma vez que tais técnicas se encontram mais expostas ao desgaste superficial com o passar do tempo.

Com relação à aplicação do método do IFI, uma significativa parcela da base de dados (19%) foi descartada por apresentar resultados entendidos como inconsistentes (situações em que o IFI a 5 *km/h* era superior a 1,0). Assim, pode-se entender que o IFI não se ajusta a todo tipo de mistura asfáltica – tendo sido concluído no final de 1995 (Wambold *et al.*, 1995), quando algumas técnicas de pavimentação não haviam sequer sido concebidas.

Como sugestões para trabalhos futuros, indica-se a avaliação do percentual de ligante asfáltico utilizado na dosagem da mistura asfáltica, fator que pode afetar a aderência pneu-pavimento. Sabe-se que a superfície dos agregados exposta contribui para os níveis de microtextura, porém quando estas estão expostas por um intervalo maior de tempo as mesmas podem ser polidas pelos efeitos do tráfego. Também, uma investigação acerca de agregados com diferentes resistências ao polimento pode elucidar resultados significativos. Sugere-se também análise direcionada para a

questão da segurança viária, dada a intrínseca relação do coeficiente de atrito com o potencial de frenagem. Através de ferramenta de simulação microscópica de tráfego, pode-se buscar aferir qual o impacto de diferentes coeficientes de atrito em indicadores de segurança viária.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ANAC (2012) *Resolução Nº 236*. Agência Nacional de Aviação Civil, Brasília, DF.

ASTM (2006) *Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique (ASTM E965-96)*. American Standard for Testings and Materials, Pensilvânia, Estados Unidos.

ASTM (2011) *Standard Test Method for Calculating International Friction Index of Pavement Surface (ASTM E1960-07)*. American Standard for Testings and Materials, Pensilvânia, Estados Unidos.

ASTM (2013) *Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester (ASTM E303-93).* American Standard for Testings and Materials, Pensilvânia, Estados Unidos.

Aps, M. (2006) *Classificação da Aderência Pneu-Pavimento pelo Índice Combinado IFI – International Friction Index para Revestimentos Asfálticos*. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (Poli-USP). São Paulo, SP.

Araujo, V. M. C. (2014) *Avaliação da Textura de Misturas Asfálticas a partir do Uso de Processamento Digital de Imagens*. Monografia, Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, CE.

Bernucci, L. B.; Motta, L. M. G.; Ceratti, J. A. P. e Soares, J. B. (2006) *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros*. Petrobras – ABEDA, Rio de Janeiro, RJ.

DNIT (2006) *Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos* (2ª Edição). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

Do, M. T.; Kane, M.; Tang, Z.; Larrard, F. (2009) Physical Model for the Prediction of Pavement Polishing. In *Wear*, No. 267, p. 81-85.

Do, M. T.; Cerezo, V.; Zahouani, H. (2014) Laboratory Test to Evaluate the Effect of Contaminants on Road Skid Resistance. In Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part J: Journal of Engineering Tribology, No. 228(11), p. 1276-1284.

Falcão, P. R. F.; Farias, M. M.; Santos, A. C. C. e Medeiros, A. G. B. (2005) Estudo da Macro e Micro Textura do Pavimento da BR-060 no Trecho das Sete Curvas. In *36ª Reunião Anual de Pavimentação – 36ª RAPv*. Curitiba, PR.

Fuentes, L. G.; Gunaratne, M.; de León Izeppi, E.; Flintsch, G. W.; Martinez, G. (2012) Determination of Pavement Macrotexture Limit for Use in International Friction Index Model. In *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2306, p. 138-143.

Henry, J. J. (2000) *Evaluation of Pavement Friction Characteristics – A Synthesis of Highway Practice (NCHRP Synthesis 291)*. National Cooperative Highway Research Program, Washington D.C., Estados Unidos.

Kokkalis, A. G.; Panagouli, O. K. (1998) Fractal Evaluation of Pavement Skid Resistance Variations. I: Surface Wetting. In *Chaos, Solitons & Fractals*, vol. 9, no. 11, p. 1875-1890.

Noyce, D. A.; Bahia, H. U.; Yambó, J. M. e Kim, G. (2005) *Incorporating Road Safety into Pavement Management: Maximizing Asphalt Pavement Surface Friction for Road Safety Improvements – Draft Literature Review and State Surveys*. Midwest Regional University Transportation Center, Traffic Operations and Safety (TOPS) Laboratory, Wisconsin, Estados Unidos.

Wambold, J. C.; Antle, C. E.; Henry, J. J. e Rado, Z. (1995) *International PIARC Experiment to Compare and Harmonize Texture and Skid Resistance Measurements*. PIARC World Road Association, Paris, França.

Sued Lacerda Costa (sued@det.ufc.br)
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco (veronica@det.ufc.br)
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará
Campus do PICI, s/n – Bloco 703 – CEP. 60440-554 – Fortaleza, CE, Brasil
Elisabete Fraga de Freitas (efreitas@civil.uminho.pt)
Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho
Campús de Azurém, 4800 058 – Guimarães, Portugal

ESTUDO COMPARATIVO DOS MÉTODOS EMPÍRICO DO DNER E MECANÍSTICO-EMPÍRICO PELO SISPAV APLICADO A RODOVIA BR-316

Pedro Guilherme Pinheiro Santos Fernandes
Luíza Rijo Valoura
Aline Calheiros Espíndola
Thayanne Gabryelle Medeiros Ciríaco
Universidade Federal de Alagoas
Centro de Tecnologia

RESUMO
Um dos objetivos na etapa de projeto de rodovias é definir a estrutura do pavimento fazendo com que este possua boa resistência mecânica, e que ao mesmo tempo possua viabilidade técnica e econômica para posterior execução da obra. Além disso, busca-se também garantir a integridade da estrutura de forma a oferecer atendimento à vida útil, conforto e segurança ao usuário. Desta forma, o método de dimensionamento do pavimento influi diretamente na escolha da seção do pavimento, de modo que esta seja eficiente e eficaz em sua função. Neste contexto, este trabalho consistiu uma análise comparativa entre dois métodos de dimensionamento de forma a reduzir custos da obra à partir da análise da estrutura. A área de estudo consiste em um trecho da BR-316/AL já projetada pelo método DNER e que possui revestimento de tratamento superficial duplo. Logo, os resultados do projeto foram comparados com o dimensionamento de mais dois cenários pré-definidos utilizando o programa Sispav. Pôde-se perceber que o Sispav teve um papel satisfatório em analisar e simular cenários onde a estrutura se apresenta com espessuras menores, oferecendo, assim, uma solução muito mais econômica.

ABSTRACT
One of the main objectives of a road project is defining the pavement structure. The design of the pavement must consider satisfactory parameters of mechanical resistance, at the same time that the project should present technical and economic viability. In this kind of project, it is also aimed the maintenance of the pavement integrity, respecting durability factors, such as life cycle, comfort and user safety. Therefore, the design method of a pavement has a direct influence in pavement section efficient choice. This work consists in a comparative analysis of two design methods with the objective of reducing the costs in a specific part of the BR-316/AL. This road pavement was previous designed by DNER Method. Consequently, the results of the project were compared with different design scenarios obtained by the software Sispav. In this analysis, it was possible to conclude that Sispav had a significant role in the reduction of the some layers, presenting economic viable solutions.

1. INTRODUÇÃO

De acordo com dados disponibilizados pela Confederação Nacional dos Transportes (CNT) em 2016, a malha rodoviária pavimentada total do Brasil consiste em 211.468 km, correspondendo a apenas 12,8 % do total de rodovias do país. A pavimentação asfáltica consiste na principal forma de revestimento das estradas brasileiras, correspondendo à aproximadamente 95% das rodovias pavimentadas (Araújo *et al*., 2016).

O tipo de pavimentação asfáltica, ou também flexível, é caracterizado basicamente por possuir a camada de revestimento por misturas asfálticas compostas basicamente de agregados e ligantes asfálticos. Essa camada de revestimento tem como principais funções resistir diretamente às ações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas inferiores, impermeabilizar o pavimento e melhorar as condições de rolamento, proporcionando ao usuário conforto e segurança (Bernucci *et al.*, 2006). Outra característica que discrimina esse tipo pavimento é quanto às deformações, que até certo limite, não levam ao seu rompimento (Senço, 2007).

No dimensionamento de pavimentos flexíveis é importante limitar as tensões e deformações, visto que essas são consequências de afundamento dos eixos das rodas dos veículos, que

levam a deformações permanentes, e o rompimento por fadiga. Logo, tal dimensionamento é definido por meio da combinação e dosagem de materiais e definição das espessuras das camadas que o constituem, a fim de garantir a integridade da estrutura e atendimento à vida útil (Bernucci *et al.*, 2006; Senço, 2007). O mau dimensionamento de um pavimento pode levar a defeitos e irregularidades que influem no conforto, segurança, danos aos veículos, risco de acidentes e altos custos de manutenção.

Os principais métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis são os semi-empíricos e o mecanístico-empírico. No método semi-empírico, destaca-se método do DNER (Departamento Nacional de Estradas de Rodagem) utilizado para o dimensionamento da maior parte da malha rodoviária brasileira. O método do DNER foi desenvolvido pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza em 1966, e tem base nas características de suporte do solo do subleito, materiais que irão constituir a estrutura do pavimento e características de tráfego como o número N que é um representativo da frota (número de operações do eixo padrão) (Neto, 2004).

No método mecanístico-empirico (analítico) faz-se uso de recursos computacionais, da teoria da elasticidade e considera-se o pavimento como de multicamadas para fazer a modelagem da estrutura em camadas de comportamento elástico. Então, calcula-se as tensões, deformações e deslocamentos gerados pelas cargas. Os valores obtidos são correlacionados com o desempenho do pavimento, podendo-se prever problemas associados ao seu desgaste funcional (Neto, 2004). Este método possibilita um tratamento mais racional da estrutura do pavimento, podendo, por exemplo, ter melhor previsão das deflexões, uma vez que o método tradicional de dimensionamento, que é o semi-empírico, não contempla o efeito de fadiga (Franco, 2007).

Um dos programas mais utilizados para dimensionamento e verificação de pavimentos flexíveis por meio de um método mecanístico-empírico é o SisPav, que foi desenvolvido por Franco (2007). O autor citou que o principal objetivo do programa é dimensionar o pavimento com base nas informações detalhadas de tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais disponíveis, através de uma interface de fácil utilização, com entrada de dados simplificada e com valores sugeridos para fins de anteprojeto.

Existem diversos trabalhos que fazem o comparativo entre os dois métodos para o dimensionamento de pavimentos. Coutinho (2011) como exemplo, fez esse estudo em um trecho da rodovia em Minas Gerais, com o revestimento asfáltico de Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ) e o número $N=5x10^7$ e tráfego de 10 anos, o método mecanístico apresentou maior capacidade de descrever o desempenho estrutural e funcional do pavimento. Alves (2016) desenvolveu um estudo comparativo dos métodos citados, frente à três níveis de solicitação de tráfego, chegando à conclusão que o método empírico do DNER é mais simples de aplicação, porém as estruturas dos pavimentos resultantes desse método quando avaliadas pelo programa SisPav, não apresentaram o desempenho necessário para alcançar a vida útil para que foram projetada, principalmente nas situações de tráfego pesado e muito pesado.

Neste trabalho foi realizado um estudo comparativo entre a utilização dos métodos semi-empírico e analítico para o dimensionamento da camada de revestimento de um trecho de uma rodovia que possui como principais características o tráfego considerado baixo de acordo com o número $N=9{,}23x10^5$ e a camada de rolamento com tratamento superficial duplo. A área de

estudo consiste na rodovia BR-316/AL, localizada no estado de Alagoas, que liga a cidade de Canapí/AL à divisa do estado de Pernambuco. O principal objetivo do trabalho foi buscar a redução dos custos através da redução das camadas da estrutura do pavimento. Foram simulados dois cenários de redução das camadas e foi analisada a estrutura proposta pelo projeto inicial da rodovia.

A rodovia foi projetada através do método do DNER. Compararam-se o resultados obtidos no dimensionamento pelo método mecanístico através do software SisPav com o já realizado pelo empírico.

2. METODOLOGIA

2.1. Dimensionamento pela metodologia do DNER

Este método é denominado como Eng.º Murilo Lopes de Souza – Método do DNER, preconizado pelo Manual de Pavimentação do DNIT, edição 2006.

Os coeficientes de equivalência estrutural adotados foram:

- Tratamento Superficial Betuminoso: $k_{REV} = 1,2$ e $H_{REV} = 2,5$cm (adotado);
- Camadas granulares: k_B e $k_{SB} = 1,0$.

2.1.1. Estudo do subleito

Os dados que foram utilizados foram obtidos através de ensaios de caracterização geotécnica física e mecânica em laboratórios das amostras coletadas com a utilização de retroescavadeira. Os ensaios realizados bem como os valores obtidos para cada são:

Tabela 1: Valores obtidos pelos ensaios de laboratório.

Características Geotécnicas – Valores médios											
Energia de compactação	**% passante nas peneiras**							**ISC (Xmín)**	**Exp. (Xmáx)**	**LL (Xmáx)**	**IP (Xmáx)**
	#2”	**#3/4”**	**#3/8”**	**Nº4**	**Nº10**	**Nº40**	**Nº200**				
P.Intermediário	-	100	93	84	68	36	12	14%	0,28%	NL	NP

2.1.2. Estudo do tráfego

O parâmetro de tráfego (número N de aplicações do eixo padrão de carga) utilizado para subsidiar o projeto de pavimentação foi obtido dos Estudos de Tráfego, considerando-se um período de projeto de 10 anos, com ano de abertura previsto para 2018.

Para o valor calculado foi empregada a metodologia USACE, sendo adotado número N = $9,23x10^5$.

2.1.3. Camadas granulares

Para a camada de base, a espessura mínima requerida adotada foi de $H_{20} \geq 25$ cm.
Resolvendo-se a inequação pertinente ao método aplicado, obteve-se:

$$H_{REV} . k_{REV} + H_B . k_B \geq H_{20} \qquad (1)$$

Onde: H_{REV}: espessura do revestimento (cm);

K_{REV}: coeficiente de equivalência estrutural para revestimento;
H_B: espessura da base (cm);
K_B: coeficiente de equivalência estrutural para base;
H_{20}: espessura mínima requerida (cm).

Substituindo-se os valores adotados:

$$2,5 \cdot 1,2 + H_B \cdot 1,0 \geq 25 \qquad (2)$$

$$H_B \geq 22 \text{ cm.} \qquad (3)$$

Logo, adotou-se a espessura de 22 cm para a camada de base.

Para a sub-base, a espessura mínima requerida para a soma da espessura das camadas de sub-base, base e revestimento, considerando-se o ISC de projeto foi de $H_T \geq 38$ cm.

Resolvendo-se a inequação pertinente ao método aplicado, obteve-se:

$$H_{REV} \times k_{REV} + H_B \times k_B + H_{SB} \times k_{SB} \geq H_T \qquad (4)$$

Onde: H_{REV}: espessura do revestimento (cm);
K_{REV}: coeficiente de equivalência estrutural para revestimento;
H_B: espessura da base (cm);
K_B: coeficiente de equivalência estrutural para base;
H_{sB}: espessura da sub-base (cm);
K_{sB}: coeficiente de equivalência estrutural para sub-base;
H_T: espessura mínima requerida (cm).

Substituindo-se os valores adotados:

$$2,5 \cdot 1,2 + 22 \cdot 1,0 + H_{SB} \cdot 1,0 \geq 38 \qquad (5)$$
$$H_{SB} \geq 13 \text{ cm.} \qquad (6)$$

Foi adotada a espessura de 22 cm para a camada de sub-base.

2.1.4. Revestimento
Para o revestimento da pista de rolamento foi adotado o tratamento superficial duplo de acordo com as recomendações contidas no método adotado para o dimensionamento do pavimento, estendido até os acostamentos conforme orientação do DNIT.

2.2. Dimensionamento pela metodologia do SISPAV
O método mecanístico-empírico adotado pelo Sispav utiliza as características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego. Além disso, faz as seguintes considerações: análise do tráfego para os diversos eixos existentes com variação lateral, variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto, modelos de previsão de danos, materiais com comportamento elástico linear e não linear, e análise de confiabilidade.

O método é baseado Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC), que utiliza como

referência a teoria da elasticidade, com a possibilidade de análise não linear simplificada (apenas no plano vertical). Com isso, é possível fazer a análise em relação à vida útil do projeto, avaliando assim diferentes cenários relativos à estrutura do pavimento. Esse trabalho consiste na análise de 3 cenários. O primeiro consiste na análise da estrutura proposta no dimensionamento pelo método DNER, já no segundo cenário, é proposta uma redução da camada de base. Por último, o terceiro corresponde a um cenário não recomendado, onde a camada de sub-base será suprimida.

2.2.1. Estrutura

O programa SisPav possui uma aba relacionada a estrutura do pavimento, em que pede-se algumas informações sobre as camadas e seus respectivos materiais para que sejam possíveis as análises e verificações feitas por ele. Com relação às características e propriedades dos materiais, deve-se ter conhecimento sobre o coeficiente de Poisson e do módulo de resiliência (MR). Além disso, o programa também pede para definir o modelo de cálculo.

Os coeficientes de Poisson para base, sub-base e subleito foram adotados com base nos modelos e faixas de variação propostos na norma IP – 08/2004 (PMSP, 2004), e todos com valores de μ = 0,45.

Para o módulo de resiliência das camadas de base, sub-base e para o subleito foram obtidos de resultados de ensaios realizados para o projeto. Nesses ensaios foi possível caracterizar o comportamento dos solos que compõe as jazidas de base e sub-base, e o próprio subleito, todos compostos por areia argilosa com pedregulhos. Nos ensaios para obtenção do módulo de resiliência foram feitas duas análise para todas as camadas. Uma das análises consistiu na relação entre o módulo de resiliência e a tensão confinante, já a outra, foi em função da tensão de desvio.

Com isso, as duas funções, MR vs Tensão confinante e MR vs Tensão de desvio foram comparadas em termos de variância, sendo analisado qual corresponderia melhor ao comportamento do solo. Para a camada de base, foi escolhido o modelo de cálculo do MR em função da tensão confinante.

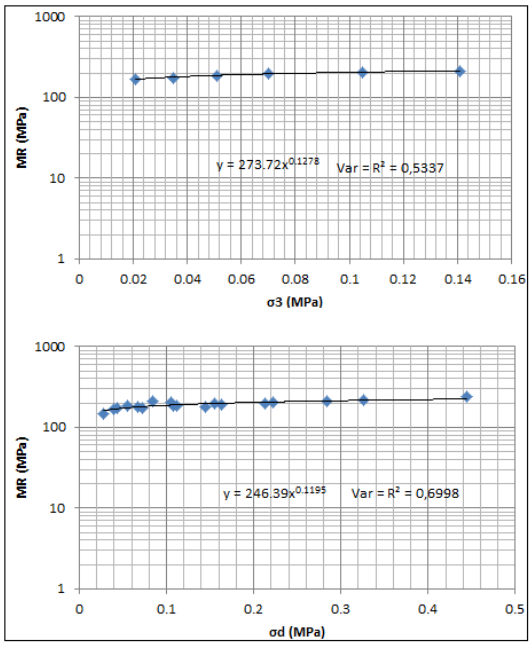


Figura 1: Estudo do módulo de resiliência para a base

Já para a camada de sub-base, foi escolhido o modelo de cálculo do MR em função da tensão de desvio.

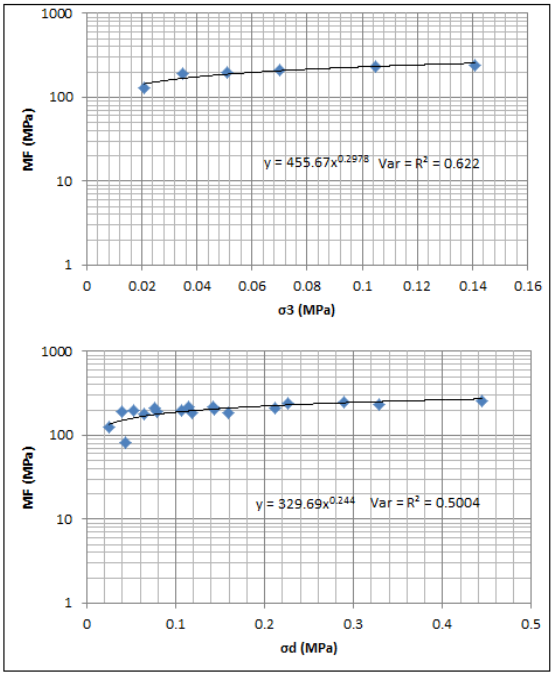


Figura 2: Estudo do módulo de resiliência para a sub-base.

Para o subleito foi adotada a função correspondente à tensão confinante.

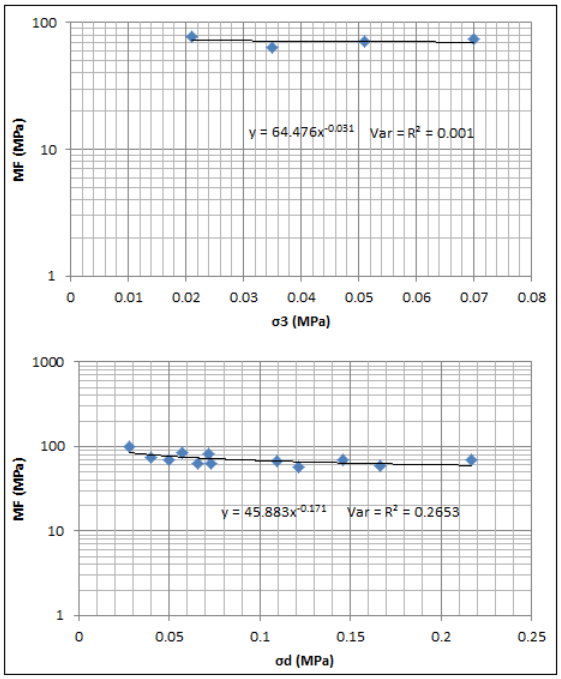


Figura 3: Estudo do módulo de resiliência para o subleito.

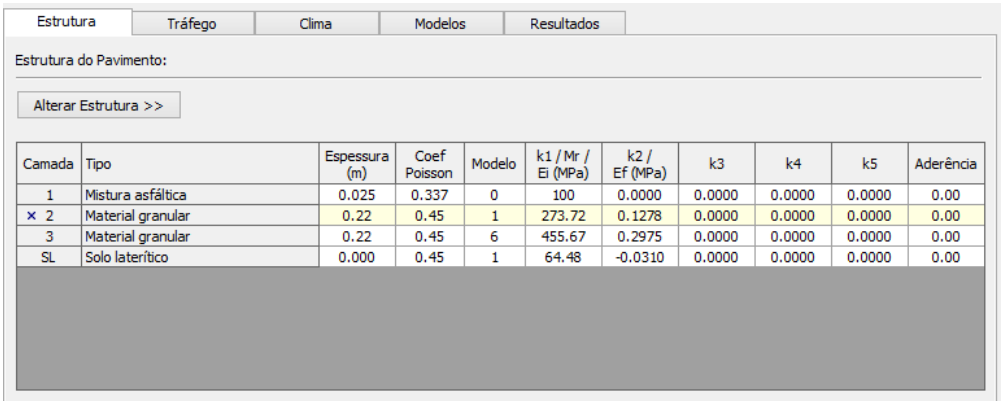
Com os dados obtidos nos ensaios de modulo de resiliência foram determinados os parâmetros da estrutura para as camadas abaixo do revestimento, todas de acordo com modelos constitutivos do comportamento resiliente de materiais de pavimentação observados no Brasil propostos por Motta

(1991), como apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Resumo dos modelos adotados para a base, sub-base e subleito

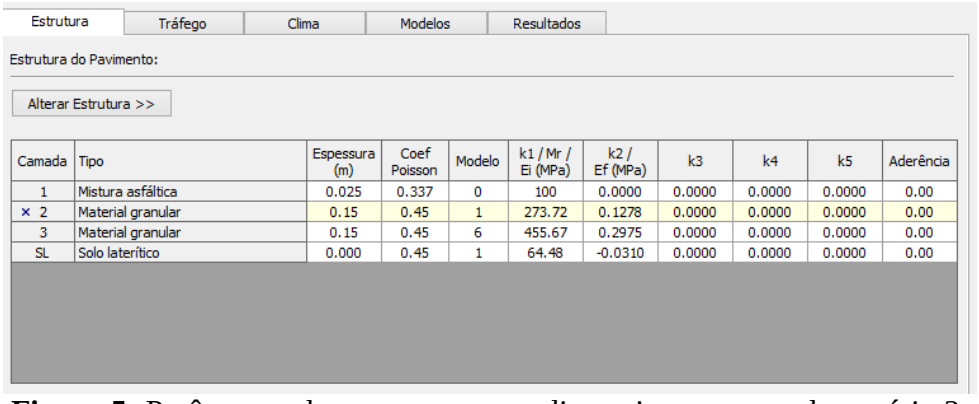
Camada	Classe	Modelo	Poisson
Base	1	$MR = k1 \times \sigma_3^{k2}$	0,45
Sub-base	6	$MR = k1 \times \sigma d^{k2}$	0,45
Subleito	1	$MR = k1 \times \sigma_3^{k2}$	0,45

Para a camada de revestimento em TSD foi adotado MR = 100 MPa, de acordo com as recomendações do projeto original de terraplanagem da BR 316. O coeficiente de Poisson por sua vez seguiu o valor proposto pelo software Sispav. Com a determinação dos modelos de cálculo do módulo de resiliência e os coeficientes de Poisson, todos os parâmetros relativos a estrutura já podem ser fixados para cada cenário, como apresentado abaixo.



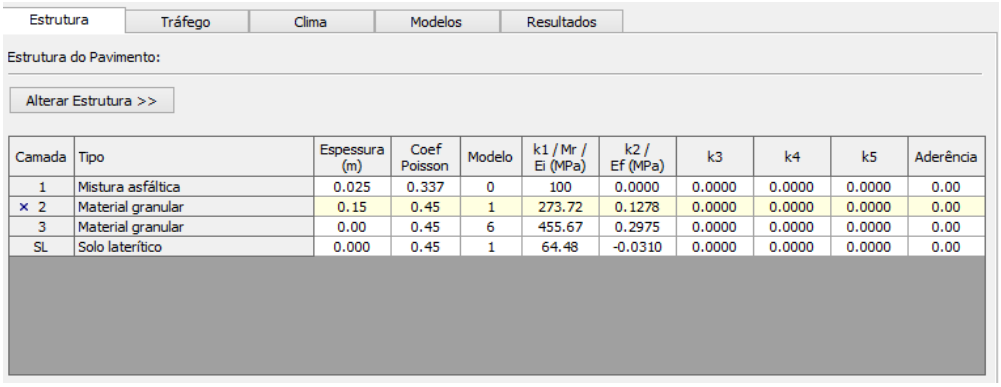
Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Mistura asfáltica	0.025	0.337	0	100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
× 2	Material granular	0.22	0.45	1	273.72	0.1278	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Material granular	0.22	0.45	6	455.67	0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solo laterítico	0.000	0.45	1	64.48	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Figura 4: Parâmetros da estrutura para o dimensionamento pelo cenário 1.



Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Mistura asfáltica	0.025	0.337	0	100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
× 2	Material granular	0.15	0.45	1	273.72	0.1278	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Material granular	0.15	0.45	6	455.67	0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solo laterítico	0.000	0.45	1	64.48	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Figura 5: Parâmetros da estrutura para o dimensionamento pelo cenário 2.



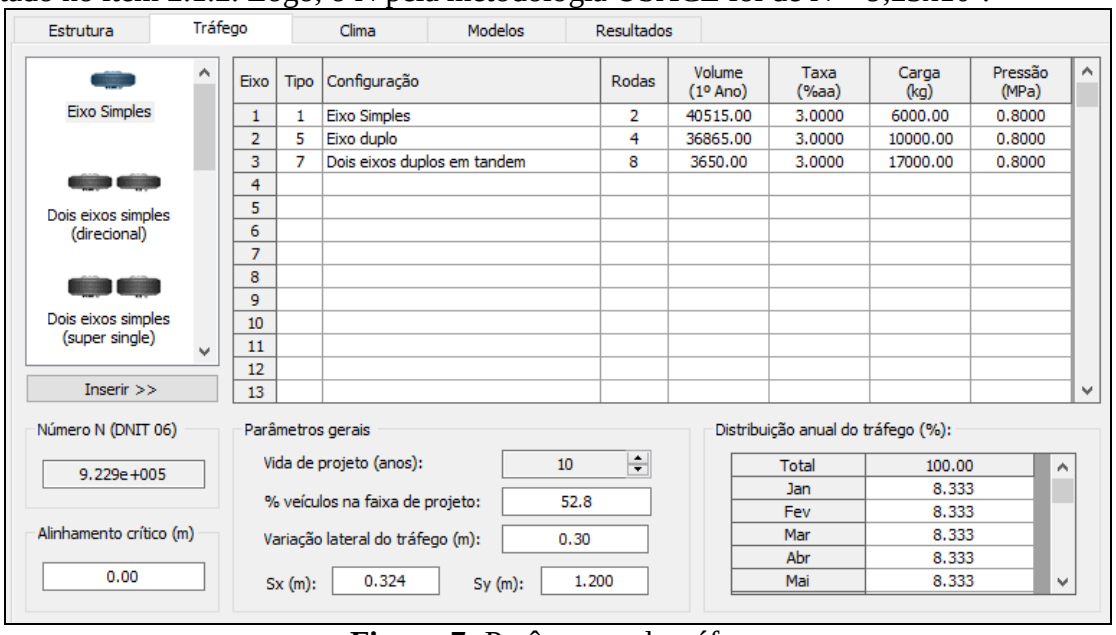
Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Mistura asfáltica	0.025	0.337	0	100	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
× 2	Material granular	0.15	0.45	1	273.72	0.1278	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Material granular	0.00	0.45	6	455.67	0.2975	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solo laterítico	0.000	0.45	1	64.48	-0.0310	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Figura 6: Parâmetros da estrutura para o dimensionamento pelo cenário 3.

Na camada de subleito foi adotada como solo laterítico, já que é o único tipo de material de subleito que considera o segundo termo k2, e não um valor constante, como ocorreu na camada de revestimento.

2.2.2. Tráfego

O parâmetro de tráfego (número N de aplicações do eixo padrão de carga) foi o mesmo adotado no item 2.1.2. Logo, o N pela metodologia USACE foi de N = 9,23x10^5.

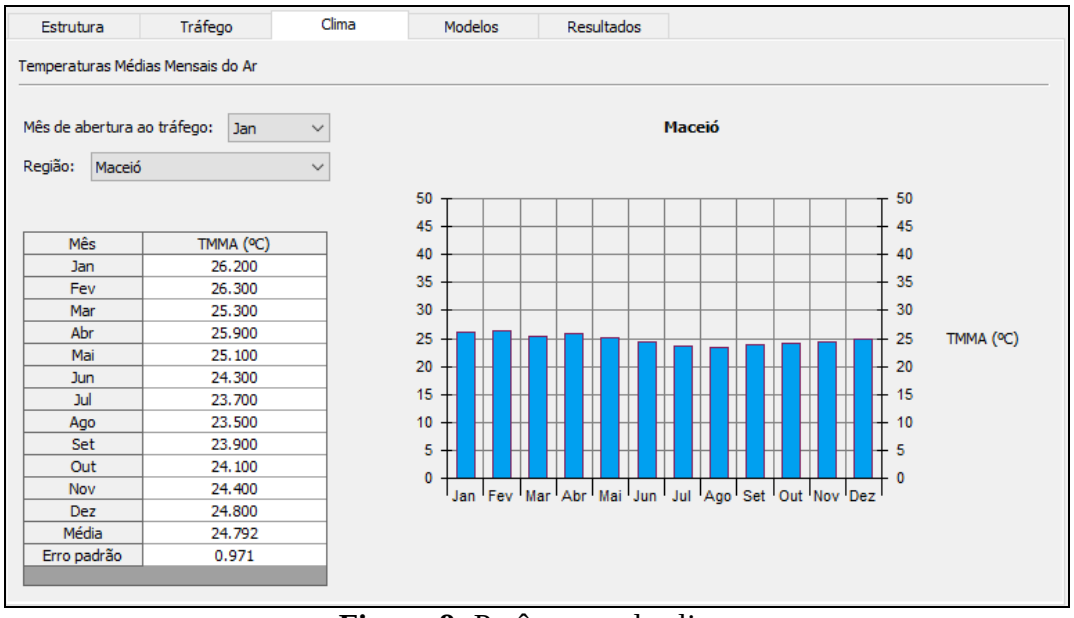


Eixo	Tipo	Configuração	Rodas	Volume (1º Ano)	Taxa (%aa)	Carga (kg)	Pressão (MPa)
1	1	Eixo Simples	2	40515.00	3.0000	6000.00	0.8000
2	5	Eixo duplo	4	36865.00	3.0000	10000.00	0.8000
3	7	Dois eixos duplos em tandem	8	3650.00	3.0000	17000.00	0.8000
4							
5							
6							
7							
8							
9							
10							
11							
12							
13							

Figura 7: Parâmetros de tráfego

2.2.3. Clima

Na aba que pede características do Clima, o mês selecionado para abertura do pavimento ao tráfego foi o mês de janeiro e a região foi a cidade de Maceió que consiste ser a capital mais próxima do trecho escolhido para estudo da rodovia BR 316/AL.



Mês	TMMA (ºC)
Jan	26.200
Fev	26.300
Mar	25.300
Abr	25.900
Mai	25.100
Jun	24.300
Jul	23.700
Ago	23.500
Set	23.900
Out	24.100
Nov	24.400
Dez	24.800
Média	24.792
Erro padrão	0.971

Figura 8: Parâmetros de clima

3. RESULTADOS

3.1. Análise de durabilidade

Com a definição dos dados de entrada foi possível analisar o pavimento em termos de durabilidade, pois o método mecanístico-empírico adotado pelo software Sispav, ao contrário da metodologia adotada pelo DNER, considera diversos critérios de danos, como o dano devido à fadiga da camada de revestimento. Consequentemente, foi analisada a vida de projeto, o dano crítico no pavimento e por fim a deformação permanente estimada.

Como já mencionado, primeiramente foi analisada a estrutura proposta pelo dimensionamento inicial pelo método DNER, logo após foram analisados os dois outros cenários, um com a base e sub-base de 15 cm, como recomendado pelo DNIT, e o outro com a base de 15 cm e a sub-base suprimida.

Tabela 3: Valores de durabilidade encontrados pelo Sispav.

Cenário	Vida de Projeto (Anos)	Dano Crítico no Pavimento (%)	Deformação Permanente Estimada (cm)
1	136,4	7.03	0,075
2	177,1	5,65	0,061
3	307,2	3,26	0,043

Com base nos resultados, foi possível observar que os 3 parâmetros em ambos os cenários apresentaram valores satisfatórios em termos de durabilidade e vida útil do pavimento, como exemplo, os valores de deformação permanente estimada foram menores que 1,25 cm, sendo esse o limite aceitável pelo software. Durante a análise de vida de projeto, o software indica que provavelmente a vida útil será elevada, o que posteriormente fica comprovado na emissão dos relatórios.
Também foi percebido que os valores de vida útil aumentaram de acordo com supressão das camadas, da mesma forma que o dano crítico e a deformação foram menores. Logo, é perceptível

que o subleito apresenta um material com características mecanicamente superiores em comparação com outros solos.

Os valores de vida útil se apresentaram mais altos do que o esperado, com isso pode ter havido alguma falha relativo ao modelo de cálculo adotado pelo programa, indicando a necessidade de um estudo mais aprofundado para situações específicas. Contudo, para a nossa aplicação, dado o nível de demanda de tráfego e confiabilidade, pode-se notar que as soluções adotadas nos cenários atendem os níveis de segurança.

4. CONCLUSÕES

As análises mecanísticas mostraram que as camadas de base e sub-base podem ter sua espessura reduzida sem maiores problemas relacionados a durabilidade da estrutura do pavimento. Essas reduções tem influência direta no custo de execução do projeto, pois menos material precisa ser deslocado, tratado ou compactado.

Seguindo as recomendações de espessura definidas pelo DNIT, a opção mais viável dada o volume de tráfego e possíveis carregamentos no pavimento é adotar o cenário 1, onde as camadas de base e sub-base apresentam 15 cm cada.

Também foi possível observar que o Sispav teve um papel satisfatório em analisar e simular cenários onde a estrutura se apresenta com espessuras menores, oferecendo, assim, uma solução muito mais econômica. Desta forma o software alinhou a capacidade de analisar e projetar cenários para a durabilidade de forma precisa, além de demostrar que propostas mais viáveis em termos de custo podem ser utilizadas no projeto de pavimentação da rodovia BR-316.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alves, M.C.S (2016). *Dimensionamento de pavimentos flexíveis: estudo comparativo dos métodos empírico do DNER e Mecanístico-empírico pelo SisPav –Trabalho de Conclusão de Curso*. Universidade Federal de Alagoas, Alagoas.

Araújo, M.C.S; Santos, M.J.P; Pinheiro; H.P; Cruz, Z.V.(2016). *Análise Comparativa de Métodos de Pavimentação – Pavimento Rígido (concreto) x Flexível (asfalto) – Artigo publicado na Revista Científica Multidisciplinar Núcleo Do Conhecimento*, ANO 1. VOL. 10, Pp. 187-196.

Bernucci, L.B. *et. al*. (2006). *Pavimentação asfáltica: Formação Básica para Engenheiros.* Ed. ABEDA/PETROBRÁS, Rio de Janeiro.

CNT, Confederação Nacional do Transporte. (2016). *Pesquisa CNT de rodovias. Brasília.*

Coutinho, J.C.P (2011). *Dimensionamento de Pavimento Asfáltico: Comparação do Método do DNER com um Método Mecanístico-Empírico Aplicada a um Trecho – Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica)*. Universidade Federal do Ouro Preto, Minas Gerais.

Franco, J.C.P (2007). *Um sistema para análise mecanística de pavimentos asfálticos - Dimensionamento de Pavimento Asfáltico - Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil).* Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Motta, L. M. G. (1991). *Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas - Tese (Doutorado em ciências em Engenharia Civil).* Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Neto, J.C.P (2004). *Análise Comparativa de Pavimentos Dimensionados Através dos Métodos Empírico do DNER e Mecanístico e Proposta de um Catálogo Simplificado de Pavimentos para Região de Campo Grande (MS) - Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes).* Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos.

PMSP (2004). *Norma IP - 08/2004: Análise Mecanicista à Fadiga de Estruturas de Pavimento.* Prefeitura Municipal de São Paulo, São Paulo.

Senço, W (2007). *Manual de Técnicas de Pavimentação* (2. ed.). Ed.Pini, São Paulo.

ESTUDO DA RETRORREFLETÂNCIA EM SINALIZAÇÃO HORIZONTAL DE RODOVIA SUJEITA A TRÁFEGO MUITO PESADO

Laura Nascimento Mazzoni[1]
Liedi L. Bariani Bernucci[1]
Kamilla L. Vasconcelos[1]
Guilherme Rodrigues Linhares[1,2]
[1]Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
[2]Centro de Desenvolvimento Tecnológico da Concessionárias ARTERIS SA

RESUMO
A sinalização horizontal é um dos principais elementos que garantem a segurança viária. Ela deve apresentar boa visibilidade diurna (contraste) e noturna (retrorrefletividade). Esse trabalho visa estudar o desgaste da pintura de sinalização em campo e em laboratório. Em campo, objetiva-se combinar tintas e microesferas, e avaliar o decaimento de retrorrefletividade. Em laboratório, deseja-se estudar a influência do clima utilizando ensaios acelerados em equipamentos para este fim. O efeito do tráfego e a influência da textura serão avaliados em placas pintadas em laboratório com um equipamento portátil. Além disso, será estudada a reologia da tinta antes e depois do envelhecimento das mesmas (com e sem as microesferas). Espera-se que ao final do trabalho seja possível correlacionar o desgaste ao tráfego, ao clima e à textura do pavimento, além da influência da reologia da tinta.

Laura Nascimento Mazzoni (laura.mazzoni@usp.br)
Liedi L. Bariani Bernucci (liedi@usp.br)
Kamilla L. Vasconcelos (kamilla.vasconcelos@gmail.com)
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Av. Prof Almeida Prado, 83 - Cidade Universitária, SP, Brasil
Guilherme Rodrigues Linhares (guilherme.linhares@arteris.com.br)
Est. Municipal José de Souza Bueno, 97 – Rio Acima – Centro de Desenvolvimento Tecnológico
Vargem - São Paulo - Brasil



AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DAS SOLICITAÇÕES DO TRÁFEGO COMERCIAL NO DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS – UMA ANÁLISE COMPARATIVA

Carlos Alberto Abramides
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Luis Miguel Gutierrez Klinsky
Instituto de Pós-Graduação e Graduação
Lucinei Tavares de Assunção
Vetec Engenharia Ltda.

RESUMO
O presente trabalho avalia a influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis, por meio de comparação entre as informações resultantes dos ensaios realizados em 50 segmentos amostrais representativos das rodovias federais no Brasil. As informações são oriundas do contrato do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT para execução dos "Estudos e avaliações para calibração e aferição do modelo HDM-4 às condições das rodovias brasileiras". A avaliação considerou os dados obtidos em campo relativos às irregularidades longitudinais médias de 4 campanhas anuais de inspeção dos pavimentos e os dados do estudo de tráfego realizado em cada segmento no ano de 2014. As análises comparativas da evolução das irregularidades longitudinais nos segmentos foram evidenciadas pela influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis e se mostraram coerentes com os conceitos relativos ao desempenho desses pavimentos.

ABSTRACT
The present work aims to evaluate the influence of commercial traffic demands on the performance of flexible pavements by comparing the information obtained from tests performed in 50 sample segments representative of federal highways in Brazil. The information comes from the contract of the National Department of Transport Infrastructure (DNIT) to carry out the "Studies and assessments for calibration and measurement of the HDM-4 model to the conditions of the Brazilian highways". This evaluation took into consideration the field data for the average longitudinal irregularities of 4 annual pavement inspection campaigns and traffic survey data for each segment in 2014. The comparative analyses of the evolution of longitudinal irregularities in the segments were evidenced by the influence of commercial traffic demands on the performance of flexible pavements and were consistent with the concepts related to the performance of those pavements.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil é um país de extensões continentais, necessita de ampliação e conservação da sua infraestrutura de transportes para dinamizar sua economia e atender às necessidades de consumo interno e externo, pois tem grandes centros produtores de *commodities* destinados a exportação em seu interior e polos da indústria de transformação e bens de consumo concentrados no litoral sul e sudeste principalmente.

De acordo com dados da Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2017), o setor de transporte rodoviário tem um papel fundamental na atual realidade Brasileira, pois é responsável por 52% do transporte de passageiros e por 61% de transportes de carga.

Baseado nos índices divulgados anualmente pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT referente à condição funcional das rodovias percebe-se na Figura 1 que há uma oscilação entre melhoras e pioras da condição, evidenciando falta de uma sequência nos investimentos ao longo do período. O desempenho dos pavimentos pode ser observado pelo seu grau de deterioração que ocorre, principalmente, em função das características das solicitações do tráfego, de fatores climáticos e das propriedades dos materiais.

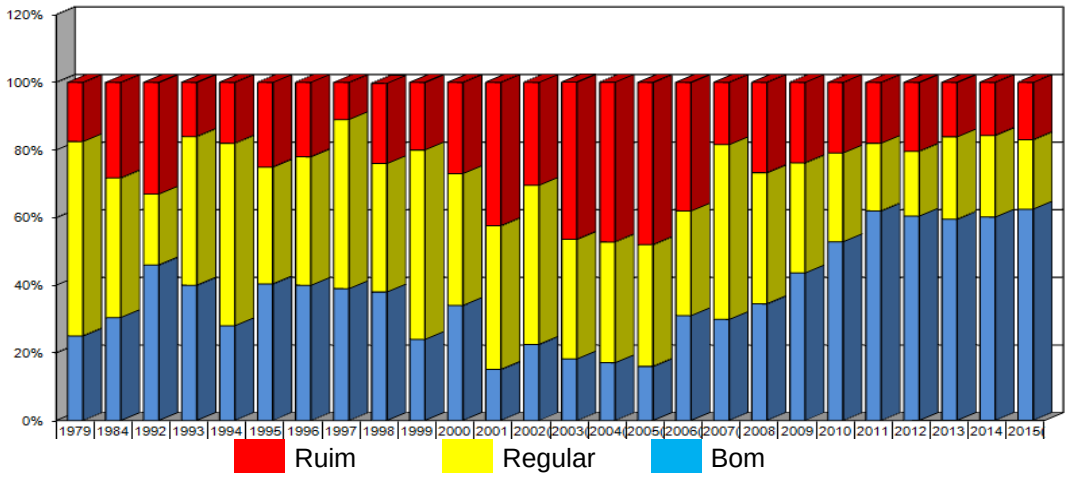


Figura 1: Evolução do perfil da rede rodoviária federal pavimentada
Fonte: Site do DNIT

Este trabalho tem o propósito de avaliar a influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis, de modo comparativo, observando os resultados dos levantamentos de campo referente a quatro anos de monitoramento das unidades de amostragem, período entre os anos de 2013 a 2016, que utilizou parâmetros para caracterização funcional dos pavimentos e do tráfego existente.

2. DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Tomando por princípio que a principal função do pavimento é oferecer conforto ao rolamento dos veículos e segurança ao usuário, sendo que a superfície em solo natural não é suficiente para suportar a ação da repetição de cargas, faz-se necessário a construção de uma estrutura capaz de absorver e distribuir os esforços. Um pavimento bem construído, no início do ciclo de vida, deve possuir uma superfície suave sem irregularidades, por isso deve ter um alto grau de serventia.

"Todos os veículos que passam pelo trecho são "registrados" na estrutura, uma vez que cada passagem de carga contribui incrementalmente para o estado de deterioração do pavimento. " (Bernucci *et al.*, 2008).

O grau de serventia foi definido em um programa denominado AASHO *Road Test*, realizado pela AASHO, atual AASHTO (American Association State Highway and Transportation Officials) em uma pista experimental em Otawa –Illinois/EUA no início da década de 1960, onde foi instituído o conceito de atribuir uma nota ao pavimento num dado momento. Esta sistemática de avaliação funcional do pavimento foi denominada P.S.R. – *Present Serviciability Rating.* No Brasil o índice foi adotado pelo DNIT 009/2003-PRO como VSA – Valor de Serventia Atual.

Segundo Carey e Irick (apud Soncim, 2011) "O desempenho é definido como a variação da serventia que o pavimento oferece aos seus usuários, ao longo do tempo ou após um determinado número de aplicações de cargas do tráfego, ou seja, o histórico da serventia fornecida ao usuário", como ilustrado na Figura 2.

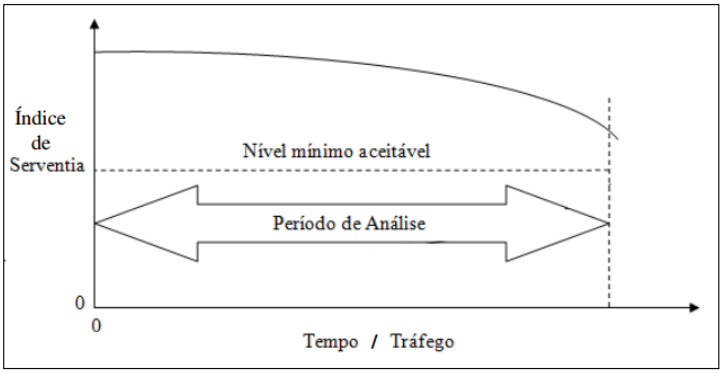


Figura 2 - Variação da Serventia com o tempo / tráfego
Fonte: (HAAS; HUDSON, ZANIEWSKI, 1994)

"Os veículos, principalmente caminhões e ônibus, ao trafegarem sobre as irregularidades (depressões, corrugações, trilhas de rodas, entre outras), tem sua carga estática acrescida devido a efeitos dinâmicos e que atuam por um período curto de tempo nas proximidades das irregularidades" Fernandes Junior e Barbosa (2000).

As citações dos estudos apresentados permitem inferir que por meio do registro da irregularidade longitudinal é possível verificar a variação do estado de conservação do pavimento e caracterizar o seu desempenho.

2.1. Avaliação de pavimentos

A avaliação dos pavimentos é intrínseca à obtenção de informações que serão entradas para o banco de dados do Sistema de Gerência de Pavimentos, pois é esse diagnostico periódico que permitirá comparar e avaliar a progressão da degradação dos pavimentos, ou seja, será o histórico dos inventários que evidenciará o desempenho do pavimento.

Para Haas *et al*., (apud Soncim, 2011), os pavimentos podem ser avaliados por quatro parâmetros, sendo eles:

a) a irregularidade longitudinal da superfície – avaliação funcional;
b) defeitos na superfície do pavimento – levantamentos de defeitos no campo;
c) deflexões recuperáveis - avaliação da capacidade estrutural;
d) coeficiente de atrito pneu-pavimento – avaliação de segurança.

Neste artigo foi abordado apenas o item sobre a irregularidade longitudinal da superfície – avaliação funcional, a qual é mensurada em função da sua irregularidade longitudinal, que é um somatório de desvios em relação a um plano ideal paralelo ao eixo da estrada, medido geralmente nas trilhas de roda, é quantificada pelo *International roughness Index* – IRI (Índice de Irregularidade Internacional) e é expresso em m/km.

"A irregularidade da superfície do pavimento é considerada o mais importante indicativo de desempenho dos pavimentos, pois afeta diretamente o conforto e a segurança dos usuários da rodovia, além de estar relacionada com os custos operacionais dos veículos" (Soncim, 2011).
Os equipamentos que realizam as medições devem ter a sua calibração regida pelas normas DNER ES173/86 e DNER PRO 164/89, a aferição é realizada em um trecho testemunha que deve ter a extensão de 320 metros, que é demarcado a cada 50 centímetros nas trilhas de roda e

as leituras obtidas por meio do nível mira, resultando no valor do Quociente de Irregularidade (QI). Os conceitos de IRI e QI são bastante similares, sendo correlacionados pela equação QI = 13 x IRI.

O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos – DNIT (2006) relaciona o resultado do IRI com o nível de degradação do pavimento por meio uma escala que conceitua a condição do pavimento, conforme demonstrado na Tabela 1.

Tabela 1: Condições de superfície do pavimento

Conceito	Irregularidade	
	QI(cont./km)	IRI)m/km)
Excelente	13-25	1-1,9
Bom	25-35	1,9-2,7
Regular	35-45	2,7-3,5
Ruim	45-60	3,5-4,6
Péssimo	>60	>4,6

2.2. Metodologia de Obtenção das Medidas de IRI

Os dados utilizados para avaliar a influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis, foram obtidos do resultado do trabalho de planejamento do DNIT que firmou um contrato para realização da calibração da ferramenta HDM4 (*Highway Development and Management model*), no intuito de conferir maior precisão e confiabilidade nas previsões de planejamento da malha rodoviária, essa ferramenta é utilizada para apoiar a tomada de decisões relacionadas principalmente à gestão da conservação e à reabilitação de pavimentos de redes viárias que estão sob sua administração.

O contrato consiste na identificação, seleção e monitoramento de 50 trechos rodoviários experimentais de 1 quilômetro cada, cuja escolha considerou características como clima, geometria, condição do pavimento, solução de projeto adotada (tipo de materiais, dimensionamento e estrutura), volume de tráfego e carga de eixo, para servirem de laboratório, onde foram realizados ensaios periódicos para avaliar a deflectometria, defeitos do pavimento, Índice Internacional de Irregularidade (IRI) de Resistência à Derrapagem, microdrenagem, contagem de tráfego e pesagem de veículos, que fornecem informações da condição do pavimento e consequentemente da evolução do seu comportamento. Foi previsto um período de cinco anos para o acompanhamento com campanhas de inspeção anuais, iniciado em 2013.

Foram utilizados os perfilômetros inerciais laser, que são equipamentos que fornecem medições Classe I, obtém medidas contínuas do perfil longitudinal e transversal com a velocidade de tráfego. Esses resultados são comparados com outro perfil resultante de uma medição com perfilômetro portátil, a fim de determinar se os valores de dispersão são aceitáveis.

A descrição do equipamento, conforme Figura 3, está baseada no relatório “procedimento para a validação do perfilômetro laser” de 2015 da empresa contratada, entregue ao DNIT. O perfilômetro laser é um aparelho de ensaio constituído por um veículo equipado com transdutores e dispositivos de gravação e computação de perfil. Os transdutores são usados para medir a aceleração vertical, deslocamento e a distância percorrida. Um computador processa as saídas do transdutor para produzir o perfil digitalizado da superfície explorada.

Os acelerômetros medem a aceleração utilizada para estabelecer a referência inercial, sendo que os transdutores registram a distância entre os acelerômetros e a superfície medida.

O perfil medido corresponde à precisão de classe 1 conforme o definido pela norma ASTM E-950 (Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Established Inertial Profiling Reference). A obtenção do deslocamento vertical se dá com o processamento dos dados da aceleração vertical registrada. A "transformação" da medida da aceleração em deslocamento vertical é feita através de duas integrações sucessivas. O perfil para medição das irregularidades é traçado com o valor do deslocamento calculado. O processamento é feito por softwares desenvolvidos pelos fabricantes dos equipamentos.

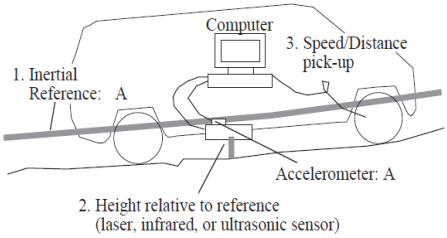


Figura 3: Veículo equipado com perfilômetro e acelerômetro.

A medição das irregularidades foi realizada com a periodicidade de um ano. Em cada seção foram realizadas medições por faixas, sendo o índice de irregularidade internacional (IRI) calculado a cada 20 metros e o resultado representativo por trecho teste foi considerado a média de todos dos índices obtidos nas duas faixas de tráfego.

2.3. A influência das solicitações do tráfego no desempenho do pavimento

O estudo do tráfego permite conhecer a quantidade e as características dos veículos que circulam em uma rodovia, identifica a circulação dos veículos, permitindo saber a origem e o destino das viagens, possibilitando mapear as linhas de desejos de passageiros e mercadorias, ou seja, fornece informações para estabelecer as premissas construtivas da rodovia, e visa atender às demandas relacionadas à capacidade de suporte no dimensionamento do pavimento e o nível de serviço adequado nos estudos de capacidade.

Segundo Pinto e Preussler (2010, p.133), o pavimento é dimensionado em função do número equivalente "N" de operações de um eixo tomado como padrão, durante o período de projeto escolhido e obtido a partir dos estudos de tráfego.

Para o dimensionamento de reforço do pavimento é essencial a identificação da solicitação de tráfego que o pavimento já sofreu, bem como a determinação do tráfego futuro, sendo necessário os seguintes elementos relativos ao tráfego: volume médio diário anual (VMDa), classificação da frota, fator de equivalência de carga e número equivalente "N", os quais são definidos a seguir.

2.3.1. Volume médio diário anual (VMDa)

A determinação do volume de tráfego deve ser baseada em contagens volumétricas e classificatórias dos trechos em estudo, considerando os desvios de tráfego significativos para a caracterização de um subtrecho homogêneo relativos a tráfego.

A obtenção do VMDa deve ser feita considerando a contagem do período de 365 dias, pois o comportamento do tráfego é influenciado por variações sazonais, de maneira que uma contagem de curta duração deverá ter o tratamento de correção da sazonalidade por meio de dados históricos e fatores de correção.

2.3.2. Classificação da frota

Os diferentes impactos causados em uma via pelos tipos de veículos variados levaram à necessidade de classificar a frota, principalmente no que se refere aos veículos de carga.

A mínima classificação adotada que pode ser útil para os estudos de tráfego compreende as subclasses de veículos caminhão leve, caminhão médio, caminhão pesado, reboque/semi reboque. Existem muitas variações que implicam em variação da solicitação de carga aplicada ao pavimento, de maneira que é desejável uma classificação mais detalhada, em função do tipo de veículo e de sua rodagem. Os semi reboques são classificados em: 2S1; 2S2; 3S2, 2S3; etc., o primeiro algarismo representa o número de eixos do cavalo mecânico e o segundo, o número de eixos do semi reboque (DNIT, 2006).

2.3.3. Fator de equivalência de carga

O fator de equivalência de carga é a obtenção de um eixo padrão pelo equivalente do número de operações de um tráfego misto, ou seja, permitem converter uma aplicação de um eixo solicitado por uma determinada carga em um número de aplicações do eixo-padrão que deverá produzir um efeito equivalente.

"As cargas dos veículos causam deflexões nas camadas do pavimento e alteram o estado de tensões e deformações. Cada carga provoca um efeito destrutivo e reduz a vida remanescente do pavimento" (DNIT, 2006).

2.3.4. Número equivalente "N"

O número "N", necessário ao dimensionamento do pavimento flexível de uma rodovia, é definido pelo número de repetições de um eixo-padrão de 8,2 t (18.000 lb ou 80 kN), durante o período de vida útil do projeto, que teria o mesmo efeito que o tráfego previsto sobre a estrutura do pavimento, Manual de estudo de tráfego (DNIT, 2006).

Os fatores relacionados com a composição do tráfego são considerados na determinação do número "N", para efeito de projetos, consideram o tráfego da faixa mais solicitada e desprezam-se os carros de passeio e utilitários por terem os fatores de veículos muito baixos.

Após observar os principais elementos relativos ao tráfego, apresenta-se a metodologia utilizada para obtenção da caracterização do tráfego em cada seção escolhida como unidade de amostragem de análise no contrato. A contagem volumétrica e classificatória foi realizada de acordo com as disposições fornecidas no Manual de Estudos de Tráfego 2006 (Publicação IPR - 723) do DNIT e também foram levados em consideração os requerimentos solicitados pelo Volume 4 (Parte B) e Volume 6 do Manual do software HDM-4. Foram realizadas contagens automatizadas por sete dias consecutivos, 24 horas por dia, e contagens manuais com o propósito de aferição dos equipamentos de contagens automáticas.

3 PREMISSAS DA ESCOLHA DAS UNIDADES DE AMOSTRAGEM

A calibração da curva de deterioração do pavimento consiste na amostragem de 50 segmentos de 1 quilômetro de rodovia e a coleta de dados nesses segmentos rodoviários. Com isso, se espera refletir grandes parcelas da população rodoviária, e a coleta de dados nesses segmentos também poderá permitir a calibração HDM-4 Nível III no período de 5 anos.

As premissas consideradas para amostragem final estão baseadas na utilização de 3 variáveis de amostragem (zona climática, tipo de superfície de rodovia e deflexão central). Cada uma das 3 variáveis de amostragem tinha uma distribuição diferente na população de rodovias, o que determina o tamanho da amostra para cada valor em cada variável de amostragem.

As justificativas das variáveis selecionadas foram as seguintes:

a) Zona Climática – é uma das variáveis singulares mais importantes na deterioração de rodovias;
b) Tipo de Superfície de Rodovia – a deterioração é diferente para rodovias de superfícies diferentes, mesmo quando todas as outras variáveis permanecem constantes (suposição *ceteris paribus*);
c) Subleito e resistência do solo – Selecionamos a variável de deflexão central como um representante desta variável, já que a variável original não estava disponível na base de dados que nos foi fornecida pelo DNIT.

A seleção final envolveu um tratamento estatístico contemplando a distribuição conjunta de clima pelo tipo de superfície pela deflexão central. O consultor identificou uma distribuição na população rodoviária brasileira que resultaram em não menos que 46 combinações diferentes. Na Figura 4 podem ser observadas as características de parte das 50 unidades amostrais que fizeram parte deste estudo.

Unidade de Amostragem	BR	Km Inicial	Unidade Federal	Estrutura HDM-4	Tipo de Superfície	Clima	Intervalo de Deflexão
UA 37	414	Km 335+000	GO	BTDG	TSD+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
UA 38	70	Km 30+000	GO	BTDG	TSD	Tropical Brasil Central	50-70
UA 39	80	Km 155+000	GO	BCAG	TSD+CBUQ	Tropical Brasil Central	50-70
UA 40	80	Km 174+000	GO	BCAG	TSD+CBUQ	Tropical Brasil Central	50-70
UA 41	20-DF	Km 30+000	DF	BCAG	CBUQ	Tropical Brasil Central	SEM INFO
UA 42	251-DF	Km 12+000	DF	BCAG	TSD+CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
UA 43	251-GO	Km 24+000	GO	BCAG	CBUQ+Lama Asfáltica	Tropical Brasil Central	<50
UA 44	251-GO	Km 8+800	GO	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	50-70
UA 45	365	Km 168+200	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
UA 46	365	Km 157+000	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
UA 47	365	Km 29+000	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
UA 48	282	Km 343+000	SC	BCAG	CBUQ	Temperado	<50
UA 49	282	Km 203+000	SC	BCAG	CBUQ	Temperado	<50
UA 50	116-SP	Km 3+000	SP	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50

Figura 4: Parte das Características das Unidades de Amostragem selecionadas

3.1 Metodologia de análise

Na correlação dos parâmetros das 50 unidades de amostragem, realizou-se a classificação das unidades, na ordem decrescente das seções que apresentaram maior quantidade absoluta de veículos comerciais, e para melhor entendimento adotou-se a metodologia da "Curva ABC", onde a quantidade de vinte por cento das unidades de amostragem (A20) com maior quantitativo comercial, correspondente a 10 unidades de amostragem, conforme Tabela 2.

Tabela 2: Classificação na amostragem A20 referente ao quantitativo do trafego comercial

Unidade de Amostragem	Extensão (m)	VEICULOS			
		Passeio	Comercial	Total	% COMERCIAL
UA (48)	1000	4.214	1.283	**5.497**	**23,3%**
UA (45)	1000	3.648	1.258	**4.906**	**25,6%**
UA (46)	1000	2.686	1.249	**3.935**	**31,7%**
UA (01)	1000	5.601	1.149	**6.750**	**17,0%**
UA (35)	1000	3.429	1.060	**4.489**	**23,6%**
UA (10)	1000	1.591	957	**2.548**	**37,6%**
UA (27)	1000	3.158	923	**4.081**	**22,6%**
UA (28)	1000	3.158	923	**4.081**	**22,6%**
UA (25)	1000	2.207	861	**3.068**	**28,1%**
UA (17)	1000	1.154	854	**2.008**	**42,5%**

Após a identificação dos resultados destas 10 unidades realizou-se o somatório dos resultados dos parâmetros de IRI, do volume de tráfego total e do volume de tráfego comercial, e de toda a amostra, realizou-se a divisão do somatório de cada parâmetro da amostragem A20 pelo seu correspondente no grupo total.

Por fim, realizou-se a correlação das informações referentes às cinco unidades de amostragem, fazendo as comparações mais detalhadas em locais com as mesmas variáveis de zona climática, tipo de superfície e deflexão central, destacando a variação apenas do volume de tráfego comercial.

4 RESULTADOS OBTIDOS

Considerando que a avaliação funcional dos pavimentos é mensurada em função da sua irregularidade longitudinal e por entender que a irregularidade da superfície do pavimento é o mais importante indicativo de desempenho dos pavimentos, foi escolhido este parâmetro para a análise comparativa.

A Tabela 3 apresenta as informações das irregularidades longitudinais obtidas nos ensaios ao longo dos 4 anos de monitoramento e a sua variação em percentual da amostra A20 e observou-se que a Unidade de Amostragem - UA 35 é a que possuiu a maior variação do IRI.

Tabela 3: Parte do Dados médios do Índice de Irregularidade Internacional

Unidade de Amostragem	BR	Km Inicial	Unidade Federal	Média IRI Ano 2013	Variação anual 14 -13	Média IRI Ano 2014	Variação anual 15 - 14	Média IRI Ano 2015	Variação anual 16 - 15	Média IRI Ano 2016	Variação IRI 16 - 13
UA 48	282	Km 343+000	SC	1,1	17,3%	1,29	3,9%	1,34	6,0%	1,42	29,1%
UA 45	365	Km 168+200	MG	1,05	16,2%	1,22	3,3%	1,26	2,0%	1,29	22,4%
UA 46	365	Km 157+000	MG	1,15	15,7%	1,33	0,4%	1,34	-1,5%	1,32	14,3%
UA 1	101	Km 304+600	BA	1,65	9,1%	1,80	7,8%	1,94	-0,8%	1,93	16,7%
UA 35	153	Km 403+000	GO	1,05	23,8%	1,30	10,0%	1,43	-0,3%	1,43	35,7%
UA 10	116	Km 422+000	CE	1,4	33,6%	1,87	1,6%	1,90	-21,6%	1,49	6,4%
UA 27	364	Km 158+500	GO	1,2	13,3%	1,36	4,4%	1,42	4,2%	1,48	23,3%
UA 28	364	Km 169+500	GO	1,1	24,5%	1,37	2,2%	1,40	-3,6%	1,35	22,7%
UA 25	70	Km 645+000	MT	1,1	16,4%	1,28	7,4%	1,38	-1,8%	1,35	22,7%
UA 17	364	Km 817+000	MT	1,15	17,4%	1,35	4,4%	1,41	0,4%	1,42	23,0%

A Tabela 4 apresenta o resultado da contagem de tráfego realizada em 2014, sendo a média diária obtida em 7 dias consecutivos de levantamento da amostra A20 classificado na ordem do maior volume de tráfego comercial absoluto. Em percentual considerando o total de veículos na seção estudada, observou-se que que a UA 17 é que tem maior proporção de veículos comerciais em relação ao total geral de veículos.

Tabela 4: Parte dos Dados de tráfego obtidos na contagem do ano de 2014

Localização				VEICULOS			
Unidade de Amostragem	**BR**	**Km Inicial**	**Unidade Federal**	**Passeio**	**Comercial**	**Total**	**% COMERCIAL**
UA 48	282	Km 343+000	SC	4.214	1.283	5.497	23,3%
UA 45	365	Km 168+200	MG	3.648	1.258	4.906	25,6%
UA 46	365	Km 157+000	MG	2.686	1.249	3.935	31,7%
UA 1	101	Km 304+600	BA	5.601	1.149	6.750	17,0%
UA 35	153	Km 403+000	GO	3.429	1.060	4.489	23,6%
UA 10	116	Km 422+000	CE	1.591	957	2.548	37,6%
UA 27	364	Km 158+500	GO	3.158	923	4.081	22,6%
UA 28	364	Km 169+500	GO	3.158	923	4.081	22,6%
UA 25	70	Km 645+000	MT	2.207	861	3.068	28,1%
UA 17	364	Km 817+000	MT	1.154	854	2.008	42,5%

As informações obtidas nas unidades de amostragem no período de estudo, referente às irregularidades longitudinais (IRI) médias, foram correlacionadas com as informações do seu volume de tráfego total e do tráfego comercial, primeiramente abrangendo todos as 50 unidades inventariadas, e posteriormente foram selecionadas cinco unidades de amostragem, fazendo as mesmas interações, porém, mais detalhadas e apreciando locais com as mesmas variáveis físicas e ambientais, variando apenas o volume de veículos comerciais.

No Quadro 1, seguem os resultados obtidos na análise do A20. Assim, no grupo formado pelos vinte por cento das unidades de amostragem com os maiores quantitativos absoluto do tráfego comercial, corresponde ao tráfego de trinta e oito por cento dos veículos comerciais e de 29,5% quando comparado ao tráfego total, considerando toda a amostra (50 unidades). Observa-se que em 20% das unidades (A20) concentrou-se um incremento do IRI de 32,4%, evidenciando que esse grupo que apresentou maior percentual de evolução das irregularidades longitudinais foram identificados com maior proporção de tráfego comercial.

Quadro 1: Percentuais da relação entre cada parâmetro classificados na amostragem A20 de variação do IRI

% Variação IRI	% veículos comerciais	% veículos total
32,4	38,0	29,5

Na correlação das informações referente às cinco unidades de amostragem, foram avaliadas separadamente as de números 45, 46 e 47 e as unidades 48 e 49 conforme dados do Quadro 02.

Quadro 2: Caracterização Física das unidades de amostragem

UA	BR	km	Unidade Federal	Estrutura HDM-4	Tipo de Superfície	Clima	Intervalo de Deflexão
45	365	168+200	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
46	365	157+000	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
47	365	29+000	MG	BCAG	CBUQ+Microrevestimento	Tropical Brasil Central	<50
48	282	343+000	SC	BCAG	CBUQ	Temperado	<50
49	282	203+000	SC	BCAG	CBUQ	Temperado	<50

Na Tabela 5 constam os resultados obtidos da análise dos ensaios das 5 cincos seções (UA) com características físicas semelhantes, como por exemplo, tipo de superfície mostrada no Quadro 02, e os resultados da Tabela 06 mostram que as UA 45, 46 e 47 possuem o tráfego total semelhantes diferenciando na proporção de veículos comerciais, e as UA 48 e 49 também com características semelhantes de volume de tráfego total, apresentaram relativamente diferença da proporção do volume de tráfego comercial.

Tabela 5: Resultados da análise

Unidade de Amostragem	VEICULOS				Variação IRI %
	Passeio	Comercial	Total	% COMERCIAL	
UA (45)	3.648	1.258	**4.906**	**25,6%**	**22,4%**
UA (46)	2.686	1.249	**3.935**	**31,7%**	**14,3%**
UA (47)	3.535	521	**4.056**	**12,8%**	**7,7%**
UA (48)	4.214	1.283	**5.497**	**23,3%**	**29,1%**
UA (49)	3.810	407	**4.217**	**9,7%**	**2,9%**

A comparação dos segmentos das unidades de amostragem números 45, 46 e 47 que apresentam características semelhantes, como pode ser observado no Quadro 2 e na Tabela 5 verificou-se as informações do tráfego total resultaram em valores próximos e o percentual de veículos comerciais que apresentam diferenças proporcionais entre o tráfego de veículos comerciais e o total de veículos.

A Tabela 5, ainda mostra, o percentual da evolução do IRI registrado no período de estudo. Percebeu-se que a unidade de amostragem (UA) 47 apresentou a menor proporção de veículos comerciais 12,8%, corresponde a menor variação do IRI de 7,7%. Demonstra aderência na proporcionalidade no grau de incremento do IRI em relação a proporção de veículos comerciais, conforme Figura 4.

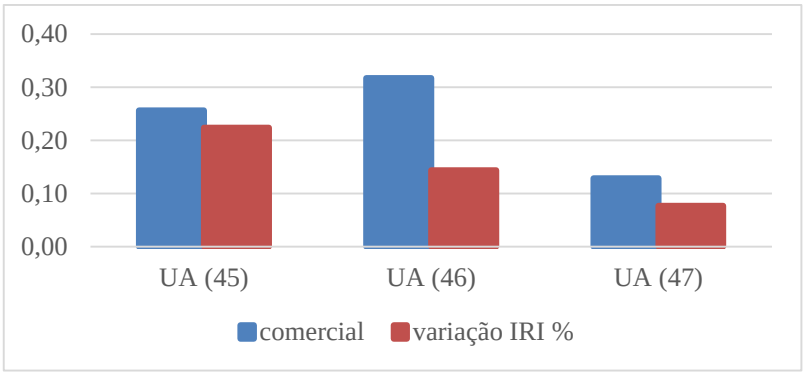


Figura 4: Comparativo da variação do IRI com a proporção de veículos comerciais

Nas unidades de amostragem de número 48 e 49, realizando a comparação de modo análogo ao demonstrado nas unidades de amostragem anteriores, verifica-se as características semelhantes no Quadro 2 e na Tabela 5 as informações do tráfego e da evolução do IRI. Neste caso também demonstra aderência na proporcionalidade no grau de incremento do IRI quando comparado com a proporção de veículos comerciais, conforme pode ser observado na Figura 5.

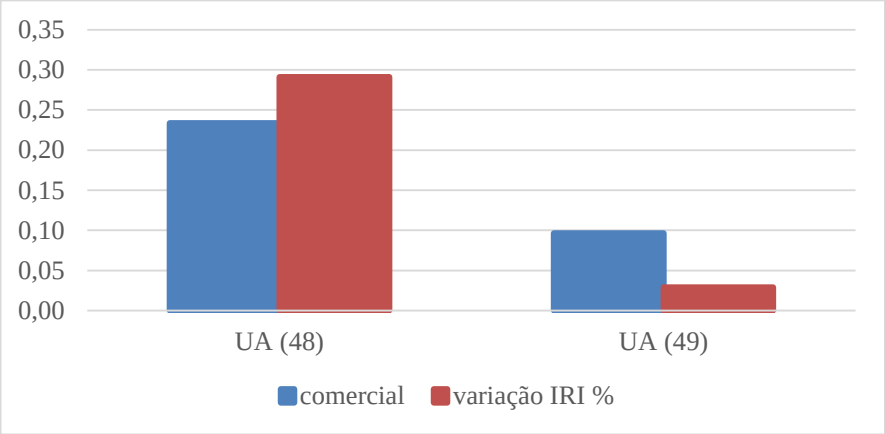


Figura 5: Comparativo da variação do IRI com a proporção de veículos comerciais

5. CONCLUSÃO

Neste estudo foram avaliados os resultados do monitoramento das unidades de amostragem, período entre os anos de 2013 a 2016, que utilizou vários parâmetros para caracterização funcional dos pavimentos e do tráfego existente, para que de modo comparativo, verifica-se influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis.

Constatou-se que no grupo formado pelos vinte por cento das unidades de amostragem com maior quantitativo absoluto de tráfego comercial (A20), corresponde ao tráfego de 38% do total de veículos comerciais (50 UA) e de 29,5% quando comparado ao tráfego da amostra total (50 UA). Nota-se que no grupo A20 que apresentou maior percentual de evolução das irregularidades longitudinais foram identificados com maior quantidade de tráfego comercial.

Na comparação dos segmentos, das unidades de amostragem números 45, 46 e 47 que apresentam características físicas e ambientais semelhantes, constatou-se a existência de

compatibilidade no comportamento dos segmentos com maior incidência de veículos comerciais coincidentes com a maior evolução das irregularidades longitudinais.

Nas unidades de amostragem de número 48 e 49, também com características físicas e ambientais semelhantes e realizando a comparação de modo análogo ao demonstrado nas unidades de amostragem anteriores, pode-se constatar o mesmo comportamento, os segmentos com maior incidência de veículos comerciais, se mostraram com a maior evolução das irregularidades longitudinais.

As verificações no comportamento da evolução das irregularidades longitudinais em consonância com a maior ocorrência do tráfego comercial evidenciam a maior influência das solicitações do tráfego comercial no desempenho dos pavimentos flexíveis.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2008. 501 p.

DNER PRO 159/85 - Projeto de restauração de pavimentos flexíveis DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro/RJ.

DNER PRO 269/94 Projeto de restauração de pavimentos flexíveis - DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro/RJ.

DNIT 006/2003-PRO Avaliação Objetiva dos Pavimentos Flexíveis e semi-rígidos. Procedimento. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, Rio de Janeiro/RJ.

DNIT (2006) Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos – Rio de Janeiro.

DNIT (2006) Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Manual de estudos de tráfego – Rio de Janeiro 2006

FERNANDES Jr, J.L.;ODA, S.; ZERBINI, L.F. Defeitos e atividades de manutenção e reabilitação em pavimentos asfálticos. 101 f. (Material de apoio didático) – Gráfica da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010. 101 p.

FERNANDES JR., J. L. Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos. 1994. 244 f. Tese (DOUTORADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1994.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Rio de Janeiro: Synergia: IBP, 2010. 220 p.

SONCIM, S. P. Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos com base em dados da rede de rodovias do Estado da Bahia. 2011. 197 f. Tese (DOUTORADO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

Carlos Alberto Abramides (carlos.abramides@dnit.gov.br)
Luis Miguel Gutierrez Klinsky (luis.gutierrez@grupoccr.com.br)
Lucinei Tavares de Assunção (lassuncao@systra.com)
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
Setor de Autarquias Norte –SAN, Quadra 3, lote A.
Brasília-DF

USO DE FERRAMENTAS DE GEORREFERENCIMENTO PARA AVALIAÇÃO DA CONDIÇÃO SUPERFICIAL DE PAVIMENTOS URBANOS

Felipe Augusto Dantas de Oliveira
Marília Nunes Freire Ribeiro
Wellington Lorran Gaia Ferreira
Universidade Federal Rural do Semi-Árido

RESUMO
Uma das principais etapas para o bom desempenho de um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) corresponde na obtenção de dados com informações suficientes para caracterizar o estado superficial das vias avaliadas. O SGP depende do monitoramento periódico do pavimento para se obter informações essenciais para a avaliação do mesmo. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo utilizar ferramentas de georreferenciamento para caracterizar o estado atual das vias com pavimento asfáltico da cidade de Caraúbas/RN. Inicialmente, por meio do *software QGIS* foi verificado a extensão da malha viária da citada cidade bem como o tipo de revestimento encontrado nas vias. Dos 72km de vias da cidade de Caraúbas, aproximadamente 11km são constituídos por vias com pavimento asfáltico. De forma amostral (10% da extensão total), inicialmente, a condição superficial das vias foi avaliada utilizando o parâmetro IGG (Índice de Gravidade Global). Em seguida, por meio da ferramenta *Google My Maps*, foi realizado o Levantamento Visual Continuo (LVC) dos mesmos trechos avaliados anteriormente seguindo as recomendações da norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT 008/2003. Por meio dessa ferramenta foi possível georreferenciar os defeitos encontrados, como panelas, remendos, trincas e outros. No geral, observou-se que as ferramentas obtidas de forma gratuita podem ser utilizadas para caracterizar de maneira simples e econômica a condição superficial das vias, auxiliando no processo de planejamento das ações a serem realizadas para melhorar o estado da malha viária existente.

PALAVRAS-CHAVE: pavimentos urbanos, condição de superfície, gerência de pavimentos

ABSTRACT
One of the main steps for the good performance of a Pavement Management System (PMS) is to obtain data with sufficient information to characterize the surface condition of the roads evaluated. The PMS depends on the periodic monitoring of the pavement to obtain essential information for the evaluation of it. Thus, the present work aims to use georeferencing tools to characterize the current state of the asphalt pavement roads of the city of Caraúbas/RN. Initially, through the software QGIS was verified the extension of the road network of the mentioned city as well as the type of coating found in the roads. Of the 72km of roads of the city of Caraúbas, approximately 11km are constituted by roads with asphalt pavement. Sampling (10% of the total extension), initially, the surface condition of the roads was evaluated using the IGG (Global Severity Index) parameter. Then, through the Google My Maps tool, the Visual Continuous Survey (VCS) was executed in the same road segments previously evaluated following the recommendations of the National Department of Transport Infrastructure - DNIT 008/2003. Through this tool it was possible to georeference the defects found, such as pothles, patches, cracks and others. In general, it was observed that the tools obtained for free can be used to characterize in a simple and economic way the surface condition of the roads, helping in the process of planning the actions to be carried out to improve the state of the existing road network.

KEY WORDS: urban pavements, surface condition, pavement management.

1. INTRODUÇÃO

A gerência de pavimentos configura-se, atualmente, com uma importante ferramenta de auxílio para a administração e tomada de decisões, a fim de direcionar os recursos públicos de forma mais eficaz, garantindo a melhor relação custo *versus* benefício. Esse sistema é constituído pela avaliação projeto, planejamento, e construção de vias, objetivando pavimentos mais econômicos, confortáveis e seguros (DNIT, 2011). A partir da coleta de dados sobre as vias é possível desenvolver o Sistema de Gerenciamento de Pavimentos (SGP).

A coleta de dados para alimentação do SGP pode ser feita de acordo com normas do DNIT, que exige deslocamento de avaliadores até o local desejado. O surgimento e o reparo de defeitos é um ciclo com constante mudanças, requerendo um acompanhamento periódico de cada via a fim de garantir um eficiente plano de reparos e manutenção.

Aplicativos com o intuito de avaliar as condições do pavimento têm sido desenvolvidos e estão disponíveis para serem utilizados. Aplicativos de georreferenciamento e de localização tem tomado bastante espaço no mercado e na vida dos usuários de celulares, computadores e *tablets*. Esses programas têm se aprimorado e, atualmente, existe uma necessidade cada vez maior de rapidez e melhores capacidade de armazenamento de dados.

Islam *et al.*(2014) Utilizou o *software* ProVAL para avaliar o Índice de Irregularidade Internacional (IRI) nos EUA em 2014. O DNIT lançou, no mesmo ano, o aplicativo DNIT móvel, objetivando comunicar a presença de panelas, acidentes, animais e outras ocorrências nas vias ao órgão, gerando alertas para central de controle. Já Douangphachanh e Oneyama (2013) utilizaram o GPS e o acelerômetro de *smartphones* para calcular o IRI, em pesquisa realizada em Laos, Ásia. Esses métodos focam nos valores do IRI dos pavimentos, deixando a desejar uma avaliação global do ICP e do índice de serventia.

Logo, o presente trabalho tem como objetivo utilizar ferramentas de georreferenciamento já desenvolvidas e disponíveis gratuitamente, a fim de auxiliar a coleta de dados em campo no município de Caraúbas/RN. Desta forma, por meio da ferramenta *Google My Maps*, foi realizado o Levantamento Visual Continuo (LVC) de forma amostral em alguns trechos de vias revestidas com misturas asfálticas da cidade, adaptando as recomendações da norma do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT 008/2003. Além do LVC, foi utilizado o IGG dos trechos analisados anteriormente a fim de comparar os métodos e aumentar a análise sobre o estado da condição superficial dos trechos avaliados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Sistema de Gerência de Pavimentos

O Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) teve seu início na década 70 devido a necessidade de revitalização das vias da época, na América do Norte. Segundo De Oliveira (2013), apesar de dificuldades relacionadas ao desenvolvimento, implemento e operação do SGP, este oferece vantagens em termos técnicos, administrativos e econômicos. Podemos citar alguns deles: constituir uma base de dados completa e eficaz; avaliar os resultados de pesquisas realizadas, de modo a melhorar as técnicas de construção e conservação.

2.2 Avaliação das Condições Superficiais do Pavimento

O DNIT disponibiliza algumas normas direcionadas à avaliação dos pavimentos. O procedimento de ensaio do DNIT 006/2003 – PRO (2003) visa a avaliação funcional dos pavimentos, tendo como parâmetro avaliador o (IGG). Uma segunda norma disponibilizada pelo DNIT é a 008/2003 – PRO (2003), que tem como parâmetros avaliadores o Índice de Condição do Pavimento Flexível (ICPF), Índice de Gravidade Global Expedido (IGGE) e o Índice do Estado de Superfície do Pavimento (IES).

O IGG consiste em um método de avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos, para contabilizar e classificar a ocorrência aparente e as deformações permanentes observadas nas trilhas de roda, desconsiderando a extensão dos defeitos. Os defeitos estão divididos em oito grupos, onde cada grupo tem um fator de ponderação correspondente, que variam entre 0,2 e 1,0, sendo o maior valor para defeitos do tipo 05, que são: ondulação, escorregamento e panelas. Segundo Bernucci *et al.* (2010) a avaliação é feita de forma amostral,

utilizado estações de 6 m de comprimento, distribuídas em estacas a cada 20 m, alternados entre faixas para pistas simples. Alguns dos defeitos contabilizados são: Panela, desgaste, trinca e afundamento de trilha de roda, conforme pode ser verificado na norma.

Os parâmetros de avaliação variam entre 0 e 160, sendo 0 conceituado como ótimo e 160 péssimo. O procedimento DNER PRO-10/79 (1979) estabelece que para um IGG superior a 180 o pavimento deverá ser removido parcial ou totalmente do pavimento existente, sendo posteriormente substituído parcial ou totalmente por uma nova estrutura projetada com base no critério de resiliência. Esse método se torna impreciso devido a utilização de estações não englobar todos os defeitos presentes nas vias, avaliando apenas aqueles locados dentro das estações. Além disso, a severidade dos defeitos não é contabilizada, apenas a frequência.

Em contrapartida, o ensaio DNIT 008/2003 – PRO (2003) avalia todos os defeitos encontrados no trecho avaliado, assim como sua severidade. Essa norma estabelece as condições exigíveis para a avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos através de LVC.Com esses dados é calculado ICPF, assim como o IGGE e o IES, sendo o último o objeto final da norma. (DNIT, 2003). A avaliação deve ser feita de dentro de um veículo a uma velocidade de 40 quilômetros por hora (km/h), onde pelo menos dois avaliadores devem apontar manualmente os defeitos encontrados quanto a sua frequência e severidade, sendo alguns deles panela, remendo, trinca e exsudação.

Os avaliadores avaliam o estado da via baseando-se nos defeitos vistos, para estimar o ICPF, podendo este variar entre 0 e 5. O valor final do ICPF é obtido pela média dos valores atribuídos pelos avaliadores, podendo variar entre 0 e 5, sendo 0 avaliação péssima e 5 ótimo, conforme pode ser visto na norma.

O Cálculo do IGGE se dá de forma semelhante ao cálculo de IGG, citado anteriormente utilizando os dados das Tabela 1 e a Equação 1:

$$IGGE = (Pt \times Ft) + (Poap \times Foap) + (P_{pr} \times F_{pr}) \quad (1)$$

Sendo F_t a frequência, P_t o peso do conjunto de trincas t; F_{oap} a frequência e P_{oap} o peso do conjunto de deformações; F_{pr} a frequência quantificada em quilômetros e P_{pr} o peso do conjunto de panelas e remendos. Os pesos variam entre 0,3 (gravidade 1) e 1,0 (gravidade 3).

Tabela 1: Determinação do índice de gravidade

Panelas (P) e Remendos (R)		
Frequência	Fator F_{pr} Quantidade/km	Gravidade
A- Alta	≥ 5	3
M- Média	2-5	2
B- Baixa	≤ 2	1
Demais defeitos (Ex.: Trincas, deformações)		
Frequência	Fatores F_t e F_{oap} (%)	Gravidade
Alta	≥ 50	3
Média	50 10	2
Baixa	≤ 10	1

Tabela 2: IES – Índice do Estado da Superfície do Pavimento

Descrição	IES	Código	Conceito
IGGE ≤ 20 e ICPF > 3,5	0	A	Ótimo
IGGE ≤ 20 e ICPF > 3,5	1	B	Bom
20 ≤ IGGE ≤ 40 e ICPF > 3,5	2		
20 ≤ IGGE ≤ 40 e ICPF > 3,5	3	C	Regular
40 ≤ IGGE ≤ 60 e ICPF > 2,5	4		
40 ≤ IGGE ≤ 60 e ICPF > 2,5	5	D	Ruim
60 ≤ IGGE ≤ 90 e ICPF > 2,5	7		
60 ≤ IGGE ≤ 90 e ICPF > 2,5	8	E	Péssimo
IGGE > 90	10		

Partindo dos valores obtidos anteriormente é possível calcular o IES, cujo valores compreendem entre 0 e 10, conforme Tabela 2. O fato da avaliação ser feita de dentro de um veículo a 40 km por hora faz com que muitos defeitos não sejam vistos nem contabilizado, além de não ser possível georreferenciar em cada um para uma posterior consulta e planejamento para revitalizações e reparos futuros.

Čelko, Kováč e Kotek (2016) estudaram uma nova forma de avaliar o pavimento, chegando ao *Pavement Scanner*, que trouxe resultados positivos para o meio, utilizando *scanners* acoplados a veículos para mensurar a textura do pavimento em 3D.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Caracterização da Área de Estudo

O local de estudo é o município de Caraúbas/RN, cidade localizada no Oeste Potiguar, com população estimada de 20.000 habitantes, onde se encontra um dos *Campi* da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA). Atualmente, a cidade é dividida em oito bairros: Aeroporto, Alto da Liberdade, Centro, Guido Gurgel, Haroldo Maia, Leandro Bezerra, Nestor Fernandes e Sebastião Maltez. Para caracterizar a malha viária da cidade foram utilizados dados do *Google Maps* e do *Google Earth*, e a divisão de bairros foi obtida por meio dos Correios. O programa QGIS, um *software* livre com Sistema de Informações Geográficas (SIG) de código aberto licenciado segundo a GNU/GPL, foi utilizado para obter a extensão das vias e para gerar os mapas da cidade.

O município conta com uma malha viária de 72km, sendo essa constituída de calçamento, revestimento asfáltico e vias em terreno natural. Além das vias da cidade, foram analisadas as RNs 233 e 117 que cortam a cidade de Caraúbas. Como essas rodovias ainda não se encaixam totalmente na divisão dos bairros já existentes e por terem um tráfego diferente do projetado para as vias urbanas, optou-se por analisá-las separadamente, a fim de uma classificação mais acurada das vias.

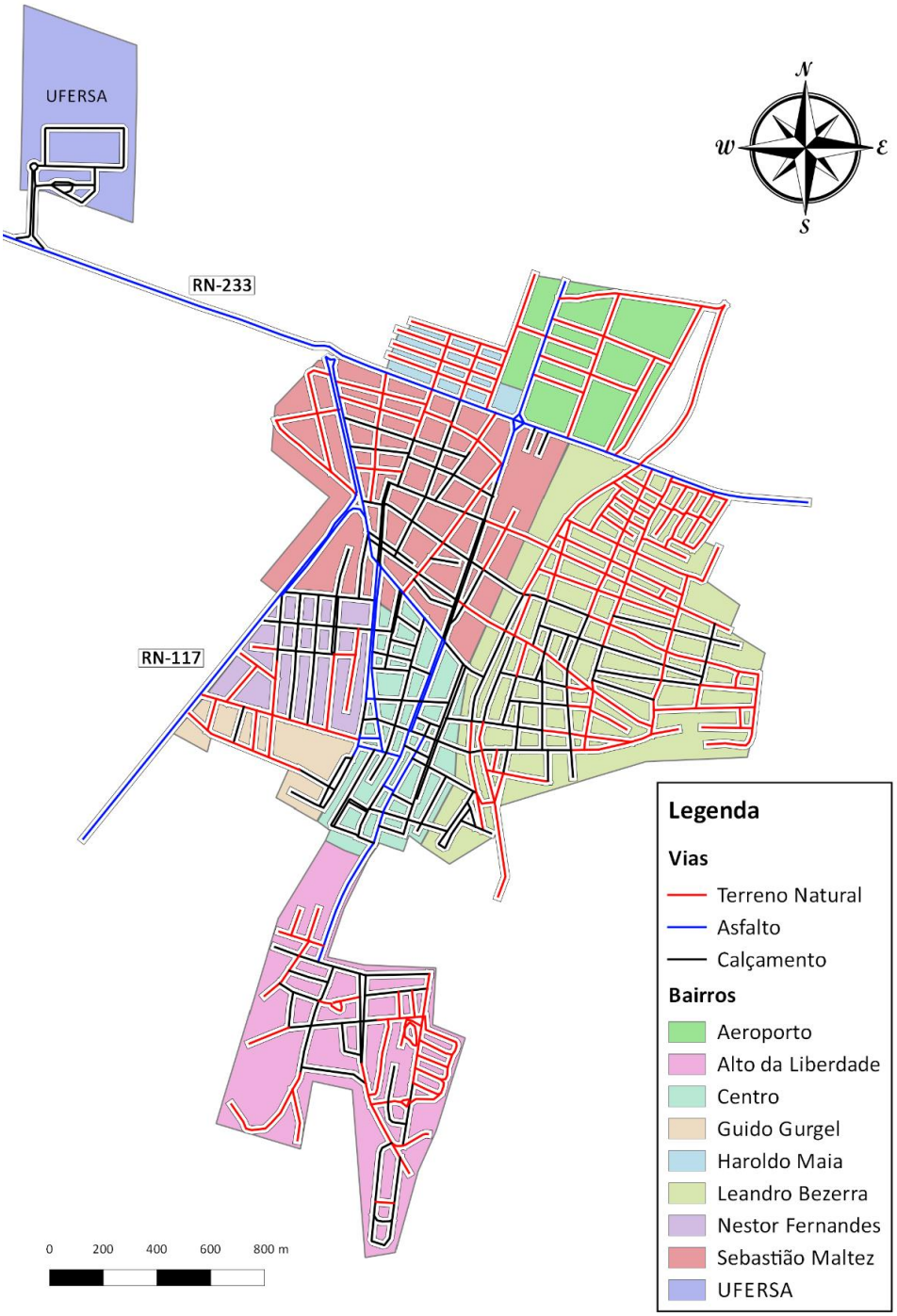


Figura 1: Mapa da distribuição das vias nos bairros da cidade de Caraúbas/RN

3.2. Métodos de Avaliação

Para a avaliação da condição superficial das vias foram utilizados dois métodos: o método do IGG da norma DNIT 006/2003-PRO; e o método do LVC da norma DNIT 008/2003-PRO em conjunto com o aplicativo para celulares gratuito *Google My Maps* onde, neste *software*, cada defeito era registrado e catalogado, a partir do *GPS* integrado em *smartphones*. Não foi utilizado nenhum tipo de veículo, isto é, a equipe de operação percorreu os trechos a pés, dessa forma foi possível uma maior precisão da localidade de cada defeito.

Os defeitos (os quais podem ser vistos na Figura 2) foram medidos em campo com o auxílio do *Google My Maps* onde, a partir da localização atual do *GPS*, eram marcados pontos a partir da ferramenta "Adicionar um novo ponto" para os defeitos pontuais (panelas e remendos) e as extensões dos defeitos, utilizando-se da ferramenta "Adicionar uma nova linha" do mesmo aplicativo. Estas ferramentas podem ser vistas na Figura 2. Após a coleta em campo de cada defeito, foi exportado o arquivo em formato *KML* a partir do site do *Google My Maps* e este, logo em seguida, foi transformado em um arquivo do tipo *shapefile* no *software* também gratuito *QGis*. Neste último, uma tabela de atributos foi gerada e exportada para uma planilha eletrônica, para poder então ser quantificado de forma mais simplificada a ocorrência dos defeitos em cada via, além de realizar os cálculos para se determinar o IGGE.

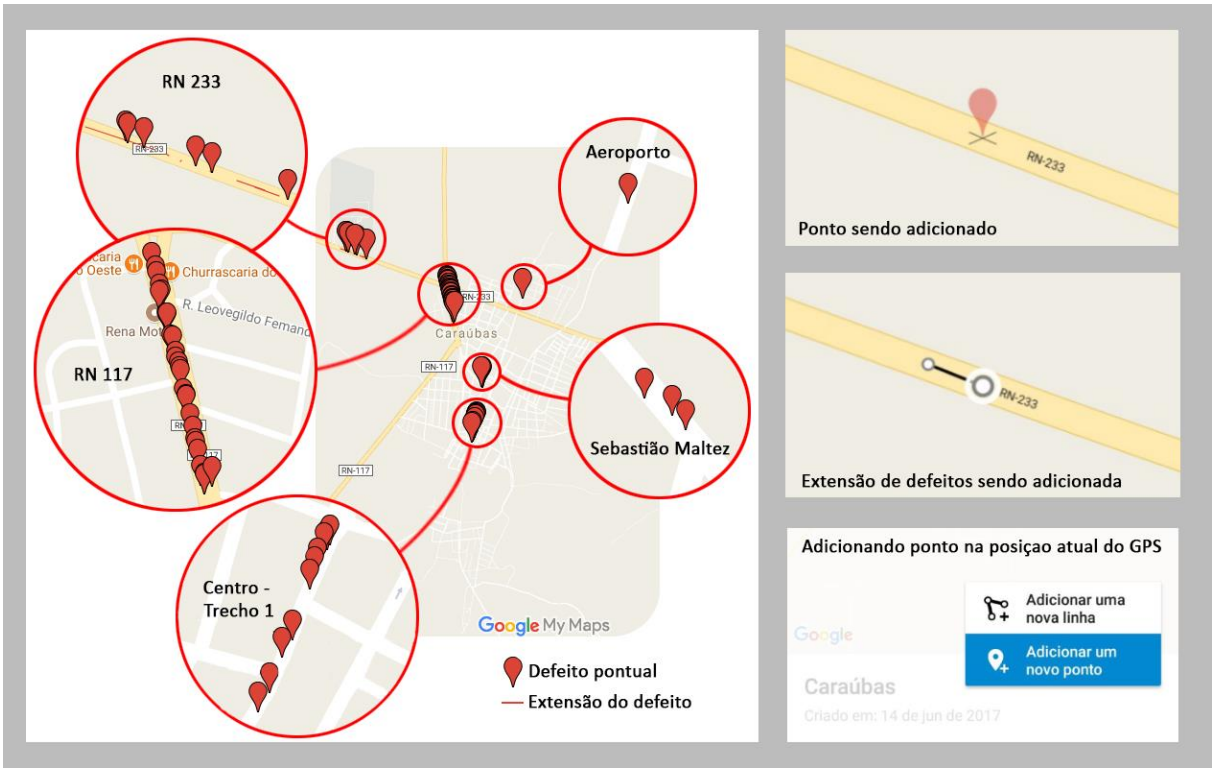


Figura 2: Defeitos catalogados e sendo adicionados pelo *Google My Maps*

A avaliação das vias asfaltadas pelo método do IGG foi realizada no dia 21 de abril de 2017, enquanto pelo método do LVC foi feita no dia 17 de junho de 2017. Estas vias são evidenciadas na Figura 2 e listadas na Tabela 3, que apresenta a extensão dos trechos avaliados em cada bairro da cidade e das RNs. Desta forma, foi avaliado 10% de todas as vias asfaltadas do município (totalizando 1,1km). Foi tomado como referência o início de cada rua para a distribuição das estações. A RN 233 é uma via de mão dupla com duas faixas, sendo assim, cada mão foi analisada separadamente, assim como dita a norma.

Tabela 3: Extensão dos trechos avaliados

Via	Revestimento Asfáltico
Aeroporto	Rua 10 (60m)
Centro	Rua Francisco Martins de Miranda (140m) e Rua Rodolfo Fernandes (140)
Alto da Liberdade	Rua Amâncio Guerra (40m)
Sebastião Maltez	Rua João Gomes de Oliveira (112m)
RN	RN 233 (336m) e RN 117 (300m)

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Na cidade de Caraúbas, 48% das vias encontram-se pavimentadas e 52% ainda se encontram em terreno natural. Nos bairros, essa divisão das porcentagens pavimentadas, bem como o tipo de revestimento encontrado podem ser observadas na Figura 3. As vias pavimentadas resultam da soma dos trechos com os seguintes tipos de revestimento: asfáltico e calçamento; já as vias em terreno natural são aquelas sem nenhum tipo de revestimento.

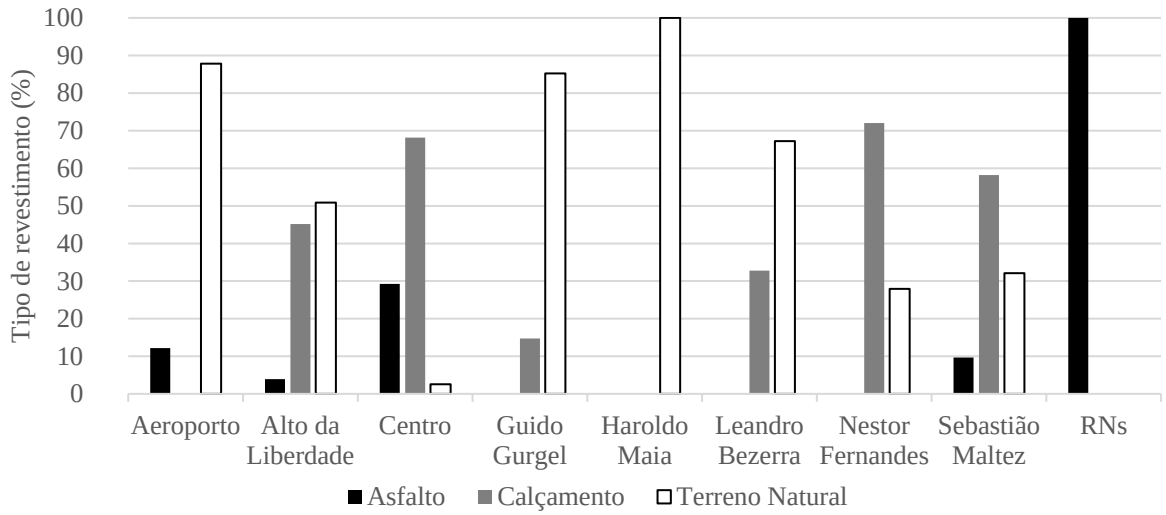


Figura 3: Revestimentos na cidade de Caraúbas – RN.

É possível observar que o bairro Centro e as RNs (vias de maiores fluxos da cidade) apresentam maior porcentagem asfaltada, enquanto que o bairro Haroldo Maia tem em sua totalidade vias apenas em terreno natural. Além disso, observa-se ainda na Figura 3 que os bairros Aeroporto, Haroldo Maia e Guido Gurgel apresentam menos de 20% das suas vias pavimentadas, enquanto que os bairros Centro, Nestor Fernandes e as RNs apresentam mais de 70% das vias pavimentadas. Vale salientar que os bairros Guido Gurgel, Haroldo Maia, Leandro Bezerra e Nestor Fernandes não foram analisados por não possuírem vias asfaltadas.

4.1. Avaliação das Vias Asfaltadas pelo Método DNIT 006/2003-PRO

O IGG das vias asfaltadas avaliadas variou desde 0 (ótimo) até 103 (ruim), havendo uma variação de 57% do valor do IGG, entretanto a maioria das vias se encaixaram entre "ruim" e "regular", como pode ser visto na Tabela 4. Um fato interessante de se observar na Tabela 4 foi que as RNs e o Centro (trecho 1) apresentaram o pior IGG entre os bairros e vias analisadas. Os trechos com melhores avaliações foram as vias localizadas dentro dos bairros Centro (trecho 2), Sebastião Maltez e Alto da Liberdade, tendo seus IGGs de 0, fato este que decorre da idade do pavimento, tendo este sido construído a menos de um ano.

Tabela 4: IGG das vias asfaltadas avaliadas

Bairro	IGG		Comprimento (m)	% Total
Aeroporto	Regular	63	60	5%
Alto da Liberdade	Ótimo	0	40	4%
Centro 1	Péssimo	195	140	12%
Centro 2	Ótimo	0	140	12%
Sebastião Maltez	Ótimo	0	112	10%
RN 233	Regular	66	336	30%
RN 117	Ruim	145	300	27%
Total (m)			1128	100%

O valor elevado para o IGG do Centro 1 e das RNs decorre de estes serem as vias asfaltadas de maior fluxo da cidade. Tal avaliação é marcada pela alta frequência de desgastes, remendos e ondulações, como pode ser visto na Figura 4. Os bairros Sebastião Maltez, Alto da Liberdade e Centro (trecho 2), que representam apenas 14% das vias avaliadas, têm as condições dos pavimentos avaliadas como "ótimo", não apresentando nenhum defeito visível sob as estações inventariadas, que advém do fato de estas terem sido pavimentadas recentemente, como pode ser visto na Figura 4b.


(a) Desgaste


(b) Via sem defeitos


(c) Escorregamento


(d) Panela

Figura 4: Defeitos observados no asfalto da cidade

4.2. Avaliação das vias Asfaltadas pelo Método DNIT 008/2003-PRO

Utilizando-se do método do LVC para a avaliação dos mesmos trechos inventariados pelo método do IGG, foram obtidos dois índices, um objetivo e outro subjetivo. O primeiro índice encontrado foi o IGGE, calculado a partir da equação 1, sendo os defeitos inventariados a partir da ferramenta *Google My Maps*. O segundo índice encontrado (subjetivo) foi o ICPF, encontrado como a média da avaliação pessoal de dois avaliadores (av.1 e av.2). A partir dos valores de IGGE e ICPF, entrou-se na Tabela 2 para então determinar o IES, dando o conceito do pavimento (variando de ótimo à péssimo). Os valores de IGGE, ICPF Médio, IES e o conceito obtido por cada trecho podem ser vistos na Tabela 5.

Tabela 5: IES e conceito das vias asfaltadas avaliadas

Bairros	IGGE	ICPF av.1	ICPF av.2	ICPF Médio	IES	CÓDIGO	CONCEITO
Aeroporto	1,8	4,0	4,0	4,0	1	A	Ótimo
Centro 1	57,8	2,0	3,0	2,5	5	D	Ruim
Centro 2	0,0	5,0	5,0	5,0	1	A	Ótimo
Alto da Liberdade	0,0	5,0	5,0	5,0	1	A	Ótimo
Sebastião Maltez	26,8	5,0	5,0	5,0	2	B	Bom
RN 233	69,4	3,0	2,0	2,5	8	E	Péssimo
RN 117	53,9	1,0	0,0	0,5	5	D	Ruim

A partir da Tabela 5, verifica-se que o IGGE variou entre 0 e 69,4. Os maiores valores de IGGE encontrados estão localizados nas RNs e no trecho 1 do bairro Centro, assim como no método do IGG. As vias com melhores avaliações foram as vias localizadas dentro dos bairros Aeroporto, Alto da Liberdade e Centro (trecho 2), possuindo IGGE igual ou muito próximo a 0. Ao relacionar-se o IGG com o IES de cada trecho avaliado, percebeu-se que o IES descreveu melhor a qualidade das vias analisadas. É válido salientar que como desgaste não entra no cálculo do IGGE, o IES para o bairro Aeroporto ficou acima do esperado. Em outras palavras, 31,2% de toda a malha avaliada da cidade de Caraúbas possui avaliações positivas, enquanto que o restante possui conceitos entre ruim e péssimo. A Figura 5 exibe o mapa de Caraúbas, mostrando os trechos avaliados com as respectivas cores, indicando o conceito obtido pelo método do LVC.

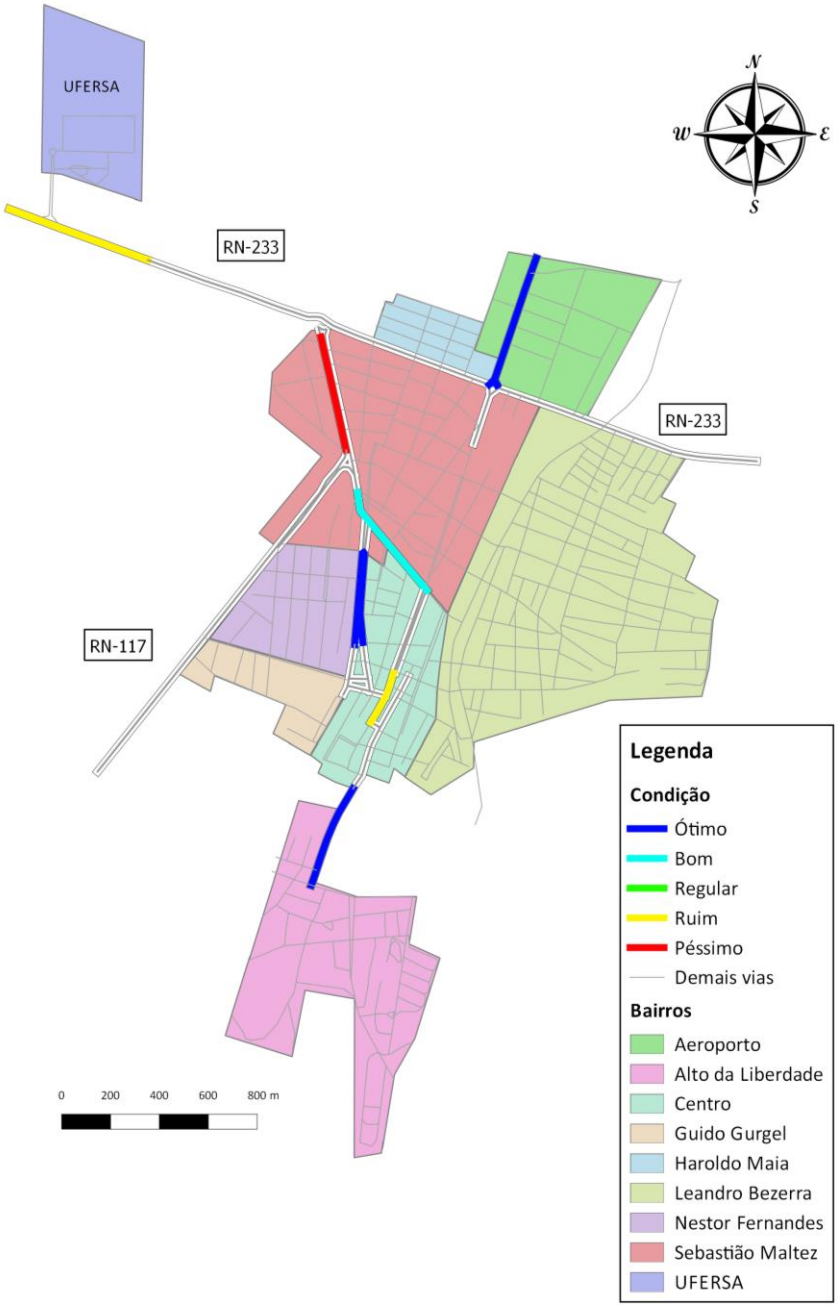


Figura 5: Mapa da cidade de Caraúbas-RN com os trechos avaliados e seus conceitos

4.3. Comparação entre os métodos do IGG e LVC

A Tabela 6 exibe os conceitos obtidos por cada método analisado.

Tabela 6: Conceitos obtidos pelos métodos LVC e IGG, respectivamente

Bairros	Conceito	
	DNIT 008/2003 - PRO (IES)	DNIT 006/2003 - PRO (IGG)
Aeroporto	Ótimo	Regular
Centro 1	Ruim	Péssimo
Centro 2	Ótimo	Ótimo
Alto da Liberdade	Ótimo	Ótimo
Sebastião Maltez	Bom	Ótimo
RN 233	Péssimo	Ruim
RN 117	Ruim	Regular

O primeiro fato interessante a se notar é que há uma certa discrepância entre os valores de IGG e IES para os bairros Sebastião Maltez e Aeroporto. Para o primeiro bairro, esta diferença ocorreu devido a pequenas panelas que anteriormente não estavam localizadas dentro de estações, enquanto para o segundo bairro o valor reduzido de IES em relação ao IGG se deve ao fato de desgaste não entrar no cálculo deste método. Outro fato visualizado, foi que várias panelas encontradas na RN 233 pelo método do LVC não estavam localizadas dentro de estações pelo método do IGG, piorando ainda mais o conceito da mesma.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho atingiu seu objetivo de se utilizar ferramentas de georreferenciamento para avaliar a condição superficial do pavimento urbano da cidade de Caraúbas, localizada no estado do Rio Grande do Norte, mostrando-se uma forma eficaz e econômica para este fim.

Sendo assim, observou-se que as ferramentas obtidas de forma gratuita (*Google My Maps* e *QGis*) podem ser utilizadas para caracterizar de maneira simples e econômica a condição superficial das vias, auxiliando no processo de planejamento das ações a serem realizadas para melhorar o estado da malha viária existente. Uma pequena desvantagem da utilização deste aplicativo percebido durante a coleta dos pontos foi que em alguns momentos havia uma perda de precisão pelo GPS, sendo necessário esperar um pouco até que a precisão do mesmo voltasse ao normal.

Para trabalhos futuros pretende-se verificar a severidade dos defeitos, visto que o mesmo não foi avaliado nenhum dos métodos utilizados, além de se analisar trechos maiores da cidade. Pretende-se também validar o método de se utilizar as ferramentas empregadas no presente artigo em consideração ao método original do LVC, percorrendo-se os mesmos trechos em um carro à 40km/h, assim como especifica a norma. Por último, pretende-se verificar outros trechos da cidade, a fim de gerar um banco de dados completo da cidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.; CERATI, J.A.P.; SOARES, J.B. **Pavimentação Asfáltica**: Formação Básica para Engenheiros. 3ª Edição. Rio de Janeiro, RJ, 2010.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 006/2003- PRO**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2003.

_____. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 008/2003 – PRO**: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e pavimentos semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro: IPR, 2003.

_____. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **Manual de gerência de pavimentos.** Rio de Janeiro: IPR, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO 010/79**: Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis - Volume I. Rio de Janeiro, 1979.

DE OLIVEIRA, Jemysson Jean. **Experiência de Implantação de Sistema de Gerência de Pavimentos em Cidade de Médio Porte - Estudo de Caso: Anápolis - GO**. 2013. 167 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infra-Estrutura de Transporte, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

SOUZA, Priscilla Miguel de. **Proposta de Implementação do Sistema de Gerência de Pavimentos Para a Cidade do Rio de Janeiro.** Rio de Janeiro, RJ, 2015.

ČELKO, Ján; KOVÁč, Matúš; KOTEK, Peter. Analysis of the Pavement Surface Texture by 3D Scanner. **Transportation Research Procedia,** [s.l.], v. 14, p.2994-3003, 2016. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.1016/j.trpro.2016.05.434.

MÉTODO PARA IDENTIFICAÇÃO DE LOMBADAS BASEADO EM SENSORES DE *SMARTPHONES*

Rafael Henrique de Oliveira
Flávio Guilherme Vaz de Almeida Filho
Rodrigo de Sousa Pissardini
Edvaldo Simões da Fonseca Junior
Escola Politécnica da Universidade de São Paulo

RESUMO
Plataformas móveis, como *smartphones*, *tablets*, *smartwatches* e também veículos, têm sido cada vez mais utilizadas na coleta e análise de dados de seu entorno. Esta oportunidade de sensoriamento dos mais diferentes fenômenos oferece maior cobertura espaço-temporal a menor custo em relação às técnicas tradicionais, fato que justifica o destacado surgimento de propostas de sua utilização na gestão da infraestrutura de transporte. Neste contexto, o presente artigo tem como objetivo a proposição e avaliação de método para identificação de lombadas a partir da coleta e tratamento de dados oriundos dos sensores de *smartphones*, notadamente dados de aceleração triaxial e dados de tempo, posição e velocidade do receptor *Global Navigation Satellite Systems* (GNSS). O método baseia-se na definição de uma assinatura associada à identificação de uma lombada, ou seja, uma resposta esperada em termos de aceleração e velocidade. Através da análise dos dados de investigação experimental, verificou-se a viabilidade do uso de *smartphones* para de identificação de lombadas e identificou-se a relação entre a má condição do pavimento e erros de identificação, pontos de futura discussão de melhoria do método.

ABSTRACT
Mobile devices such as smartphones, tablets, smartwatches and vehicles have been increasingly used to gather and analyse data from its environment. This opportunity of sensing different phenomena offers greater spatiotemporal coverage at less cost when compared to the traditional techniques, thereby justifying its emerging use in road infrastructure management. In this context, this paper aims to propose and analyse a method to identify road bumps by gathering and analysing data from smartphone sensors, particularly the data from triaxial accelerometer and from Global Navigation Satellite System (GNSS) receiver (time, position and speed). This method is based on the signature related to a movement over a road bump, in other words, the response to this movement in terms of acceleration and speed. By analysing data from experimental investigation, it was possible to verify the viability of using smartphones as speed bumps sensors and to identify the relationship between the poor pavement condition and identification errors, which are topics for further discussion on method improvement.

1. INTRODUÇÃO

Com a moderna popularização de tecnologias embarcadas, móveis e pervasivas e a consequente redução dos custos de armazenamento e processamento computacionais, tais tipos de tecnologia têm sido amplamente utilizados para diferentes atividades em transporte rodoviário como, por exemplo, a obtenção e análise de dados do ambiente de operação dos veículos (Lee *et al.*, 2006). Não apenas tecnologias embarcadas, mas também plataformas como telefones móveis, *tablets* e *smartwatches*, possuindo ou possibilitando o acoplamento de elevado número de sensores, têm sido propostos pela literatura como sensores dos mais diversos fenômenos. Como resultado, obtém-se ferramenta de monitoramento de menor custo e maior cobertura espaço-temporal quando comparada às redes estáticas ou aos levantamentos tradicionais (Lane *et al.*, 2010).

Neste contexto, é possível perceber o veículo como uma significante fonte de dados na busca de maior conhecimento das condições da infraestrutura viária pela qual ele trafega. Tratando especificamente do pavimento rodoviário, diversas iniciativas na literatura abordam a utilização de sensores de baixo custo (p. ex., acelerômetros, giroscópios, sensores ultrassônicos, etc.) para detecção de elementos e anomalias como juntas de dilatação,

lombadas e panelas (buracos). Desta forma, considerando as peculiaridades quanto à qualidade e ao estado de conservação dos pavimentos rodoviários no país, o presente trabalho tem como objetivo propor e avaliar a viabilidade de um método de identificação de lombadas empregando sensores de baixo custo, isto é, acelerômetro triaxial e receptor baseado em Sistemas Globais de Navegação por Satélite (*Global Navigation Satellite Systems*, GNSS) de *smartphone*. As lombadas são elementos da infraestrutura viária amplamente empregados no país para redução de velocidades e aumento dos níveis de segurança viária nos seus arredores. Contudo, seu uso pouco criterioso pode acarretar incidentes como danificação de veículos ou gerar atrasos excessivos e desconforto para os ocupantes do veículo (Barbosa e Piovesan, 1992; ITE, 1986). Por consequência, o mapeamento desses elementos viários tem mérito e poderia, por exemplo, compor os dados de aplicativos de auxílio à navegação, mapeamentos colaborativos ou a base de dados do órgão gestor da infraestrutura viária ou do tráfego.

Para o desenvolvimento do método de identificação de lombadas, a pesquisa se baseia na definição de uma assinatura da lombada, isto é, uma resposta esperada em termos do sinal de aceleração e da velocidade desenvolvida pelo veículo na passagem por esse elemento viário. Assim, se faz necessário estudar o conceito de lombada, sua geometria e as considerações realizadas em trabalhos anteriores relacionados. A partir disso, define-se os filtros a serem aplicados sobre os dados coletados e verifica-se a viabilidade, a partir de investigação experimental, de um sistema identificador de lombadas baseado apenas em dados provenientes de *smartphones.*

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Definição de lombada

Lombada é o nome dado à ondulação transversal a uma via empregada como dispositivo redutor de velocidade (CONTRAN, 2016). Trata-se de ferramenta de tráfego largamente usada no Brasil para redução do risco potencial de acidentes cujo principal fator seja o excesso de velocidade (Barbosa e Piovesan, 1992). Em termos físicos, a lombada é uma elevação de concreto ou asfalto (Figura 1) com geometria especificada pelo Código de Trânsito Brasileiro de acordo com as características da via a ser instalada (Tabela 1). Destaca-se que a regulamentação brasileira proíbe a utilização de tachas e tachões em vias públicas com a função de redutores de velocidades (CONTRAN, 2016).

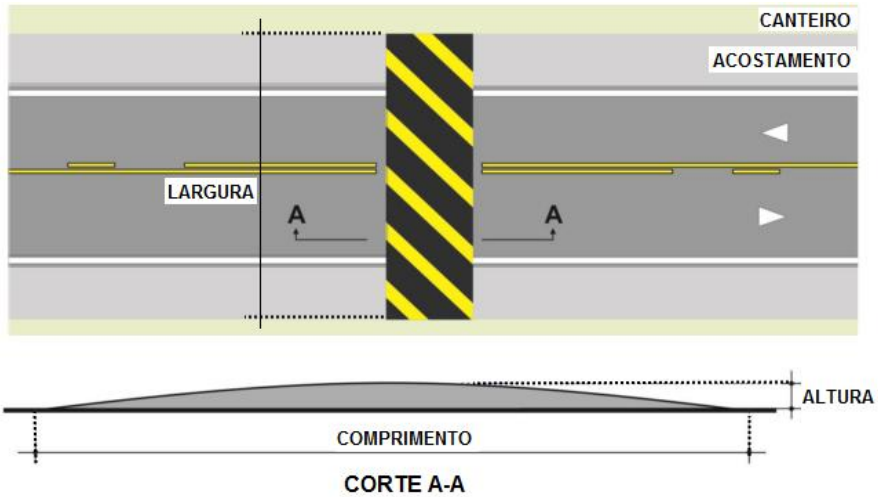


Figura 1: Elementos de uma lombada genérica (adaptado de CONTRAN, 2016)

Tabela 1: Tipos de lombada de acordo com características da via (adaptado de CONTRAN, 2016)

Tipo de Lombada	Velocidade máxima de travessia da lombada (km/h)	Tipo de via	Comprimento (m)	Altura (cm)
A	30	Rodovia em trecho urbanizado, via coletora ou via urbana local	3,70	Entre 8 e 10
B	20	Via urbana local sem operação regular de transporte coletivo	1,50	Entre 6 e 8

Independentemente do tipo de lombada, devem ser observadas as seguintes condições para sua aplicação (CONTRAN, 2016):

- Realização de estudo técnico de engenharia de tráfego prévio indicando a imperativa necessidade desse dispositivo e a inexistência de alternativas no cenário considerado;
- Distância adequada para curvas ou interferências que comprometam a visibilidade da lombada;
- Aplicação em trechos de declividade inferior a 4% em rodovias ou 6% em via urbana e ramos de acesso de rodovias;
- Pavimento em adequado estado de conservação;
- Ausência de guia rebaixada destinada à entrada ou saída de veículos ou à passagem de pedestres;
- Realização de estudo após o período de um ano de sua implantação, de forma a se verificar sua eficácia;
- Execução de sinalização horizontal constituída de faixas oblíquas da cor amarela ou faixas intercaladas nas cores preta e amarela, a depender da definição do contraste com a cor do pavimento;
- Sinalização vertical na aproximação e no ponto de ocorrência da lombada.
- Distância mínima entre lombadas sucessivas de 50 m em vias urbanas de sentido duplo e de 100 m em vias urbanas de mão única;
- Largura igual à da pista, respeitando-se as condições de drenagem da via.

A inobservância dos critérios estabelecidos para a implantação de lombadas pode gerar cenários de desconforto ao motorista, danos ao sistema de suspensão veicular e perda de controle do veículo decorrente de travessias a altas velocidades (ITE, 2009).

2.1 Trabalhos relacionados

O uso de sensores embarcados em veículos rodoviários para atividades de mapeamento de elementos e defeitos do pavimento rodoviário é área de pesquisa de notável crescimento nos últimos anos. Em uma das primeiras iniciativas bem-sucedidas nesse sentido, Eriksson *et al.* (2008) descrevem o *Pothole Patrol*, um sistema identificador de panelas no pavimento a partir da resposta de um acelerômetro triaxial de alta frequência (360 Hz) integrado a um sistema de posicionamento GNSS. Os pesquisadores obtiveram acurácia de aproximadamente 90% na detecção de panelas a partir dos dados de aceleração triaxial e da aplicação dos seguintes estágios de filtragem:

- *Velocidade*: eliminação de dados com velocidade baixa ou nula, removendo eventos como batidas de porta e passagens por guias em entradas de estacionamento.

- *Filtro passa-alta*: remoção de dados de baixa frequência dos sinais de aceleração lateral e vertical, subtraindo a influência da aceleração do veículo e de mudanças de direção.
- *Picos de aceleração vertical*: seleção dos dados com picos, em valor absoluto, da aceleração vertical. Trata-se de característica notável das anomalias de maior dimensão no pavimento viário.
- *Relação entre as acelerações vertical e lateral:* anomalias transversais à via, como lombadas e juntas de dilatação, impactam os dois lados de um veículo de forma mais uniforme do que as panelas. Desta forma, desprezam-se os picos de aceleração vertical que não estejam associados a um pico (também absoluto) de aceleração lateral.
- *Relação entre velocidade e pico de aceleração vertical*: são rejeitadas as identificações de anomalia nas quais a velocidade é superior a um dado fator multiplicado pelo pico de aceleração vertical. Busca-se, desta forma, desconsiderar picos de aceleração gerados por pequenas anomalias devido à alta velocidade e à dinâmica veicular.

Por sua vez, Mednis *et al*. (2012) conceberam sistema para identificação das condições de rolamento integrando acelerômetro, microfone e sensores para medição de variáveis meteorológicas, além de posicionamento GNSS. O método de identificação das panelas segue lógica similar à apresentada por Eriksson *et al.* (2008).

Também buscando desenvolver sistemas pouco custosos para avaliação dos pavimentos, Madli *et al.* (2015) propuseram a utilização de tecnologias GNSS e sensores ultrassônicos na detecção e notificação automática de panelas e elevações transversais (lombadas, tachinhas e tachões). Os sensores ultrassônicos são utilizados para determinar a altura em relação ao pavimento por meio da emissão, reflexão e retorno de ondas sonoras. Panelas e elevações são identificadas por, respectivamente, acréscimos e decréscimos nesta altura. É necessário destacar que o sistema não foi discutido quanto à acurácia da identificação, tendo sido testada apenas usa viabilidade técnica.

Seraj *et al.* (2014) investigaram o monitoramento de anomalias no pavimento utilizando acelerômetros, giroscópios e receptores GNSS de *smartphones* em vez de sensores especialmente embarcados no veículo. Os autores obtiveram acurácia de aproximadamente 90% na detecção de anomalias severa a partir do uso de técnica de aprendizagem supervisionada. Também empregando *smartphones* para detecção automatizada de anomalias, Vittorio *et al*. (2014) realizaram análise dos sinais em termos do impulso vertical, isto é, a derivada no tempo da aceleração vertical. Definindo limiares de impulso associados aos defeitos no pavimento, os autores obtiveram acurácia superior a 80% nos testes realizados.

Mukherjee e Majhi (2016) estabeleceram como objetivo exato a caracterização de lombadas (*road bumps*) usando *smartphones.* A partir de estudo teórico da resposta dinâmica de um veículo a uma passagem por lombada, da aplicação de filtro passa-baixa e da compressão dos dados (isto é, transformação de valores absolutos em valores relativos ao valor máximo), verificou-se a viabilidade da identificação através de passagens sucessivas por uma mesma lombada, com parâmetros como velocidade e veículo mantidos constantes.

Bridgelall *et al.* (2016) propõem sistema de medição da rugosidade do pavimento rodoviário baseado unicamente em acelerômetros. Contudo, para georreferenciamento dos dados, os

autores propõem uma técnica baseada em marcadores inerciais instalados no pavimento (*reference inertial markers*). Esses marcadores são elevações transversais à via, similares às lombadas e associadas a picos de aceleração vertical claramente identificáveis no sinal resultante. Desta forma, os deslocamentos do veículo podem ser calculados sempre em relação a esses dispositivos, de posição fixa e conhecida. Os testes realizados, empregando um *smartphone* para emular um conjunto de sensores embarcados e instalando marcadores inerciais a cada dez metros, resultaram em acurácia posicional superior àquela oferecida pelo posicionamento por GNSS.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Definição teórica do método de identificação de lombadas

A passagem de um veículo por uma lombada pode ser identificada por características que definem um traço ou uma assinatura em termos de três componentes, associados às acelerações vertical e lateral do veículo, bem como à velocidade de travessia. Utilizando-se acelerômetros triaxiais como sensores embarcados em um veículo, são esperadas as seguintes respostas à passagem por uma lombada:

- *Aceleração vertical*: uma lombada é, usualmente, uma elevação vertical do pavimento de maior magnitude que as demais irregularidades, justificando sua associação a picos, em valor absoluto, de aceleração vertical. Além disso, sabe-se que a segunda derivada do deslocamento vertical no tempo (ou no espaço, considerando tratar-se de movimento de travessia de uma lombada) está associada à aceleração vertical, a menos dos efeitos dinâmicos decorrentes das velocidades empregadas, da massa e do sistema de suspensão do veículo (Sayers e Karamihas, 1998). Por consequência, a forma da resposta em aceleração vertical à passagem sobre uma lombada deve possuir, ao menos qualitativamente, comportamento similar à curva obtida da derivada de segunda ordem da função representando o perfil de uma lombada.

  Para se obter a forma dessa assinatura, propõe-se a descrição do perfil de uma lombada em termos de uma função. Baseando-se em Bagnato (2000), DFT (2007) e Mukherjee e Majhi (2016), esse perfil pode ser descrito por uma função senoidal:

$$y(x) = \frac{y_0}{2}.sen\left(\frac{2.\pi.x}{L} + \frac{\pi}{2}\right),\ para\ x\ \in\ [0, L] \qquad (1)$$

  em que y(x): deslocamento vertical [m];
  y_0: altura da lombada [m];
  L: comprimento da lombada [m];
  x: posição longitudinal [m].

  Para fins ilustrativos e simplificadores, serão adotados os valores especificados na Resolução (CONTRAN, 2016) para uma lombada do tipo A: altura de 0,1 m e comprimento de 3,7 m, além de se considerar velocidade de travessia V constante em 30 km/h (ou 8,3 m/s). Definida uma função associada à lombada e substituindo a posição longitudinal x pelo tempo t (sendo x = V.t para V constante), obtém-se a função y(t), igual ao deslocamento vertical durante a travessia pela lombada. Calculou-se a derivada de segunda ordem em relação ao tempo da função y(t) e obteve-se a função associada à aceleração vertical ao longo da passagem pela lombada (Figura 2).

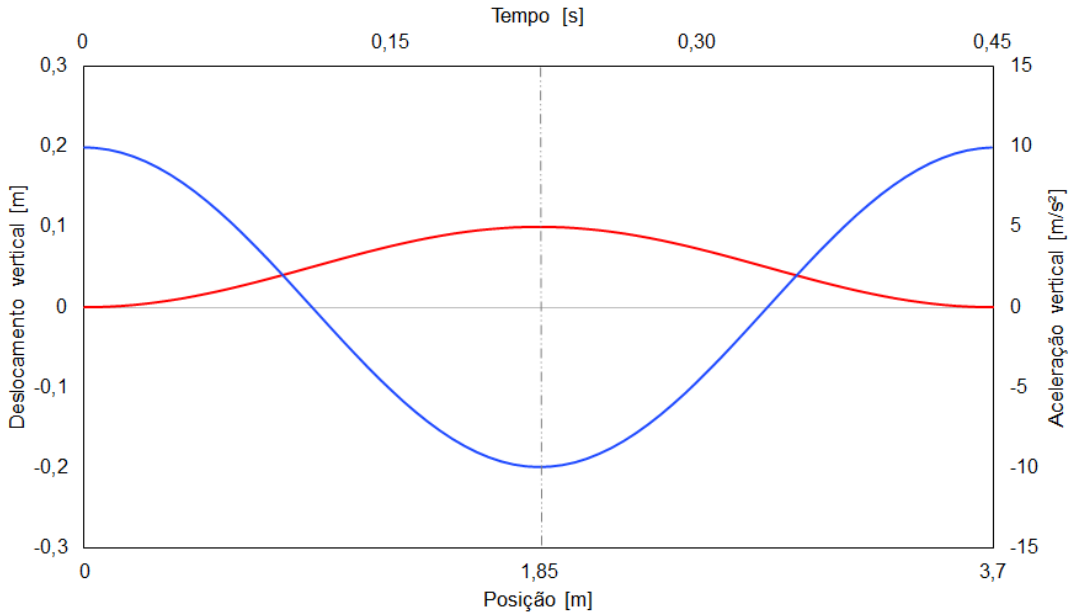


Figura 2: Função representativa do perfil da lombada, em vermelho, e função representativa da aceleração vertical ao longo da travessia, em azul

Em que pesem as simplificações realizadas quanto à não consideração da dinâmica veicular e às possíveis variações de geometria do dispositivo viário, espera-se que a resposta em aceleração vertical à passagem por uma lombada apresente comportamento similar ao apresentado no Figura 2. Isto é, espera-se um pico de aceleração no início da travessia, um vale (mínimo em aceleração) ao se atingir a crista da lombada e um novo pico ao fim da passagem. Outro resultado é a associação entre a crista da lombada (eixo pontilhado no Figura 2) e o ponto de mínimo em aceleração. Essa descrição qualitativa do comportamento da aceleração ao longo da travessia é definida, no presente método, como a assinatura da lombada em aceleração vertical.

Por fim, verifica-se que a simples ocorrência dos picos de aceleração não é fator unívoco para identificação das lombadas em pavimentos em mau estado de conservação. É possível verificar por matemática similar que panelas, por exemplo, podem gerar picos de aceleração vertical de magnitude similar às geradas por lombadas, considerando ainda que passagem por esses defeitos são normalmente realizadas em velocidades maiores que aquelas em travessias por lombada. Quando tomada a forma da curva em aceleração, a resposta à passagem sobre uma panela é inversa à da lombada, razão pela qual o método se baseará na identificação através da assinatura e não apenas de picos em aceleração.

- *Aceleração lateral*: considerando uma passagem ideal sobre uma lombada, isto é, perpendicular a esse elemento, não haveria resposta do veículo em termos de aceleração lateral ou essa resposta apresentaria valor muito reduzido em relação à aceleração vertical. Desta forma, como apontado por Eriksson *et al.* (2008), é possível utilizar um limiar de aceleração lateral que diferencia a detecção de uma lombada da detecção de anomalias em forma de ondulação. Na presente pesquisa, será adotado como critério a taxa de aceleração de pico, isto é, se o pico de aceleração lateral em uma dada janela de tempo centrada na passagem pela lombada é inferior a uma dada

porcentagem da aceleração vertical de pico na mesma janela. Assim, essa taxa limítrofe é definida como a componente da assinatura da lombada em aceleração lateral. Esse filtro busca eliminar passagens por irregularidades, pressupostas menos regulares geometricamente do que as lombadas. Ao mesmo tempo, a adoção de uma taxa de aceleração lateral em vez de um simples limiar evita a remoção da identificação de lombadas cujo pavimento apresente irregularidades geradoras de aceleração lateral.

- *Velocidade de passagem*: sendo a lombada um dispositivo redutor de velocidades, espera-se que o veículo trafegando por esse elemento desenvolva velocidade inferior à velocidade média praticada no trecho imediatamente anterior. Além disso, travessias por lombadas não devem ocorrer em velocidade além de um dado limiar. O comportamento de redução da velocidade e a velocidade limítrofe podem ser utilizadas, assim, como outras duas componentes da assinatura da lombada. Esses filtros ajudam a eliminar falsos positivos associados aos efeitos dinâmicos das passagens em alta velocidade por irregularidades do pavimento.

A lista a seguir apresenta a sequência de filtros proposta para ser utilizada sobre os dados coletados por acelerômetros para identificação das lombadas. Os parâmetros e limiares serão ajustados a partir dos dados experimentais.

- *Passo 1: filtro média móvel (passa-baixa).* Filtro indicado para remoção dos ruídos mecânico e elétrico de sinais provenientes de acelerômetros (FREESCALE, 2007). O número de amostras utilizado para o cálculo será definido posteriormente.
- *Passo 2: análise dos dados para detecção da assinatura de uma lombada em termos de aceleração vertical.* A amplitude da assinatura é definida como a diferença entre as acelerações máxima e mínima quando da passagem por uma lombada. Desta forma, analisam-se os dados de aceleração vertical para detecção de máximos locais (em janela temporal a ser definida, associada ao tempo de passagem por lombada) que sejam sucedidos por mínimos locais em um certo intervalo (janela) de tempo. Posteriormente, calcula-se a amplitude e verifica-se se a mesma ultrapassa um limiar a ser definido e identificador de uma lombada.
- *Passo 3: remoção das identificações associadas a picos de aceleração lateral*. Cálculo da taxa de aceleração lateral, isto é, a relação entre os picos de aceleração vertical e lateral na janela de tempo associada à passagem por uma lombada. Verifica-se se essa relação ultrapassa o limiar a ser determinado.
- *Passo 4: remoção das identificações associadas a velocidades altas.* Para os pontos identificados, elimina-se as identificações onde as velocidades sejam iguais ou superiores à velocidade média praticada em intervalo imediatamente anterior. Como segunda condição, efetua-se a remoção das identificações associadas a velocidade superior a valor a ser determinado.

3.2 Investigação experimental

O levantamento dos dados foi realizado na Cidade Universitária de São Paulo (CUASO). Utilizou-se aparelho *smartphone* de baixo custo (marca *Lenovo,* modelo *Vibe K5*) fixado em uma das janelas de um veículo do transporte coletivo, exatamente sobre o eixo traseiro, e executou-se viagem completa pela linha circular de ônibus 8022, que realiza a ligação entre a

estação de metrô Butantã e a CUASO. Para registro dos dados, adotou-se o aplicativo *AndroSensor* e frequência de gravação de 100 Hz para os dados do acelerômetro e 1 Hz para aqueles do receptor GNSS, taxas máximas para ambos. Para controle dos testes, foi obtido o mapeamento das lombadas da CUASO, disponível na plataforma AtlasUSP. Adicionalmente, durante a viagem, realizou-se controle escrito das passagens por lombadas e de seu instante de ocorrência.

Em análise preliminar, os dados coletados foram visualizados no Sistema de Informação Geográfica (SIG) QGIS e comparados com o mapeamento de lombadas do AtlasUSP. Confirmou-se inicialmente que, a depender da qualidade do pavimento nas proximidades de uma lombada, a simples identificação de picos de aceleração vertical não permite a clara identificação de ocorrência desses elementos viários. Nessa primeira abordagem, selecionou-se uma das lombadas mais facilmente identificáveis e estudou-se sua resposta em aceleração. A Figura 3 mostra o comportamento da aceleração vertical para um intervalo de tempo de 8 segundos e que contém ocorrência de lombada. É possível verificar que a resposta em aceleração vertical à passagem pela lombada, entre os instantes 6 e 7,5 s, está próxima daquela teoricamente esperada. Em termos de aceleração lateral, há uma confirmação de sua menor magnitude em comparação ao pico em aceleração vertical. Também se verifica um menor valor da velocidade do veículo no momento de passagem pela lombada em relação à média do intervalo imediatamente anterior (entre 2 e 6 s).

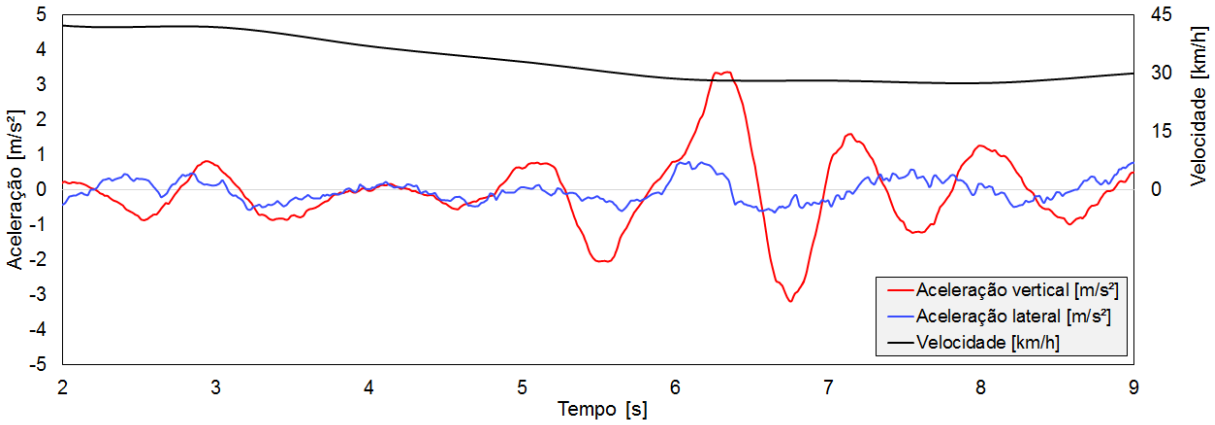


Figura 3: Assinatura da lombada-exemplo em termos da velocidade e das acelerações vertical e lateral. O filtro média móvel para 40 amostras foi aplicado aos dados de aceleração

Desta forma, utilizou-se a assinatura associada à lombada obtida no Figura 3 para parametrização inicial dos filtros propostos:

- *Média móvel*: utilizando-se análise de sensibilidade, verifica-se que o filtro média móvel aplicado a 40 amostras é o limiar entre a filtragem desejada e a perda de qualidade dos dados.
- *Janelas de busca*: intervalo entre o primeiro pico positivo e o pico negativo, associado ao tempo de passagem por uma lombada. Utilizando a lombada-exemplo, verifica-se que uma janela de tempo de 1,5 s (150 amostras) é adequada para avaliação. Essa janela também será adotada para a busca da aceleração lateral máxima e sua comparação com o pico em aceleração vertical. Ao mesmo tempo, a janela adotada para busca de máximos e mínimos locais pode ser, de acordo com a geometria da

lombada (Figura 2), igual à metade do intervalo entre o máximo e o mínimo em aceleração (0,75 s ou 75 amostras).

- *Amplitude em aceleração vertical*: superior a 6 m/s².
- *Taxa de aceleração lateral*: em módulo, o pico da aceleração lateral no intervalo associado à travessia de uma lombada deve ser inferior a 0,3 do pico de aceleração vertical.
- *Velocidade*: deve ser inferior, simultaneamente, ao valor de 30 km/h e à média dos 5 s anteriores à passagem do veículo.

Definidos os valores iniciais dos parâmetros e limiares, os filtros foram aplicados para os dados da viagem completa, que totalizam mais de 230 mil linhas de dados. Em um segundo passo, esses valores foram ajustados de modo a maximizar o número de identificações corretas. Desta forma, os parâmetros finais adotados foram os descritos na Tabela 2.

Tabela 2: Parâmetros finais dos filtros utilizados

Média móvel	40 amostras
Janela de busca (distância entre máximo e mínimo em aceleração vertical, associados à lombada)	1,5 s ou 150 amostras
Janela de busca (busca dos máximos e mínimos locais)	0,75 s ou 75 amostras
Amplitude	> 5,5 m/s²
Taxa aceleração lateral de pico	Em módulo, < 0,3 vezes aceleração vertical de pico
Velocidade	< 31,5 km/h

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

A partir da fixação de parâmetros e limiares de identificação, o método permitiu a detecção adequada de 92% das lombadas do cenário considerado. Não foram identificados erros de comissão (falsos positivos), enquanto três lombadas não puderam ser corretamente identificadas (Tabela 3).

Tabela 3: Resultado da identificação de lombadas

Quantidade total de lombadas	38
Identificações corretas	35 (92%)
Erros comissão	0
Erros omissão	3 (8%)

A inspeção visual das três lombadas não identificadas revela a deterioração do pavimento constituinte, perdendo muito de sua altura na faixa de tráfego dos ônibus (à direita nas três fotografias da Figura 2). Esse tipo de defeito, além de gerar deslocamento vertical menor e considerável deslocamento lateral, similar a defeitos na via, também conduz motoristas a trafegar a uma velocidade maior que a desejada sobre uma lombada, fato verificado em viagens sucessivas pela mesma linha circular. Desta forma, verifica-se que a principal limitação desse método de identificação baseado em acelerômetros de baixo custo reside na inadequação da qualidade do pavimento.



Figura 4: As três lombadas não identificadas pelo método proposto

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este artigo analisou e confirmou a viabilidade de método identificador de lombadas baseado na coleta e análise de dados provenientes de sensores de um *smartphone*. Através da definição teórica de uma assinatura em termos das acelerações lateral e vertical, além da velocidade de travessia, e de seu ajustamento de acordo coma investigação experimental, foi possível definir os parâmetros ótimos dos filtros identificadores das lombadas. Obteve-se, para o percurso realizado, uma acurácia na identificação de 92% (35 identificações corretas em universo de 38 lombadas), sem erros de comissão. Verificou-se erro de omissão em três lombadas, todos plausivelmente associados à má condição do pavimento constituinte das lombadas. Como passos futuros de pesquisa, ressalta-se o estudo do reajuste dos parâmetros considerados para identificação de lombadas em estado de conservação ruim e o uso do giroscópio como nova fonte de dados, bem como a necessidade de se testar a repetitividade do método em viagens adicionais sob as mesmas condições estabelecidas para a primeira viagem.

Agradecimentos

Os autores agradecem à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pelo apoio à pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bagnato, V. S. (1998) Problemas Interessantes em Física: O Quebra-Molas. *Revista Brasileira de Ensino em Física*, v. 20, n. 4, p. 422–424.

Barbosa, C.; Piovesan, H. (1992) *A influência de dispositivos redutores de velocidade no desempenho do transporte coletivo urbano por ônibus*. Informes CET, São Paulo.

Bridgelall, R.; Huang, Y.; Zhang, Z.; Deng, F. (2016) Precision enhancement of pavement roughness localization with connected vehicles. *Measurement Science and Technology*, v. 27, n. 2, p. 025012. IOP Publishing.

CONTRAN. (2014) *Resolução 4952014 Travessia de pedestres em faixa elevada*. Código de Trânsito Brasileiro. Brasília, DF.

CONTRAN. (2016) *Resolução Nº 600 de 24 de maio 2016 - Estabelece os padrões e critérios para a instalação de ondulação transversal (lombada física) em vias públicas.* Código de Trânsito Brasileiro. Brasília, DF.

DFT. (2007) *Local Transport Note 1/07: Traffic Calming*. Department for Transportation, Wales, UK.

Eriksson, J.; Girod, L.; Hull, B.; (2008). The Pothole Patrol: Using a Mobile Sensor Network for Road Surface Monitoring. *Proceedings of the 6th International Conference on Mobile Systems, Applications, and Services*, p. 29–39.

FREESCALE (2007) *Implementing Positioning Algorithms Using Accelerometers.* Freescale Semiconductor, Inc.

ITE. (1986) Road Bumps - Appropriate for Use on Public Streets? *ITE Journal (Institute of Transportation Engineers)*, v. 56, n. 11, p. 18–21.

ITE. (2009) *Traffic and Safety Informational Series*. Institute of Transportation Engineers. City of Des Moines, USA.

Lane, N. D.; Miluzzo, E.; Lu, H.; Peebles, D.; Choudhury, T.; Campbell, A. T. (2010) A survey of mobile phone sensing. *IEEE Communications Magazine*. Vol 48, p. 140-150.

Lee, U; Zhou, B.; Gerla, M.; Magistretti, E.; Bellavista, P. (2006) Mobeyes: Smart mobs for urban monitoring with a vehicular sensor network. *IEEE Wireless Communications*. Vol. 13, p. 52-57.

Madli, R.; Hebbar, S.; Pattar, P.; Golla, V. (2015) Automatic detection and notification of potholes and humps on roads to aid drivers. *IEEE Sensors Journal*, v. 15, n. 8, p. 4313–4318.

Mednis, A.; Elsts, A.; Selavo, L. (2012) Embedded solution for road condition monitoring using vehicular sensor networks. *2012 6th International Conference on Application of Information and Communication Technologies*, AICT 2012 - Proceedings, p. 1–4.

Mukherjee, A.; Majhi, S. (2016) Characterisation of road bumps using smartphones. *European Transport Research Review*, v. 8, n. 2, p. 1–12.

Sayers, M. W.; Karamihas, S. M. (1998) *The little book of profiling. Basic Information about Measuring and Interpreting Road Profile*s. University of Michigan, 100 p.

Seraj, F.; Van Der Zwaag, B. J.; Dilo, A.; Luarasi, T.; Havinga, P. (2016) RoADS: A Road Pavement Monitoring System for Anomaly Detection Using Smart Phones. *Big Data Analytics in the Social and Ubiquitous Context*, p. 128–146.

Vittorio, A.; Rosolino, V.; Teresa, I. (2014) Automated Sensing System for Monitoring of Road Surface Quality by Mobile Devices. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, v. 111, p. 242–251.

Rafael Henrique de Oliveira (rafa.oliveira@usp.br)
Flávio Guilherme Vaz de Almeida Filho (flaviovaz@usp.br)
Rodrigo de Sousa Pissardini (pissardini@usp.br)
Edvaldo Simões da Fonseca Junior (edvaldoj@usp.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
Av. Prof. Almeida Prado, travessa 2, 83, Butantã - São Paulo, SP, Brasil

METODOLOGIA PARA PRIORIZAÇÃO DE SEGMENTOS DA MALHA RODOVIÁRIA SOB ADMINISTRAÇÃO DO DNIT

Vinicius Quintiliano Pereira
Leonardo Roberto Perim
Ivone Catarina Simões Hoffmann
Willian Benke Afonso
Victor Lubambo Peixoto Accioly
Wallace Vargas Roque
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT)

RESUMO
A gestão da malha rodoviária em um país como o Brasil, o qual possui território com extensões continentais e com diferenças climáticas entre suas regiões, é uma missão bastante complexa. Com a mudança do cenário econômico e a limitação de recursos financeiros o desafio se torna ainda maior. A partir desse panorama vem a necessidade de priorizar trechos rodoviários para melhor alocar os recursos destinados à manutenção da malha. A proposta deste trabalho é demonstrar a metodologia desenvolvida pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), com o objetivo de definir e hierarquizar eixos estratégicos para o país, otimizando os investimentos e tornando-se instrumento importante na tomada de decisão gerencial.

ABSTRACT
The management of the road network in a country like Brazil, whose territory has continental extensions and climate differences between its regions, is a very complex mission. With the variation in the economic scenario and the limited financial resources the challenge becomes even greater. From this scenario arises the need to prioritize road sections in order to better allocate the resources destined for the road network maintenance. The purpose of this paper is to demonstrate the methodology developed by the Brazilian National Department of Transport Infrastructure (DNIT), with the objective of defining and prioritizing strategic axes for the country, optimizing investments and becoming an important tool in decision making at management level.

1. INTRODUÇÃO

A malha rodoviária brasileira devido a sua grande extensão e o seu elevado nível de importância para o país exige um investimento substancial de recursos para a adequada manutenção e conservação. O planejamento para garantir a preservação deste patrimônio tem se tornado cada vez mais complexo, pois além da grande abrangência e importância do modal rodoviário, o cenário econômico restritivo dos últimos anos tem aumentado significativamente o desafio da preservação da rede rodoviária. A eficiência do gasto público na gestão da malha é fortemente relacionada com a tempestividade das ações de manutenção. Se a reabilitação é realizada muito cedo, a vida útil ainda restante do pavimento é desperdiçada; se feita tardiamente, os custos de reparação serão maiores.

Segundo Furtado e Barbosa (2013), essas intervenções podem ser economicamente viáveis devido ao modo rodoviário ser o que mais influencia no desenvolvimento econômico e social do país, porém, as limitações em relação a recursos financeiros e a complexidade dos processos construtivos de rodovias impedem que as intervenções necessárias sejam realizadas simultaneamente. Há então a necessidade de se priorizar os investimentos.

Nesse contexto, o Governo Federal foi compelido a estabelecer critérios que podem servir de base para a proposição de metodologias afim de se elencar determinadas rodovias como prioritárias a nível gerencial. Considerando a insuficiência de recursos para atender a necessidade de manutenção de toda a Malha Rodoviária Federal, propõe-se a utilização de

instrumentos que auxiliam a tomada de decisão quanto aos investimentos. O objetivo deste trabalho é apresentar estes instrumentos e seus critérios metodológicos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Conforme Kuwahara (2008), metodologias que viabilizem a hierarquização dos diversos empreendimentos de infraestrutura requeridos pela sociedade são essenciais para a manutenção do equilíbrio socioeconômico e político das nações. Nesse contexto é necessário analisar estes métodos para avaliar qual melhor atende os anseios do estudo.

Uma análise econômica de um pavimento, seja asfáltico ou rígido, deve sempre abordar todos os custos pertinentes, desde a implantação. Os custos e benefícios tanto dos usuários quanto da administração rodoviária devem ser considerados. Um dos principais objetivos da avaliação econômica de pavimentos é o de apoiar a decisão quanto à seleção de alternativas de construção ou manutenção mais viáveis, quanto ao custo, e face de determinadas condições técnicas e econômicas. (Santos, 2011)

Um método bastante difundido na área chama-se AHP (Analytic Hierarchy Process): decomposição e síntese das relações entre os critérios até que se chegue a uma priorização dos seus indicadores, aproximando-se de uma melhor resposta de medição única de desempenho (Saaty, 1991). Os elementos fundamentais do método AHP são: Atributos: as alternativas são comparadas em relação a um conjunto de critérios; Correlação binária: para cada critério, duas alternativas são comparadas binariamente, isto é, uma alternativa é preferível ou indiferente ao outro; Escala fundamental: a cada elemento se associa um valor de prioridade numa escala numérica; Hierarquia: conjunto de elementos ordenados por ordem de preferência em seus níveis hierárquicos.

As técnicas propostas neste trabalho, apesar de não utilizar o método AHP, possuem certas semelhanças que poderiam ser adaptadas afim de contribuir com o trabalho desenvolvido. Este fato pode ser entendido a partir da explanação da metodologia proposta a seguir.

3. METODOLOGIA

Os investimentos em rodovias envolvem aspectos ambientais, políticos, econômicos, sociais, logísticos e operacionais, que influenciam os resultados gerados pelos investimentos, que, diante das limitações em relação a recursos financeiros, devem ser analisados e priorizados de forma estratégica. (Furtado e Barbosa, 2013)

Devido a extensa malha sob administração do DNIT, o órgão utiliza algumas ferramentas que auxiliam no planejamento estratégico no sentido de otimizar os investimentos no modal rodoviário. O Plano Nacional de Manutenção Rodoviária (PNMR) atua justamente nessa área objetivando otimizar os investimentos e programar as intervenções a serem executadas na malha rodoviária federal considerando o orçamento anual, referente as ações de manutenção de trechos rodoviários. Nesse contexto, os métodos utilizados e que serão abordados são os denominados Malha Rodoviária Federal Estratégica e Polos Concentradores de Tráfego.

3.1. Malha Rodoviária Federal Estratégica (MRFE)

Conceitualmente a MRFE é o conjunto de rodovias federais consideradas essenciais para assegurar o atendimento às principais demandas de circulação de bens e passageiros com o objetivo de integrar os grandes eixos nacionais estruturantes no modal rodoviário.

A metodologia para definição da MRFE parte dos critérios estabelecidos na criação da Rede de Integração Nacional – RINTER, constantes da Lei nº 12.379/2011, que dispõe sobre o Sistema Nacional de Viação – SNV e é composta por rodovias que satisfaçam aos seguintes requisitos:
I - promover a integração regional, interestadual e internacional;
II - ligar capitais de Estados entre si ou ao Distrito Federal;
III - atender a fluxos de transporte de grande relevância econômica; e
IV - prover ligações indispensáveis à segurança nacional.

Estes critérios técnicos, combinados com outros como volumes de tráfego, fluxos de cargas e/ou de escoamento de produção e que mantenham sinergia com as ações governamentais compõem a base metodológica utilizada para definição da MRFE.

Vale ressaltar que foram analisados ainda: Trechos para o escoamento da produção sob a ótica de órgãos e entidades governamentais e da sociedade civil, como a CONAB, CNI, CNT; Trechos concedidos e os relacionados de Procedimento de Manifestação de Interesse (PMI); Trechos não pavimentados com estudos, projetos ou obras de construção previstas que complementem um eixo logístico. Com todas estas condicionantes, a MRFE é demonstrada na figura 1.



Figura 1: Malha Rodoviária Federal Estratégica

O DNIT possui aproximadamente 52 mil km de rodovias pavimentadas sob sua administração e 76% deste total fazem parte da MRFE conforme mostra a figura 2, ou seja, grande parte da malha administrada pelo DNIT tem um elevado nível de importância para o país.

Tabela 1: Rodovias Federais pavimentadas sob administração do DNIT

UF	Malha Atual	MRFE	%	UF	Malha Atual	MRFE	%
AC	945,5	453,8	48%	PB	1.275,8	719,5	56%
AL	736,5	551,7	75%	PE	2.028,1	1414,0	70%
AM	630,6	605,3	96%	PI	2.651,2	2514,9	95%
AP	465,1	438,6	94%	PR	1.693,5	1198,3	71%
BA	5.387,6	4592,0	85%	RJ	594,8	333,8	56%
CE	2.180,3	1665,3	76%	RN	1.407,3	418,2	30%
DF	163,6	163,6	100%	RO	1.839,7	1175,1	64%
ES	539,9	195,8	36%	RR	1.002,8	860,6	86%
GO	2.261,8	1943,1	86%	RS	5.106,2	3679,5	72%
MA	3.163,8	3137,4	99%	SC	1.785,9	1727,5	97%
MG	6.355,2	3283,6	52%	SE	318,8	312,6	98%
MS	2.923,3	1933,1	66%	SP	102,4	52,1	51%
MT	3.139,3	2921,4	93%	TO	1.516,2	1430,8	94%
PA	2.337,0	2273,9	97%	TOTAL	52.552,2	39.996,2	76%

A tabela anterior reafirma a enorme representatividade da MRFE em relação ao total da malha administrada pelo DNIT, sendo assim foi necessário propor outra metodologia que visa estabelecer uma hierarquização dentro dos corredores da MRFE. Este método denominado Polos Concentradores de Tráfego é demonstrado a seguir.

3.2. Polos Concentradores de Tráfego (PCT)

A determinação de uma rede prioritária para atuação governamental visa estabelecer uma hierarquização da malha rodoviária em função do tráfego, determinando rotas de grande relevância para o transporte rodoviário. Vislumbrando a evolução dos critérios utilizados na consolidação do PNMR, foi verificada a necessidade de se estabelecer uma hierarquização das intervenções previstas em um mesmo corredor logístico. Esse cenário coincide com a necessidade de aprimorar processos de proposição de investimentos em função de uma programação de longo prazo, reflexo de uma fase de baixos recursos disponíveis resultante do cenário econômico atual.

Para tanto foram utilizadas técnicas de análise espacial, considerando a abordagem analítica de dados, a qual propõe a avaliação individual de dados temáticos para posterior integração, de acordo com uma finalidade específica. Esta integração considera pesos diferenciados para determinados atributos, sendo que sua consolidação é normalmente realizada pela álgebra de mapas, que pode ser vista como uma extensão da álgebra tradicional, mas com um conjunto de operadores onde as variáveis são campos geográficos.

A álgebra de mapas pode examinar critérios sociais, físicos, biológicos, dentre outros, para determinar áreas com o mesmo potencial. Baseia-se no princípio de que a paisagem é resultante dos múltiplos fatores que constituem o meio ambiente.

De acordo com Roque (2006), a sua aplicação se dá pela combinação de atributos por meio de mapas representativos dos diversos componentes. A sobreposição desses mapas, sob determinados critérios, permite a distinção de áreas mais adequadas segundo uma dada finalidade. Logo, foram estabelecidos os elementos da análise multicriterial, considerando elementos representativos para produção, economia, aspectos sociais e meio físico. Sendo assim, foram considerados os seguintes elementos:

- Mapa de Áreas de Influência - Rodovias Concedidas;
- Mapa de Áreas de Influência - Principais Portos;
- Mapa de Áreas de Influência – Capitais;
- Mapa de Número de Leitos de Hospedagem;
- Mapa de Regiões de Influência do Produto Interno Bruto (PIB) industrial;
- Mapa de Regiões de Influência da Pecuária;
- Mapa de Regiões de Influência da Produção Agrícola;
- Mapa de Declividades.

Vale ressaltar que as análises dos itens listados foram realizadas considerando a interferência individual de cada elemento de forma positiva ou negativa ao tráfego.

3.2.1.Mapas de Áreas de Influência

Os mapas de área de influência representam as zonas de maior atração ao tráfego local, seja pela influência direta, tal como acontece com as capitais federais ou pela necessidade de escoamento de produção.

Genericamente esses mapas representam a análise de proximidade, consistindo em gerar zonas com larguras específicas, na forma de faixas, em torno de um ou mais elementos (ponto, linha ou polígono) de um mapa temático.

No caso das rodovias concedidas, considera-se que quanto mais próximo o tráfego estiver do eixo concedido, menor a probabilidade de que o usuário escolha trafegar por ele. Nestes locais o investimento em eixos concorrentes aos eixos concedidos deve ser menor.

Para as capitais acontece o inverso, quanto mais próximo do ponto focal mais influência há sobre o tráfego. O mesmo critério acontece com os portos, ou seja, quanto mais próximo desses locais maior será a concentração de vias principais e secundárias que servem ao escoamento de cargas. Portanto, foram estabelecidas 4 classes divididas de acordo com o apresentado na Tabela 2.

Tabela 2: Índices e Classes utilizados nos Mapas de Área de Influência

Portos e Capitais		
Índice	Classe	Classe Mapa
1	≥ 250 km	Influência não significativa
2	100 a 250 km	Baixa Influência
3	50 a 100 km	Média Influência
4	≤ 50 km	Alta Influência
Rodovias Concedidas		
Índice	Classe	Classe Mapa
4	≥ 250 km	Influência não significativa
3	100 a 250 km	Baixa Influência
2	50 a 100 km	Média Influência
1	≤ 50 km	Alta Influência

3.2.2. Mapa de Número de Leitos de Hospedagem

Este atributo foi considerado com o objetivo de se estabelecer uma referência ao deslocamento às zonas com maior influência turística ou por atividades comerciais rápidas. Nesse sentido e considerando os dados disponibilizados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), foi possível avaliar cada munícipio brasileiro de acordo com a sua disponibilidade de leitos de hospedagem.

Considerando as técnicas existentes optou-se pela análise de vizinhança, que trabalha algebricamente os atributos de um determinado pixel em relação aos seus vizinhos imediatos. Sua aplicação foi realizada por meio do algoritmo conhecido como inverso da distância (Inverse Distance Weighted – IDW). Suas classes foram estabelecidas considerando o histograma de valores, divididas de acordo com a Tabela 3.

Tabela 3: Índices e Classes utilizados no Mapa de Número de Leitos de Hospedagem

Leitos de Hospedagem		
Índice	Classe	Classe Mapa
1	≤ 250 leitos	Influência não significativa
2	250 a 1.500 leitos	Baixa Influência
3	1.500 a 5.000 leitos	Média Influência
4	≥ 5.000 leitos	Alta Influência

O algoritmo do IDW é uma média ponderada pelo inverso da distância aos pontos, ou seja, quanto maior a distância entre os pontos maior a dissemelhança entre eles. Seu funcionamento é baseado em médias móveis, geralmente aplicado quando existe alta variabilidade entre os dados, e atribui os maiores pesos aos pontos mais próximos da amostra avaliada, assim o interpolador multiplica os valores de cada ponto próximo pelo inverso de sua distância ao ponto de referência, conforme se observa na Figura 1 seguinte (Jakob e Young, 2006; Silva et al., 2008).

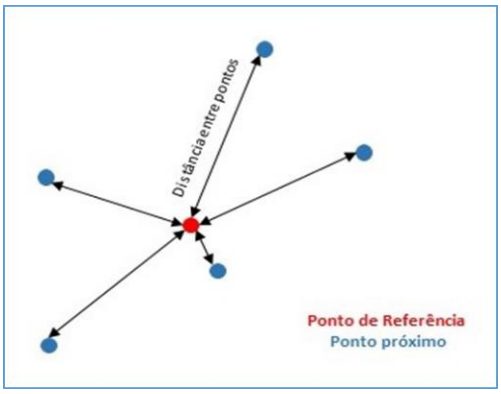


Figura 2: Funcionamento do algoritmo Inverse Distance Weighted (IDW).

3.2.3. Mapa de Regiões de Influência do PIB Industrial

A consideração do PIB Industrial reflete a influência da indústria do setor secundário e terciário do País no tráfego de cargas, tratando-as como polos geradores de tráfego. Aqui foram representados os maiores centros industriais do País, e o impacto do recurso financeiro obtido com essa atividade em relação aos vizinhos.

A interpolação das informações foi realizada considerando o mesmo algoritmo IDW, utilizando os dados disponíveis no banco de dados agregados do IBGE (SIDRA IBGE).

As classes foram estabelecidas considerando o histograma de valores em reais (milhões), divididas de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4: Índices e Classes utilizados no Mapa de Regiões de Influência do PIB Industrial

PIB Industrial		
Índice	Classe (milhões)	Classe Mapa
1	≤ 85	Influência não significativa
2	85 a 550	Baixa Influência
3	550 a 1.500	Média Influência
4	≥ 1.500	Alta Influência

3.2.4. Mapa de Regiões de Influência da Pecuária

Particularmente o objetivo foi avaliar as principais zonas produtoras de bovinos, galináceos e suínos. Desta forma, seria possível considerar a sua influência como polo gerador de tráfego. Neste caso, considera-se que os eixos de distribuição a partir desses locais apresentam maior prioridade.

Nesse sentido e considerando os dados disponibilizados no banco de dados agregados do IBGE (SIDRA IBGE), foi possível avaliar cada munícipio brasileiro de acordo com o seu volume de produção. Da mesma forma que os dados de hospedagem, a interpolação dos dados de produção foi realizada pelo algoritmo IDW.

As classes foram estabelecidas considerando o histograma de valores em unidades (milhares) divididas de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5: Índices e Classes utilizados no Mapa de Regiões de Influência da Pecuária

Suínos		
Índice	Classe (unid x 1000)	Classe Mapa
1	≤ 24	Influência não significativa
2	24 a 50	Baixa Influência
3	50 a 110	Média Influência
4	≥ 110	Alta Influência
Galináceos		
Índice	Classe (unid x 1000)	Classe Mapa
1	≤ 500	Influência não significativa
2	500 a 2.000	Baixa Influência
3	2.000 a 2.750	Média Influência
4	≥ 2.750	Alta Influência
Bovinos		
Índice	Classe (unid x 1000)	Classe Mapa
1	≤ 100	Influência não significativa
2	100 a 500	Baixa Influência
3	500 a 1.000	Média Influência
4	≥ 1.000	Alta Influência

O Mapa de Regiões de Influência da Pecuária é o resultado da soma algébrica dos mapas de cada tipo de criação reclassificado em 4 classes de acordo com o volume de animais.

3.2.5. Mapa de Regiões de Influência da Produção Agrícola

O Mapa de Regiões de Influência da Produção Agrícola foi obtido pela soma algébrica dos valores interpolados de cada cultura agrícola analisada. As informações são as disponibilizadas no banco de dados agregados do IBGE (SIDRA IBGE), para culturas como algodão, arroz, cana-de-açúcar, laranja, milho, soja e trigo.

Com base nos mapas preliminares foi realizada a álgebra de mapas com a intenção de gerar um único mapa que representasse a produção agrícola total. Para isso, cada um dos mapas dos produtos avaliados foi dividido em duas categorias com base na produção máxima de cada cultura:

• Com produção máxima menor 1.000.000 de toneladas: algodão, arroz, laranja e trigo;
• Com produção máxima maior que 1.000.000 de toneladas: cana, milho e soja.

Após a definição das categorias, foi estabelecida a classe de intervalos que seriam utilizados e reclassificados atribuindo um peso para cada classe, com base na mobilização rodoviária necessária para escoamento dos produtos (Tabela 6).

Tabela 6: Índices e Classes utilizados no Mapa de Regiões da Produção Agrícola

Produção Máxima menor que 1.000.000 t	De 0 até 1 tonelada, atribuiu-se peso 0
	Maior que 1 até 10.000 toneladas, atribuiu-se peso 1
	Maior que 10.000 até 50.000 toneladas, atribuiu-se peso 2
	Acima de 50.000 toneladas, atribuiu-se peso 3
Produção Máxima maior que 1.000.000 t	De 0 até 1 tonelada, atribuiu-se peso 0
	Maior que 1 até 100.000 toneladas, atribuiu-se peso 2
	De 100.000 até 500.000 toneladas, atribuiu-se peso 3
	Maior que 500.000 toneladas, atribuiu-se peso 4

Na Tabela 6 é possível verificar que para os itens com produção máxima maior que 1.000.000 t, não foi estabelecida classe individual com peso 1, objetivando assim, a adequação entre as classes de produção em favor da escala numérica existente (peso em toneladas).

Em ambas as categorias o valor máximo que poderia ser atingido pela soma dos fatores seria 12, quando todas as produções máximas estariam se sobrepondo. Na soma dos mapas, o peso de cada classe se soma com o peso de outra classe sempre que os dois pontos ocupam o mesmo lugar no espaço (Figura 3).

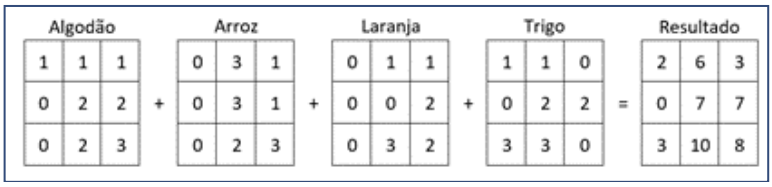


Figura 3: Exemplo da soma algébrica das informações dos mapas obtidos.

Semelhante ao realizado para os dados de Pecuária, o Mapa de Região de Influência da Produção Agrícola surge da reclassificação (índices de 1 a 4) do resultante da soma algébrica dos preliminares.

3.2.6. Mapa de Declividades

Os dados de declividade para o território nacional foram obtidos da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM). Este é o resultado do processamento das imagens de radar oriundas do SRTM utilizando as classes de declividade de referência do IBGE e Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA). O mapa de declividade é disponibilizado no recorte internacional ao milionésimo e georreferenciado no sistema de referência WGS84 (CPRM, 2010).

As classes de declividade adotadas pelo IBGE e EMBRAPA precisaram ser adequadas às características de um projeto rodoviário, que fazem referência a um valor máximo de declividade admissível para os projetos de estradas de rodagem (DNER, 1973), tal como apresentado na Tabela 7.

Tabela 7: Índices e Classes utilizados no Mapa de Declividades

Declividades		
Classe	Classe - CPRM	Classe -DNIT
Plano	0 a 3 %	Plano
Suave Ondulado	3 a 8 %	Suave Ondulado
Ondulado	8 a 20 %	Ondulado
Forte Ondulado	20 a 45 %	
Montanhoso	45 a 75 %	
Escarpado	Acima de 75 %	

A inclusão do Mapa de Declividades à análise de Polos Concentradores de Tráfego incorpora a preferência por trajetos mais planos. Nesse contexto, é possível dizer que mantendo todas as outras condições sem alteração, quando ocorrer trajetos possíveis de ligação entre um ponto A e B fictício, o mais plano terá um maior investimento associado a ele. Este se associa a escolha subjetiva do usuário por trajetos menos acidentados.

3.2.7. Mapa de Polos Concentradores de Tráfego

A partir dos mapas gerados anteriormente foi possível avaliar, individualmente, a atratividade de região ao tráfego existente. Foram imputados pesos para cada um dos atributos estudados, considerando nesse contexto os aspectos impactantes ao tráfego. Nesse momento, a avaliação entre os atributos torna-se a principal característica para a determinação dos pesos.

Os pesos atribuídos à agricultura e pecuária fundamentam-se na estatística de comércio exterior, em que até julho de 2016 foram transportadas em importações e/ou exportações cerca de 3,5 milhões de toneladas de produção pecuária e cerca de 5 milhões de toneladas de produção agrícola (MDIC, 2016). Sendo assim, a produção agrícola utilizou parcialmente ou totalmente os modais rodoviários para escoamento de produção. A Tabela 8 apresenta os pesos estabelecidos neste estudo.

Tabela 8: Pesos utilizados para determinação do Mapa de Polos Concentradores de Tráfego

Polos Concentradores de Tráfego		
Item	Mapas	Pesos
1	Áreas de Influência – Concessões	1,0
2	Áreas de Influência – Portos	1,0
3	Áreas de Influência - Capitais	1,5
4	Leitos de Hospedagem	1,0
5	PIB Industrial	2,5
6	Pecuária	2,0
7	Mancha Agrícola	3,0
8	Declividade	1,0

A partir da reclassificação (índices de 1 a 4, sendo 1 baixa prioridade e 4 alta prioridade) do mapa resultante da média ponderada das informações, é obtido o Mapa de Polos Concentradores de Tráfego (Figura 4). Sinteticamente o mapa gerado representa os locais prioritários de investimentos, sempre com referência à manutenção dos seus acessos, independente da hierarquização da MRFE.

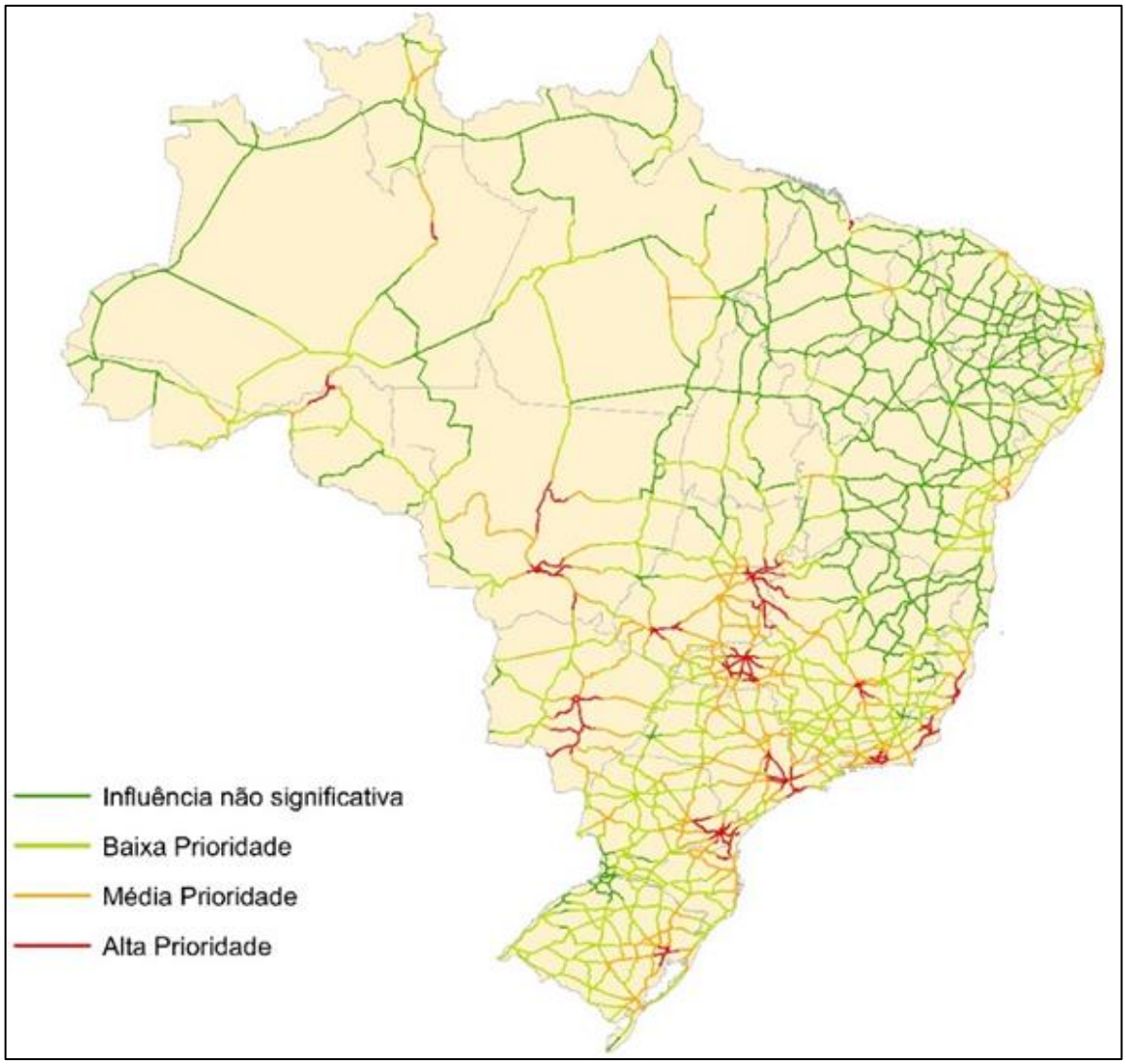


Figura 4: Polos concentradores de tráfego espacializados na malha rodoviária federal

Os Polos Concentradores de Tráfego devem ser avaliados como item complementar à MRFE, pois essa análise conjunta permite avaliar não só os corredores logísticos principais mas permite incluir também os acessos e rotas alternativas.

4. DISCUSSÃO E CONCLUSÕES

O orçamento disponibilizado para atender as demandas de infraestrutura de transportes passa por diversas adequações durante o ano fiscal, com estas alterações é importante ter ferramentas que auxiliem a tomada de decisão gerencial. A metodologia de priorização proposta tem ajudado neste sentido, sendo instrumento essencial no planejamento da manutenção rodoviária.

Uma forma de avaliar a eficácia do método é por meio da relação Custo-Benefício (CB), em que se faz a análise a curto, médio e longo prazos dos benefícios de se investir o capital em cada rodovia. Aquelas com maior Valor Presente Líquido (VPL), ou seja, com maiores benefícios para cada real investido, devem receber prioridade. Sugere-se, portanto, que uma metodologia para análise dos indicadores de VPL e CB seja implementada em estudos posteriores nessa temática.

Os resultados de estudos realizados pelo DNIT utilizando a metodologia aqui exposta tem demonstrado a importância e eficácia da priorização dos segmentos rodoviários sob jurisdição desta autarquia. Esses dados têm sido utilizados como referência técnica para as decisões gerenciais do órgão.

Entende-se que, pela dinâmica da rede rodoviária, é preciso reavaliar periodicamente a análise da malha rodoviária. Outro fator que pode ser incorporado ao trabalho são análises multicritérios, visto que, assim como a rede rodoviária é dinâmica, os fatores que determinam os critérios de análise também são.

Agradecimentos
Os autores agradecem ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) pelo apoio na realização desse trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

CPRM (2010) *Nota Técnica do mapa de declividade*. Serviço Geológico do Brasil.

DNER (1973) *Normas para o projeto das estradas de rodagem*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Ministério dos Transportes, Rio de Janeiro.

Furtado, G. R. e H. M. Barbosa (2013). Análise multicritério para priorização de investimentos em rodovias: estudo de caso BR-040, BR-116 e BR-381. In: XXVII ANPET – Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transporte, 2013, Belém - PA

Jakob, A.A.E e Young, A.F. O uso de métodos de interpolação espacial de dados nas análises sócio demográficas. XV Encontro Nacional de Estudos Populacionais, ABEP. Caxambu. Minas Gerais. 2006.

Kuwahara, N. (2008) *Planejamento integrado do setor de transporte de carga na amazônia: metodologia de análise e hierarquização de alternativas de investimentos em infra-estrutura de transportes*. Tese (Doutorado), Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Roque, W.V. (2006). *Mapeamento geoambiental da área urbana de Manaus - AM*. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, 162 p.

Saaty, T. (1991) *Método de análise hierárquica*. Makron Books, São Paulo

Santos, C.R.G. (2011) *Dimensionamento e análise do ciclo de vida de pavimentos rodoviários: uma abordagem probabilística*. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Silva, A. S.; J.S.S.Lima; G.S.Souza e R.B.Oliveira (2008) Avaliação de interpoladores estatísticos e determinísticos na estimativa de atributos do solo em agricultura de precisão. *IDESIA, v. 26, n. 2, 75-81p*.

Vinicius Quintiliano Pereira (vinicius.q.pereira@accenture.com)
Leonardo Roberto Perim (leonardo.perim@dnit.gov.br)
Ivone Catarina Simões Hoffmann (ivone.hoffmann@dnit.gov.br)
Willian Benke Afonso (willian.afonso@dnit.gov.br)
Victor Lubambo Peixoto Accioly (lubambo.victor@dnit.gov.br)
Wallace Vargas Roque (wallaceroque@gmail.com)
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT)
Sede, Setor de Autarquias Norte, Quadra 03 Lote A, Ed. Núcleo dos Transportes, Brasília, DF, Brasil

DIAGNÓSTICO DA CONDIÇÃO DO PAVIMENTO DAS RODOVIAS FEDERAIS DO ESTADO DE ALAGOAS.

Aline Calheiros Espíndola
Thayanne Gabryelle Medeiros Ciríaco
Luíza Rijo Valoura
Pedro Guilherme Pinheiro Santos Fernandes
Magdiel Acaz de Oliveira Teixeira
Centro de Tecnologia
Universidade Federal de Alagoas

RESUMO
O modal rodoviário possui a maior participação na matriz de transporte do Brasil e está relacionado ao desenvolvimento econômico e a integração nacional. Apesar de conhecer essa importância e reconhecer como patrimônio valioso, o investimento em infraestrutura rodoviária se encontra aquém das necessidades. Rodovias em estado inadequado aumentam os problemas de segurança viária e custos operacionais que contribuem negativamente na economia. A malha brasileira possui 1.720.756 km, dos quais, 12,3% são pavimentados. Apesar da pequena parcela serem pavimentadas, pesquisas apontam que o estado geral dos pavimentos não é satisfatório, mais de 50% dos trechos analisados possuem problemas. De forma geral as rodovias federais de Alagoas estão com condição de superfície na categoria regular e a principal problemática dos pavimentos das rodovias do estado, está ligada aos afundamentos de trilha de roda. Este trabalho apresenta as condições dos pavimentos das rodovias federais em Alagoas e identifica as principais problemáticas do pavimento.

ABSTRACT
The road modal has the largest participation in the transport matrix in Brazil and is related to economic development and national integration. Despite knowing this importance and recognizing it as valuable patrimony, investment in road infrastructure falls short of the needs. Inadequate roads increase road safety problems and operating costs that contribute negatively to the economy. The Brazilian road network has 1,720,756 km, of which 12.3% are paved. Although the small plot is paved, research indicates that the general condition of the pavements is not satisfactory, more than 50% of the analyzed sections have problems. In general, the federal highways of Alagoas have surface condition in the regular category and the main problem of the pavements of the highways of the state, is linked to the dugouts of wheel track. This paper presents the conditions of the pavements of the federal highways in Alagoas and identifies the main problems of the pavement.

1. INTRODUÇÃO

1.1. Comentários Iniciais

Na matriz de transporte brasileira de carga e veículos, o uso do modal rodoviário é predominante em relação aos demais representando cerca de 60% dessa matriz. Isto é reflexo da prioridade nos investimentos governamentais neste modal desde que começaram a serem implantadas as indústrias automobilísticas no país.

A extensão da malha rodoviária brasileira, segundo dados da pesquisa da Confederação Nacional de Transportes (CNT) de 2016, é de 1.720.756 km, dos quais apenas 12,3% são pavimentados. Nesta pesquisa também foi avaliada a qualidade dos pavimentos das rodovias, sendo analisada uma extensão total de 103.259 km de rodovias que compreendia toda a malha rodoviária federal e as principais rodovias estaduais pavimentadas do Brasil.

A pesquisa da CNT (2016) faz uma avaliação da rodovia em diversos níveis, tais como: condições do pavimento, sinalização, geometria da via e estado geral, este leva em consideração os três primeiros citados. Em relação ao estado geral destas rodovias pesquisadas, a CNT (2016) constatou que 58,2% delas possuem algum tipo de problema. Na avaliação que se considera apenas o estado do pavimento, observou-se que 48,3% dos trechos receberam classificação de regular a péssimo.

A CNT identificou que o custo operacional do transporte brasileiro aumenta em média 24,9%, levando em consideração somente os problemas no pavimento. Entretanto, esse percentual é variável e depende tanto da região quanto do tipo de administração da rodovia. Em algumas regiões, como, por exemplo, a região Norte, ele pode chegar até quase 35% de aumento. (CNT, 2016)

As rodovias do estado de Alagoas não estão fora dessa realidade nacional, sendo o foco do presente trabalho levantar as condições dos pavimentos das rodovias federais e identificar as principais problemáticas do pavimento.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Neste tópico serão apresentados conceitos e informações contidas na literatura que balizarão a compreensão plena do desenvolvimento do estudo.

2.1. Pavimentação

Pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas de espessuras finitas, construída sobre a superfície final de terraplenagem, destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e do clima, e a propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto, economia e segurança (BERNUCCI *et al*, 2008).

Por sua importância no complexo da atividade socioeconômica, dentro de sua vida útil deve apresentar permanentemente um desempenho satisfatório. Este desempenho representa ao usuário condições de tráfego seguras, confortáveis e econômicas – atendendo aos preceitos de otimização do custo. Assim sendo, a estrutura do pavimento deve ser projetada e construída de forma a garantir a qualidade do rolamento (DNIT, 2006a).

Quando um pavimento deixa de atender satisfatoriamente a segurança e o conforto, se torna um risco ao usuário, causando acidentes e aumentando o prejuízo causado por ele. O pavimento é uma superestrutura composta por uma série de camadas de espessuras finitas (revestimento, base, sub-base e reforço de subleito), assentado sobre um semi-espaço - a infraestrutura ou terreno de fundação, a qual é designada de subleito. Estas camadas distribuem as solicitações de carga provenientes do tráfego, limitando as tensões e as deformações de maneira a garantir um desempenho adequado da via por um longo período de tempo (DNIT, 2006a; CNT, 2015).

2.2. Defeitos no Pavimento

A depender das condições de tráfego e disponibilidade de materiais na região de implantação da rodovia, existem benefícios ou limitações na escolha do tipo de pavimento (flexível, semirrígido ou rígido), entretanto todos eles precisam ter um desempenho funcional aceitável, capaz de satisfazer sua função principal, que é a de fornecer uma superfície com serventia adequada em termos de qualidade de rolamento. Quando são concebidos, os pavimentos são projetados para uma determinada vida útil, nesse período ele se desenvolve até alcançar uma condição ótima de uso, e posteriormente há o decaimento do desempenho até o término de sua vida útil. Isso é facilmente explicado pela deterioração (degradação) do pavimento por ações do tráfego e pelas intemperes (DNIT, 2006a).

À medida que a rodovia vai sendo utilizada, o seu desgaste natural fatalmente levará, dentro de determinado tempo, a uma situação em que ela não oferecerá boas condições de tráfego, causando um aumento do custo de operação dos veículos que por ela trafegam. Cabe aos órgãos governamentais gerenciar e analisar a atual situação das rodovias para que possam oferecer uma

solução viável para as problemáticas aferidas o mais rapidamente possível e assim restaurar a qualidade de rolamento (SENÇO, 2008).

Segundo Bernucci *et al.* (2006) antes da adoção de qualquer alternativa de restauração ou aplicação de qualquer critério numérico ou normativo para cálculo de reforços, um bom diagnóstico geral dos defeitos de superfície é imprescindível para o estabelecimento da melhor solução. Portanto, para corrigir ou minimizar um defeito, deve-se conhecer as prováveis causas que levaram ao seu surgimento. Para tanto, recomenda-se: [...] estabelecimento de um cenário global dos defeitos e sua relação com todos os danos observados e levantados.

Deste modo, percebe-se que o bom diagnóstico dos defeitos presentes no pavimento, gera um estudo mais eficaz e funcional para a escolha da melhor ou das melhores técnicas de recuperação de pavimentos a serem adotadas, fazendo com que as condições de rolamento dos pavimentos voltem a um estado aceitável de segurança e conforto do usuário, impactando também para a economia (diminuição do custo operacional dos veículos).

De acordo com o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos de DNIT (2006b) os tipos mais importantes de defeitos que são levados em consideração visando à deflagração de intervenções de restauração são os seguintes:

- Trincamento (principalmente por fadiga);
- Desgaste;
- Panela;
- Afundamento nas trilhas de roda (ATR);
- Irregularidade longitudinal;
- Desagregação;
- Resistência à derrapagem.

Os chamados defeitos de superfície são as avarias que podem ser identificados a olho nu na camada superficial do pavimento. Nesse contexto se enquadram os trincamentos, desgastes e panelas. Não é pelo fato de se tratarem de defeitos superficiais que necessariamente seus danos se encontram apenas na camada superficial e não atinjam as demais camadas do pavimento. As camadas adjacentes podem sofrer influência das lesões oriundas desses tipos de defeitos a depender do grau de deterioração que o pavimento apresenta. O desgaste e as panelas provocam o arrancamento do material da camada de revestimento. O afundamento nas trilhas de roda e a irregularidade longitudinal surgem da deformação permanente de materiais constituintes nas camadas inferiores dos pavimentos. Já a desagregação e a resistência à derrapagem progridem em função da ação abrasiva do tráfego, como cita o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos de DNIT (2006b).

2.2.1. Desempenho Estrutural do Pavimento

O trincamento por fadiga e o afundamento nas trilhas de roda são defeitos que estão diretamente ligados à condição estrutural do pavimento. Segundo Bernucci *et al.* (2006) a cada passagem de roda o pavimento sofre um deslocamento total que tem duas componentes:

1ª componente: Deformação elástica ou recuperável que resulta na flexão alternada do revestimento, chamada por convenção de deflexão. A Figura 1(a) mostra o resultado da repetição das deformações elásticas num pavimento de revestimento de concreto asfáltico como trincamento generalizado e interligado, chamado de “couro de jacaré”.

2ª componente: Deformação permanente que resulta no afundamento de trilha de roda cuja medida também é um critério de definição da vida útil estrutural e funcional de um pavimento visto que, a partir de certo valor, pode interferir na condição de conforto do usuário e segurança do tráfego. Na Figura 1(b) observa-se o resultado do acúmulo das deformações permanentes, que podem ocorrer tanto no revestimento quanto no subleito ou como contribuição de todas as camadas do pavimento.



Figura 1: Defeitos estruturais de trincamento e afundamento por repetição de cargas
Fonte: Bernucci *et al.*, 2006

2.2.2. Influência dos materiais no desempenho do pavimento

Os revestimentos asfálticos modernos são constituídos por um material composto formado por agregados de vários tamanhos e proporções, mantidos unidos por um ligante asfáltico. Seu nível de desempenho será tanto melhor quanto maior for o entendimento de como seus constituintes reagem juntos sob as condições prevalecentes em um pavimento. Existe uma elaborada série de fatores que atuam conjuntamente para produzir uma estrutura com desempenho adequado. (Bernucci *et al.*, 2006)

Segundo Farias *et al.* (2010) a proporção de agregados em misturas asfálticas é de aproximadamente 93 a 97% em peso, sendo assim é de extrema importância um estudo das propriedades dos agregados. Segundo Roberts et al. (1996) são as propriedades físicas dos agregados que determinam principalmente a adequação para o uso em misturas asfálticas.

A **Figura 2** apresenta a quantificação do percentual de influência dos agregados e ligantes nas manifestações patológicas mais comuns nos revestimentos asfálticos. A composição granulométrica das misturas asfálticas é de extrema importância para se evitar o surgimento do ATR e pode comprometer a estrutura do pavimento, além de ocasionar situações de hidroplanagem **Figura 3**.

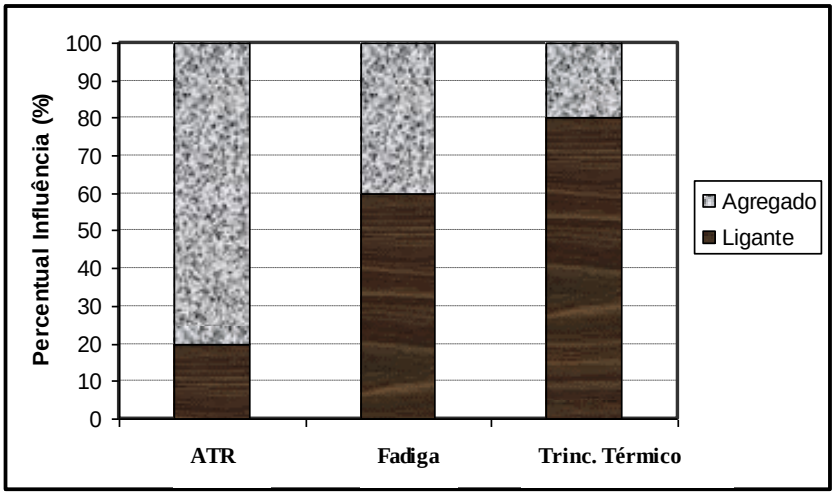


Figura 2: Influência do agregado e do ligante no desempenho de uma mistura asfáltica.
Fonte: FHWA (2002).



Figura 3: Acúmulo de água nas trilhas de rodas
Fonte: Bernucci *et al.*, 2006

Já nos quadros de fadiga e trincamento, os agregados e ligantes possuem semelhanças quanto a sua influência na sua manifestação. As trincas por fadiga se propagam provocando recalque e degradação progressiva, afetando o desempenho do pavimento. O trincamento térmico ocorre devido à incidência de baixas temperaturas, motivando a retração e consequentemente as trincas nas camadas do pavimento, o qual sofre maior influência do ligante asfalto.

3. MÉTODO

Para o desenvolvimento do trabalho foram utilizados dados do ano 2015 do desempenho funcional dos pavimentos das rodovias federais do estado de Alagoas, cedidos pela coordenação geral de planejamento e programação de investimentos – CGPLAN, obtidos do sistema de gerência de pavimentos-DNIT. Na Tabela 1 e **Figura 4** são apresentadas as rodovias e a localização/distribuição das mesmas no estado de Alagoas.

Tabela 1: Extensão das Rodovias Federais de Alagoas

Rodovias	PNV2015		
	Não Pavimentadas (km)	Pavimentadas (km)	Total (km)
BR-101		247,8	247,8
BR-104		85,1	85,1
BR-110		16,4	16,4
BR-316	49	241,1	290,1
BR-416	28	21,4	49,4
BR-423		101,4	101,4
BR-424	65	16,2	81,2
Total	142	729,4	871,4

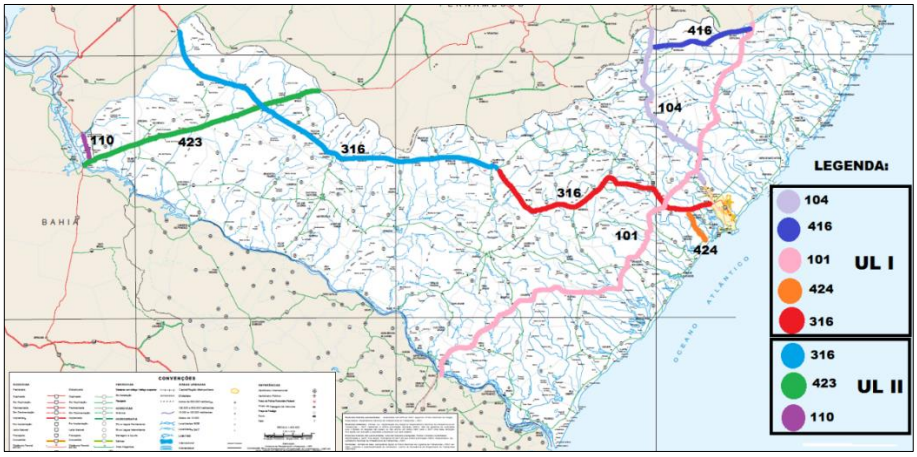


Figura 4: Trechos rodoviários federais sob responsabilidade da UL I e UL II

Foram disponibilizados pela CGPLAN os resultados da avaliação dos pavimentos para os seguintes parâmetros de qualidade funcional:

- Índice de Condição da Superfície – ICS;
- Quantidade de Panelas;
- Irregularidade Internacional – IRI;
- Afundamento de Trilha de Roda – ATR;
- Trincamento (FC-2 e FC-3) (%).

Para cada um dos parâmetros foram obtidos da literatura os limites aceitáveis de qualidade, conforme apresentado na **Tabela 2**. Tais limites são os mesmos exigidos no Programa de Exploração da Rodovia (PER) do terceiro lote de concessões regulamentado pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) para rodovias concessionadas. Exigindo nível de qualidade de rodovias de alto padrão. Foi analisado o nível de atendimento desses parâmetros das rodovias federais de Alagoas aos limites recomendados.

Tabela 2: Limites dos Parâmetros de Qualidade do Pavimento

Parâmetro de Qualidade	Limite Maximo
IRI	2,7 m/Km
ATR – Flecha	7 mm
Quantidade de Panelas	0
Trincamento	15%

- Índice de Condição da Superfície – ICS

Índice de Condição da Superfície é utilizado pelo DNIT para representar a condição geral da superfície do pavimento e é obtido considerando-se a pior situação entre o IRI e o Índice de Gravidade Global dos Defeitos (IGG).

Faz-se o levantamento do IRI e do IGG, e após o devido tratamento, os resultados de ambos são agrupados em um índice representativo da condição geral da superfície dos pavimentos intitulados Índice de Condição da Superfície – ICS.

Tabela 3: Dados de Referência do ICS

Índice da Condição da Superfície	
ICS = 1 e 2	Ruim
ICS = 3	Regular
ICS = 4 e 5	Bom

- Irregularidade Internacional – IRI;

É a grandeza física que representa os desvios da superfície na direção longitudinal da via, é medida para se quantificar o estado da superfície de um dado trecho por meio de métodos de avaliação direta ou indireta.

É resultante do tipo de projeto estrutural e escolha de materiais da estrutura do pavimento, das falhas do processo construtivo e do uso da via pelos veículos, intensificada pelas condições climáticas.

Tabela 4: Valores de referência do IRI correlacionado com a Condição do pavimento

Condição	IRI
Excelente	1,0 - 1,9
Boa	1,9 - 2,7
Regular	2,7 - 3,5
Ruim	3,5 - 4,6
Péssima	> 4,6

4. RESULTADOS

Os levantamentos das condições dos pavimentos foram realizados em sua maioria em apenas um dos sentidos das rodovias, na faixa de rolamento que visualmente apresentava maior deterioração superficial do pavimento e não alcançou à plenitude da extensão das rodovias, a avaliação ocorreu na extensão apresentada na **Tabela 5**. Foram levados em consideração apenas os segmentos rodoviários pavimentados.

Tabela 5: Proporção das Rodovias Avaliadas

Rodovias	PNV2015			Avaliação do Pavimento		
	Não Pavimentadas (km)	Pavimentadas (km)	Total (km)	Extensão Avaliada (km)	Sentido Avaliado	% Avaliada
BR-101		247,8	247,8	320,8	C e D	65%
BR-104		85,1	85,1	125,20	C e D	74%
BR-110		16,4	16,4	16,00	D	49%
BR-316	49	241,1	290,1	232,20	D	48%
BR-416	28	21,4	49,4	20,00	C	47%
BR-423		101,4	101,4	99,60	C	49%
BR-424	65	16,2	81,2	15,70	C	48%
Total	142	729,4	871,4	829,5		

As rodovias com mais segmentos avaliados foram a BR-101, com 65% da extensão total, a rodovia com maior fluxo de veículos do estado, e a BR-104, com 74% da extensão total, rodovia com pior condição superficial do pavimento.

- Índice de Condição da Superfície – ICS

Foi determinada pelo DNIT a condição geral da superfície do pavimento de cada segmento avaliado das Rodovias Federais do Estado de Alagoas, conforme pode ser visto na **Figura 5**. Como pode ser observado na **Figura 5** as rodovias em melhores condições são as BR-316, BR-101 e BR-416, apresentam a maioria dos segmentos pavimentados considerados em bom estado de conservação. As BR-423 e BR-424 não chegam a estar em excelentes condições, mas não exibem uma situação crítica, as mesmas apresentam 89,56% e 87,9%, respectivamente, da rodovia em estado de regular a bom. Com pequenas proporções das vias necessitando de intervenções.

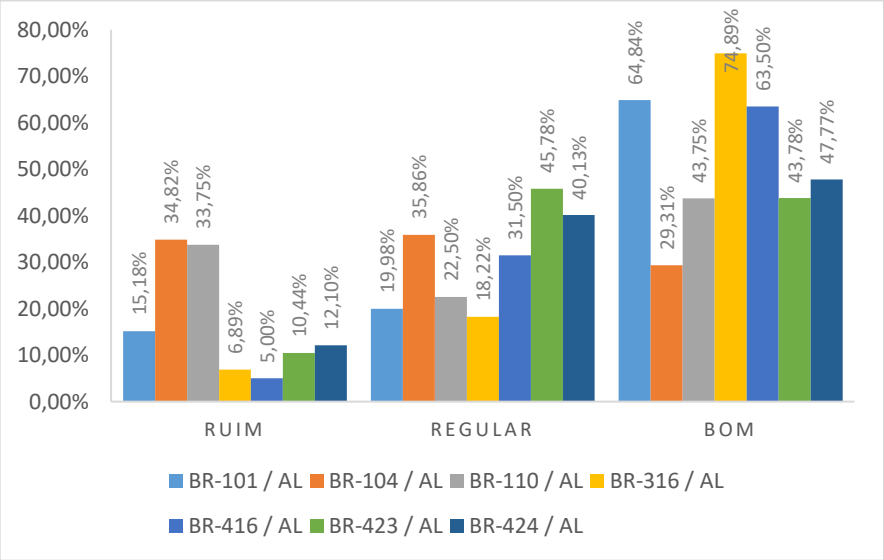


Figura 5: Resultados dos Índices de Condição da Superfície

As rodovias BR-104 e BR-110 já possuem maior criticidade e exigência de intervenções mais robustas no pavimento. Referente à situação da BR-104, a mesma encontra-se atualmente em processo de recuperação sobre o Contrato de Restauração e Manutenção de Rodovias – CREMA.

O Índice de Condição da Superfície apresenta informações da qualidade do pavimento de forma gerencial, sendo assim não é possível determinar as patologias que levaram o pavimento a esses níveis de degradação. Sendo assim é importante efetuar outras formas de avaliações do pavimento.

- Afundamento de Trilha de Roda – ATR

Ao se analisar o nível de atendimento ao limite de flecha na Trilha de Roda, observa-se que todas as rodovias apresentam problemas nesse parâmetro, cinco (BR-110, BR-316, BR-416, BR-423 e BR-424) das sete rodovias possuem mais de 90% dos segmentos com ATR fora do limite recomendado. Chegando-se ao caso extremo na rodovia BR-423 com 100% dos trechos analisados com flechas elevadas.

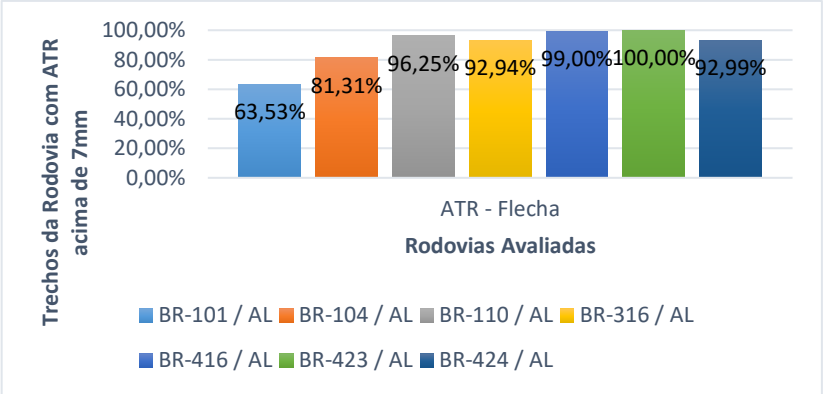


Figura 6: Proporção dos segmentos rodoviários com flechas nas trilhas de rodas acima do limite.

Conforme foi anteriormente citado, esse tipo de defeito está diretamente ligado à condição estrutural do pavimento, apresentando um acúmulo de deformação permanente. Essa situação interfere na condição de conforto e principalmente segurança do tráfego. A segurança viária fica comprometida, principalmente em período chuvoso por favorecer situações de hidroplanagem. A **Figura 7** apresenta as médias das flechas nas trilhas de rodas, espessura essa que provoca o acúmulo de água nas trilhas e reduz a segurança da rodovia. Também é possível verificar que se tem quatro das sete rodovias com mais de 1 cm de afundamento.

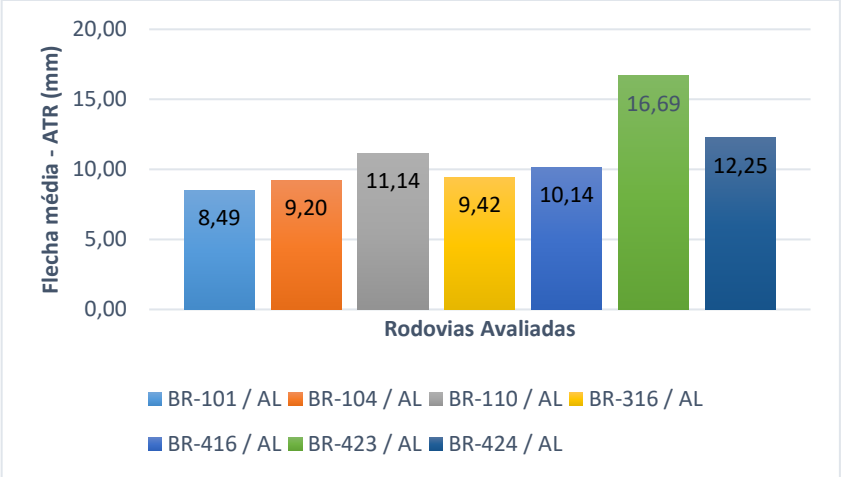


Figura 7: ATR Médios

Outro ponto importante é a necessidade de estudar melhor a composição granulométrica das misturas utilizadas em todas as rodovias de Alagoas, segundo FHWA (2002) os elementos que possuem maior influência no surgimento desse tipo de patologia são os agregados.

- Presença de Panelas na Rodovia

Verifica-se pelos resultados apresentados na **Figura 8** que há uma baixa incidência de panelas nas rodovias, a BR-101 possui a maior quantidade de trechos com panelas, que não chega a representar 0,2% do total do trecho analisado. As rodovias BR-110, BR-416, BR-423 e BR-424 não apresentaram nenhum trecho com buracos. A pequena presença de panelas na rodovia indica que os pavimentos não estão em um estado avançado de degradação, pois o surgimento de buraco é decorrente da evolução de outros defeitos.

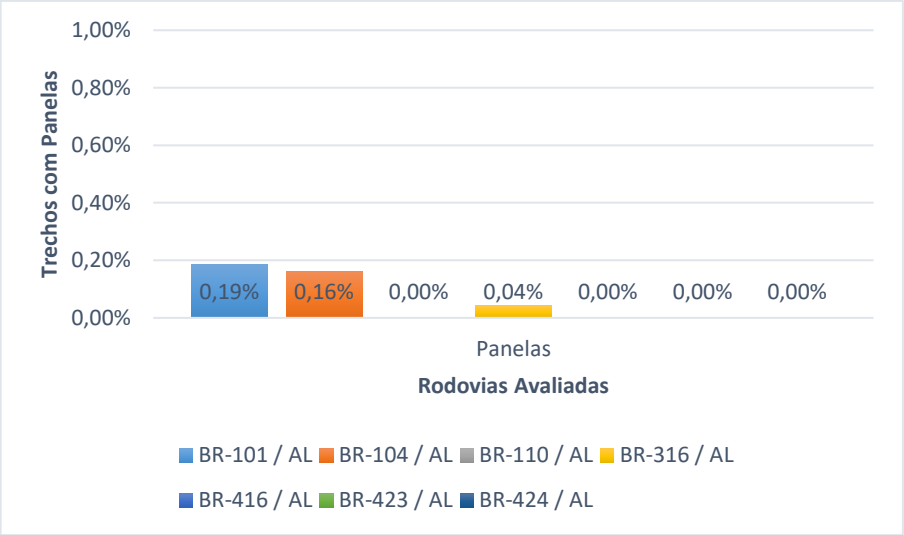


Figura 8: Proporção dos segmentos das rodovias com presença de panelas.

- Área Trincada

Na análise dos resultados de área trincada (**Figura 9**) verifica-se que a BR-104 é a rodovia com maior incidência de área trincada (43,61%), condizente com os resultados de ICS o qual apresentou essa rodovia com o maior grau de deterioração do pavimento, quando comparada as demais em Alagoas. A rodovia BR-424 segue em segundo, obtendo em torno de 25,5% da extensão avaliada com trincas (FC-02 e FC-03) de área superior a 15% (valor de referência com padrão do nível de exigência de rodovias concessionadas).

Esse nível de trincamento do pavimento está ligado a condição estrutural do pavimento, o qual entrou na fase de fadiga provocada pela repetição das deformações elásticas no pavimento de revestimento asfáltico.

Diferente da ATR, o surgimento das áreas trincadas não possui uma influência substancial dos agregados ou ligante, ambos os materiais contribuem ou minimizam o aparecimento das trincas interligadas.

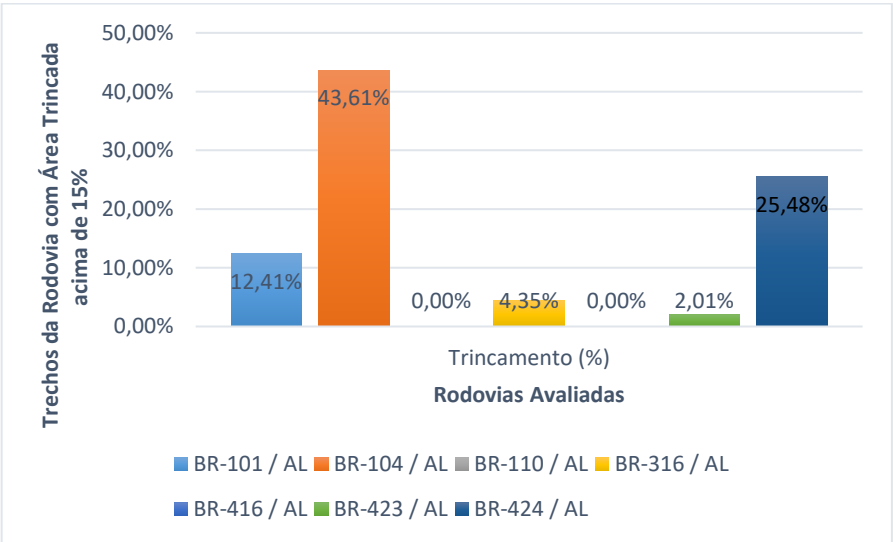


Figura 9: Proporção dos segmentos rodoviários com área trincada acima do limite.

Através da **Figura 9** também se verifica que as BR-110 e BR-416 não apresentaram nenhum segmento com trincas interligadas de maiores gravidades.

- Irregularidade Internacional – IRI

Para a avaliação do conforto do usuário ao trafegar nas rodovias foram levantadas as irregularidades longitudinal e identificados os segmentos que não atendiam ao limite de 2,7m/km. Com isso foi possível determinar qual a proporção da rodovia que não atende sua principal finalidade, a de propiciar conforto de rolamento aos usuários. Os resultados da percentagem de segmentos das rodovias que estão com a irregularidade acima do limite recomendado são apresentados na **Figura 10**.

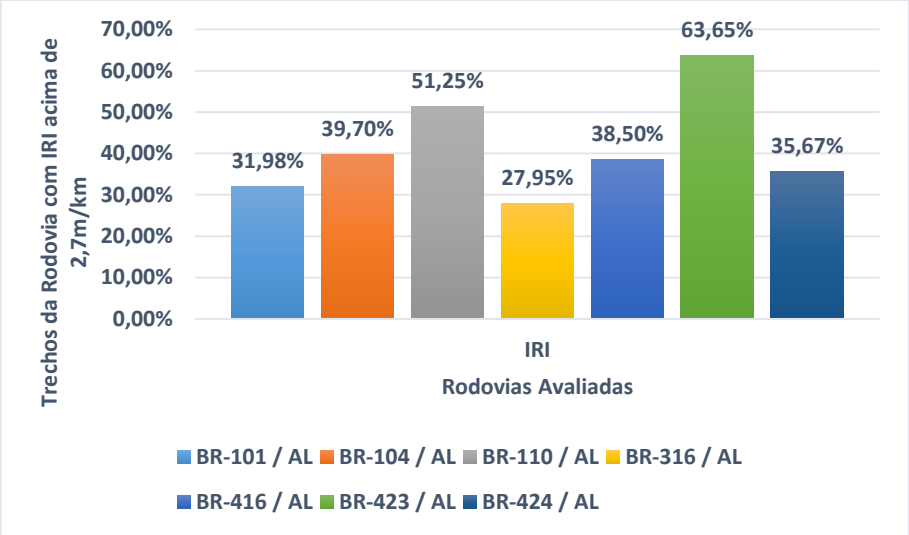


Figura 10: Proporção dos segmentos com IRI acima do limite

Como pode ser observado na **Figura 10** a rodovia que propicia menor conforto de rolamento é a BR-423, com 63,65% da extensão da via com irregularidade acima do recomendado, fato divergente dos resultados do ICS. E a rodovia BR-104 que se encontrava em pior condição superficial do pavimento (**Figura 5**) e com avançado nível de trincamento não apresentou desconfortos substanciais quando comparado a outras rodovias do estado, o levantamento indicou que cerca de 40% da via apresenta IRI elevado, mas que cerca de 70% estão com condição superficial regular a ruim e 40% do trecho com trincas. Evidenciando a necessidade de mais de uma avaliação a nível gerencial das rodovias para definição da priorização de intervenções e alocação de recursos.

Alguns órgãos definem o seu sistema de gerência de pavimentos baseado exclusivamente no levantamento da irregularidade, porém utilizar apenas o IRI como parâmetro de priorização pode não condizer com a necessidade do pavimento. Por exemplo trincas no pavimento não provocam desconfortos substanciais aos usuários, porém são retratos que o pavimento está sofrendo por fadiga.

5. CONCLUSÃO

De forma geral as rodovias federais de Alagoas estão em média com condição de superfície na categoria regular, em situação de maior gravidade tem-se a BR-104 a qual já se encontra em contrato de CREMA para efetuar sua reabilitação.

Através dos resultados apresentados pode-se concluir que a principal problemática dos pavimentos das rodovias do estado, está ligada aos afundamentos de trilha de roda. Necessitando um maior cuidado ao se propor soluções de revestimento asfáltico, otimizar a composição granulométrica das misturas e verificar a condição estrutural do pavimento utilizando também o critério de deformação permanente.

A patologia panela não é tão significativa, pois em nenhuma das rodovias analisadas apresentou frequência elevada. Áreas trincadas de gravidade FC-02 e FC-03 estão mais concentradas na BR-104, a qual já apresenta índice de condição da superfície com classificação ruim.

Ponto importante constatado foi que seria desaconselhada a utilização do IRI de forma exclusiva para determinação de priorização de intervenções e alocação de recursos, pois podem ocorrer equívocos na determinação real do nível de deterioração do pavimento. Sendo recomendado efetuar mais de um tipo de avaliação, de preferência avaliações que permitam estimar a vida útil do pavimento e condição de segurança do mesmo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Bernucci, L.B. *et. al*. (2006). *Pavimentação asfáltica: Formação Básica para Engenheiros.* Ed. ABEDA/PETROBRÁS, Rio de Janeiro.

Bernucci, L. B. *et al.* (2008) *Pavimentação asfáltica: formação para engenheiros. 1. ed. Rio de Janeiro: Petrobrás ABEDA.*

CNT, Confederação Nacional do Transporte. (2015) *Pesquisa CNT de rodovias. Brasília.*

CNT, Confederação Nacional do Transporte. (2016) *Pesquisa CNT de rodovias. Brasília.*

DNIT, Departamento Nacional De Infraestrutura De Transportes. *(2006a) Manual de Pavimentação, Rio de Janeiro.*

_____. *DNIT. (2006b) Manual de Restauração. Rio de Janeiro.*

_____. *DNIT. (2006c) Manual de Estudos de Tráfego. Rio de Janeiro.*

Farias M. M; Palmeira E. M (2010). *Agregados para construção civil. In: ISAIA, G. C. Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciências e Engenharia de Materiais. São Paulo: IBRACON, v. 1.*

FHWA, FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. (2002) *Superpave binder specification.Washington.*

Roberts, F.L., Kandhal, P.S., Brown, E.R., Lee, D-Y. e Kennedy, T.W. *(1996). Hot Mix Asphalt Materials, Mixture, Design, and Construction. Segunda Edição, NAPA Education Foundation, Lanham, Maryland.*

Senço, W. *(2008) Manual de técnicas de pavimentação. Volume 1. 1.ed. São Paulo: PINI,.*

ANÁLISE DO PREMAR/BA NA PROMOÇÃO DA EFICIÊNCIA NO ÂMBITO DA RESTAURAÇÃO E MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA

Denise Maria da Silva Ribeiro
Silvia Camargo Fernandes Miranda
Escola Politécnica
Universidade Federal da Bahia

RESUMO
O objetivo deste projeto de pesquisa é analisar a proposta de contratação de serviços de gestão de pavimentos asfálticos de rodovias - PREMAR/BA (Programa de Reabilitação e Manutenção de Rodovias do Estado da Bahia) - verificando se os contratos baseados em padrões de desempenho promovem inovação tecnológica, melhoria da qualidade dos materiais constituintes dos pavimentos asfálticos rodoviários e por consequência aumento da vida útil da superestrutura rodoviária. Para tanto, a metodologia adotada constitui-se de uma revisão da literatura descritiva na perspectiva de analisar as informações publicadas pelos órgãos estaduais e federais: SEINFRA/SIT (Superintendência de Infraestrutura do Estado da Bahia/Secretaria de Infraestrutura de Transportes da Bahia); DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte); e DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodovias). As conclusões inferem que a ausência de ações de fiscalização frequentes e punitivas comprometem significativamente o resultado promissor e inovador almejado pelo PREMAR/BA.

ABSTRACT
The objective of this research project is to analyze the proposal to hiring of the services to manager asphalts pavements of highways - PREMAR/BA (Rehabilitation and Maintenance Program of Highways of the State of Bahia) - verifying whether contracts based on performance standards promote technological innovation, improving the quality of asphalts road pavement materials and consequently increasing the useful life of the road superstructure. The methodology adopted revised the descriptive literature from the perspective of analyzing the information published by the state and federal agencies: SEINFRA/SIT (Infrastructure Superintendence of the State of Bahia/Infrastructure of the Transportation Secretariat of Bahia); DNIT (National Department of Transport Infrastructure); and DNER (National Department of Roads and Highways). The conclusions infer that the absence of frequent and punitive oversight actions significantly compromise the promising and innovative results sought by PREMAR / BA.

1. INTRODUÇÃO

A partir do sucateamento das ferrovias iniciado nos anos de 1920, época em que também aconteceu o desenvolvimento da indústria automobilística e expansão das rodovias, ocorreu no Brasil um novo cenário logístico, onde o desenvolvimento econômico do país passou a depender essencialmente do transporte rodoviário, tanto de carga como de passageiros, no contexto da integração regional e interestadual. Apesar desta dependência, o que se observa é uma significativa ausência de investimento ao longo de todo este período, que conforme dados do DNIT (LANCELOT, 2010), o sistema rodoviário brasileiro com uma extensão aproximada de 1.600.000 km, incluindo a malha rodoviária federal, estadual e municipal, possui apenas 13% (quase 208.000 km) pavimentado, somado a uma ineficiente gestão de serviço de manutenção e restauração.

Nas duas últimas décadas, os elevados custos logísticos e da operação do transporte rodoviário causaram crescentes impactos sociais e econômicos, principalmente em função de congestionamentos, desgaste de veículos, desgaste dos pavimentos, poluição, tempos adicionais de viagem, acidentes, entre outros. Este cenário fez com que os governos, tanto na esfera federal como estadual buscassem alternativas para a melhoria da gestão de contratos e controle da manutenção da malha rodoviária.

Neste contexto em 1996, o então DNER começou a analisar novas modalidades de contratação, aplicadas e bem sucedidas por órgãos rodoviários nos Estados Unidos e Europa, visando a melhoria da gestão de pavimentos, nas várias etapas de vida útil deste componente. Assim se criou o CREMA (Contrato de Restauração e Manutenção), modelo de contrato gerido por resultados, através de preços globais, com avaliação de desempenho.

Ao longo deste período, o contrato na modalidade CREMA sofreu vários ajustes, culminando no ano de 2008 à publicação da Portaria nº 07/2008 pelo Ministério dos Transportes (MT, 2008), criando "Programa de Contratação, Restauração e Manutenção por Resultados de Rodovias Federais Pavimentadas-PROCREMA" para, através da contratação e gerenciamento dos serviços, restaurar/recuperar e conservar a malha rodoviária federal pavimentada. Os contratos deste Programa tem duração de cinco anos, os projetos devem contemplar soluções de pavimentação para atender tráfego previsto de dez anos, o que eleva a vida útil da rodovia por mais cinco anos após o encerramento do contrato.

Com apoio do Banco Mundial, alguns governos estaduais criaram seus próprios programas, como foi o caso da Bahia. Com uma malha rodoviária pavimentada do estado da Bahia abrangendo cerca de 11.000 km (BANCO MUNDIAL, 2016), no ano de 2007 foi criado o PREMAR/BA-1 (Programa de Reabilitação e Manutenção de Rodovias do Estado da Bahia-Primeira Etapa), contratos baseados em desempenho, seguindo o modelo do CREMA 2ª Etapa do Governo Federal. Trata-se de uma nova modalidade de contratação na qual a mesma empresa que ganha o contrato de restauração/reabilitação do trecho de rodovia, fica responsável pela sua manutenção por um período de cinco anos. Adotam-se padrões de desempenho para avaliação do "produto entregue". Em função destes padrões procede-se o pagamento das medições de serviço (FONSECA E MOTTA, 2013).

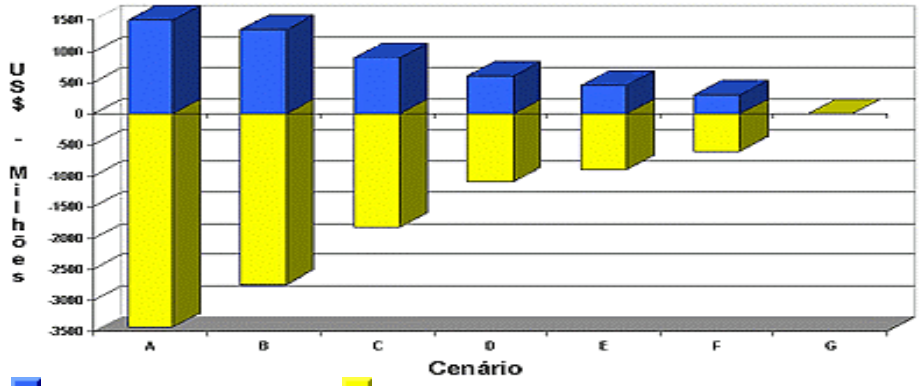
O PREMAR-1 teve seu encerramento no ano de 2013 e dentro deste contexto o presente Artigo tem por objetivo entender o histórico cronológico dos contratos na modalidade CREMA e analisar o PREMAR-1 na perspectiva da promoção da eficiência no âmbito da restauração e manutenção rodoviária no estado da Bahia e tentar responder à seguinte questão: Os contratos baseados em indicadores de desempenho possibilitam promover inovação tecnológica, melhoria da qualidade dos materiais constituintes dos pavimentos rodoviários e por consequência aumento da vida útil da superestrutura rodoviária?

Para responder a estas questões, metodologicamente a presente pesquisa constitui-se de uma revisão da literatura descritiva onde o tema proposto foi registrado, pretendendo-se aqui analisar as informações publicadas. Vale ressaltar que o Órgão Gestor do Estado da Bahia ainda não publicou os resultados obtidos do PREMAR-1, ficando o presente Artigo limitado à apresentação das mudanças da estratégia para avaliação dos serviços de restauração e manutenção rodoviária no estado da Bahia.

2. MODALIDADES DE EXECUÇÃO DO SERVIÇO DE CONSERVAÇÃO VIÁRIA

Apesar da importância socioeconômica que possui a malha rodoviária no Brasil, sua conservação ao longo do tempo foi negligenciada, elevando custos operacionais dos veículos e custos de restauração da via (MURTA, 2009). Estudos do Departamento Nacional de Infraestrutura em Transporte (DNIT, 2006), constatam que para cada R$1,00 investido em rodovias há uma redução de aproximadamente R$ 3,00 no custo operacional dos veículos, conforme Figura 1. Apesar desta constatação, o Brasil demorou na tomada de decisão na

busca de mudanças no contrato de serviços de manutenção rodoviária, só vindo a acontecer no final da década de 1990, como será mostrado na sequência deste Artigo.

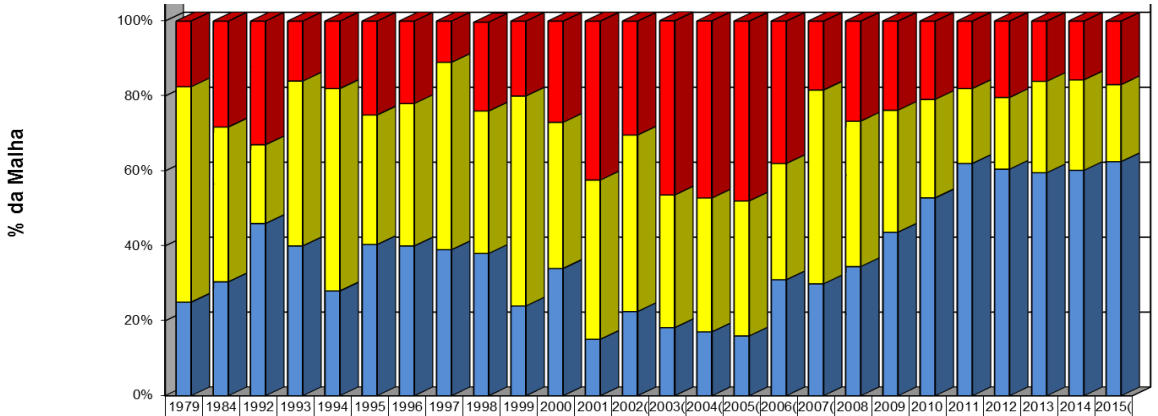


- Investimento do Governo - Diminuição do Custo Operacional dos Veículos

Figura 1: Investimentos x Custo Operacional dos Veículos.

Conforme dados da evolução do perfil da rede rodoviária federal pavimentada do Brasil, a malha rodoviária no final da década de 1979, já evidenciava condições precárias de serventia qualificada nos níveis "bom", "regular" e "ruim", dando sinais de exaustão do pavimento, com nível "ruim" em 18% do total da extensão da rede. A degradação do pavimento no nível "ruim" alcançou em 2005 o patamar de 48% da extensão da rede, índice mais significativo do período analisado, conforme apresentado na Figura 2 (DNIT, 2015).

Consta no Manual de Conservação Rodoviária do DNIT (2005), que este cenário com nível "ruim" de conservação da rede teve reflexos negativos, principalmente nos chamados custos operacionais como: aumento de acidentes de trânsito (até 50%), acréscimo no tempo de viagem (até 100%), acréscimo no consumo de combustível (até 58%), entre outros. O DNIT (2005) sugere que as causas atribuíveis deste cenário estejam relacionadas a problemas institucional e gerencial, principalmente na liberação dos recursos para as atividades de conservação, a partir do término da vigência do PRN (Plano Rodoviário Nacional), no final da década de 1970. Conforme dados do Relatório do Banco Mundial, até 2014 a rede pavimentada sob administração do DNIT era de 55.000 km. Porém, mais de 2/3 da malha federal pavimentada foi pavimentada entre 1965 e 1985, tendo atingido sua vida útil, com deterioração acelerada (BANCO MUNDIAL, 2016), (LANCELOT 2010).



	1979	1984	1992	1993 (1)	1994 (1)	1995	1996	1997 (2)	1998	1999	2000 (3)	2001	2002 4)	2003 4)	2004 4)	2005 4)	2006 4)	2007 5)	2008	2009	2010	2011	2012	2013	2014	2015 6)
RUIM	18%	28%	33%	16%	18%	25%	22%	11%	24%	20%	27%	42%	30%	47%	47%	48%	38%	18%	27%	24%	21%	18%	20%	16%	16%	17%
REGULAR	58%	41%	21%	44%	54%	35%	38%	50%	38%	56%	39%	43%	47%	35%	36%	36%	31%	52%	39%	33%	26%	20%	19%	24%	24%	21%
BOM	25%	30%	46%	40%	28%	40%	40%	39%	38%	24%	34%	15%	23%	18%	17%	16%	31%	30%	35%	44%	53%	62%	60%	60%	60%	62%

Figura 2: Evolução do perfil da rede rodoviária federal pavimentada.

2.1. Conservação rodoviária federal através contratações tradicionais

Até 1970 os serviços de conservação da malha rodoviária eram executados em grande parte pela administração direta, havendo extensões delegadas à engenharia militar e aos órgãos rodoviários estaduais. A partir do crescimento significativo da malha pavimentada, da expansão do tráfego e do impedimento legal de contratação de pessoal, a participação da administração direta nos serviços de conservação foi sendo gradualmente reduzida, sendo totalmente extinta na década de 1990, passando a execução da conservação do pavimento para empresas contratadas, mantendo, porém a participação, por delegação, à engenharia militar e aos órgãos rodoviários estaduais (DNIT, 2005).

A partir de 1982 os novos contratos de conservação passaram a ser efetivados com base em uma tabela de preços unitários dos serviços, consolidando uma concepção estatística. Nesta modalidade se admite que as tarefas de conservação sejam repetitivas e executadas conforme normas e procedimentos que não variam significativamente ao longo do tempo. Para aplicação dos recursos financeiros, o DNIT define a prioridade, utilizando o conceito de Nível de Esforço (NE), sendo este vinculado às condições e/ou estágio de deterioração de um dado elemento ou componente da via. Com a existência de uma série histórica das condições dos componentes da via, cada quantitativo de serviço é obtido com base em uma avaliação qualitativa, associada à aplicação do NE correspondente, definindo assim a prioridade de aplicação dos recursos financeiros (DNIT, 2005).

No contrato tradicional, o acompanhamento e fiscalização por parte do DNIT era exercida por Unidades Regionais (UR), com atuação no âmbito de cada estado da federação. Conforme consta no manual de conservação do DNIT (2005), cada regional dispunha de Unidades Locais (UL), sendo estas responsáveis pela medição e programação dos serviços de conservação rodoviária, sendo que cada UL cobre uma extensão média de 300 km. Porém, as licitações eram estabelecidas para a extensão média de rodovias de 80 km (para reabilitação) ou 130 km (para manutenção) (LANCELOT, 2010).

Verifica-se que planejar um contrato da modalidade NE passou a ser um desafio na etapa de seleção dos serviços prioritários a serem executados, justamente devido aos escassos recursos disponíveis. Também durante a execução do serviço, o acompanhamento do cumprimento das metas nos prazos acordados, liberando os pagamentos programados ou plicar sansões contratuais (advertências, penalidades, multas ou rescisão) em caso de descumprimento de algum item contratual. Nesta etapa ressalta-se que o objetivo do gestor não deve ser aplicar e recolher multas e sim identificar quais as metas que foram descumpridas e se empenhar em resolver a situação.

2.2. Contratos baseados em padrões de desempenho - Programa CREMA

Segundo Lancelot (2010), a partir da segunda metade da década de 1990, o cenário desfavorável apresentado no Brasil, com hiperinflação e significativas dificuldades financeiras e fiscais, o setor rodoviário sofreu um baixo nível de investimento público, particularmente em reabilitação e manutenção de rodovias. A modalidade de contratação com transferência da manutenção da malha rodoviária federal ao setor privado, remunerado com base no insumo de serviço e material, não conseguiu mostrar vantagens e não apresentou resultados positivos.

Neste contexto, no final da década de 1990, o governo federal e o governo do estado do Rio Grande do Sul fizeram solicitação junto ao Banco Mundial, buscando estratégias e instrumentos alternativos mais eficientes, a fim de administrar os serviços de manutenção e de obras de reabilitação rodoviária. Assim, o então DNER (atual DNIT), alterou sua forma de contratação das obras de recuperação, criando o denominado CREMA, passando para contratos de manutenção de rotina em rodovias classificadas entre "regular a bom estado" e contratos de manutenção com restauração, no caso de rodovias classificadas entre "péssimo ou ruim estado". Esta modalidade de contrato é gerida por resultados, através de preços globais, com avaliação de desempenho (LANCELOT, 2010).

No início do CREMA até o momento atual, três princípios básicos estão sendo seguidos no Brasil, dentro da estruturação do modelo de contratos por desempenho (LANCELOT, 2010):

- Promover a racionalização e gerar economias de escala: Elaboração de projetos de engenharia padronizada por meio de soluções técnicas derivadas de norma específica (catálogo de soluções); Duração de contratos aumentada até um máximo de 5 anos; Documento padrão preparado para a licitação de contratos.
- Contribuir para aumentar a responsabilização das empreiteiras: obras de reabilitação e serviços de manutenção incluídos no mesmo contrato; Empreiteiras responsáveis pela qualidade das condições da estrada, sendo os pagamentos vinculados ao desempenho (medido por indicadores especialmente concebidos); Empreiteiras, selecionadas por um processo de licitação que incluía especificações técnicas sendo elas responsáveis pela elaboração do projeto detalhado a ser apresentado à administração rodoviária.
- Promover o aumento de credibilidade do setor: gestão dos contratos aprimorada ao longo de todos os estágios do ciclo de projeto; Envolvimento das empreiteiras nas duas fases de reabilitação e de manutenção no longo prazo; Monitoramento dos programas de reabilitação e manutenção, aprimorado por meio de relatórios regulares.

Porém, ao pesquisar o histórico da aplicação de recursos, dentro do modelo de avaliação por desempenho, desde seu início em 2001 até os dias atuais, observa-se que houve uma sequência de alterações da concepção original do modelo CREMA, conforme apresentado por Fonseca e Motta (2013) a seguir.

Os contratos na modalidade CREMA de restauração e manutenção aconteceram no âmbito do Programa Integrado de Revitalização (PIR), parte integrante do Programa de Restauração e Descentralização de Rodovias Federais, com investimentos provenientes do Banco Mundial (BIRD) e Banco Interamericano de Desenvolvimento (BID). O PIR se apresentou de quatro formas:

- PIR-I (antigo CREMA com recursos do BID), de 2001 a 2003;
- PIR-II (antigo CREMA com recursos do BIRD), mesmo período que o PIR-I, sendo ambos com contratos por avaliação de desempenho pré-definida no ato da contratação, válida por cinco anos, através de planilha de preços globais de serviço, contemplando a restauração da rodovia e sua manutenção. A responsabilidade do projeto era da empresa contratada para execução das obras;
- PIR-III (antiga restauração com recursos BID/BIRD), com contratos mais antigos, desde 1999 a 2003, onde os segmentos selecionados necessitavam de intervenções pesadas devido ao elevado grau de deterioração do pavimento e na faixa de domínio da rodovia;
- PIR-IV (antiga conservação chamada "Creminha", com recursos BID/BIRD), contratos de menor porte, a preço global com duração de dois anos, no período de 2003 a 2005.

O DNIT, buscando corrigir distorções observadas em seus programas, publica em 2005 a Instrução de Serviço DG/DNIT n° 05/2005 (DNIT, 2005), consolidando em um único programa, as atividades de recuperação e manutenção através de contratos de gestão por sete anos contínuos, denominado programa CREMA. Este programa foi subdividido em duas fases: CREMA 1ª ETAPA e CREMA 2ª ETAPA, implementados sequencialmente, em lotes de menor extensão do que os anteriores. O CREMA 1ª ETAPA tem duração de dois anos, com execução das atividades: serviços de manutenção de pistas e acostamentos e serviços de conservação de faixa de domínio. O CREMA 2ª ETAPA com duração de cinco anos, tem soluções de projeto com vida útil de dez anos, com as mesmas atividades do CREMA 1ª ETAPA. Segundo Fonseca e Motta (2013), de 2005 a 2008 houve desaquecimento deste modelo de contrato, com pagamento através índice de desempenho.

Já em 2008 o Ministério dos Transportes, através da Portaria nº 07/2008 (MT, 2008), cria o PROCREMA (Programa de Contratação, Restauração e Manutenção por Resultados de Rodovias Federais Pavimentadas) e estabelece os princípios e diretrizes para, através da contratação e gerenciamento dos serviços, restaurar/recuperar e conservar a malha rodoviária federal pavimentada. O pagamento dos serviços realizados é vinculado à avaliação do desempenho, com prazo de contratação das empresas de cinco anos, devendo os projetos contemplar soluções de pavimentação para atender tráfego previsto de dez anos, o que eleva a vida útil da rodovia por mais cinco anos após o encerramento do contrato. Cada lote de obras e serviços deverá englobar trechos, subtrechos ou segmentos de rodovias com extensão total entre 300 km e 500 km.

Observa-se no PROCREMA uma possível promoção da melhoria da qualidade dos materiais constituintes dos pavimentos rodoviários, podendo proporcionar uma nova cultura de inovação tecnológica, mais duradoura e sustentável.

Dentro do histórico apresentado acima, sugere-se que as mudanças ocorridas dos modelos de contratação por desempenho, tenham acontecido na busca de um aprimoramento e eficiência do CREMA.

2.3. Eficiência de Contratos CREMA versus abordagem tradicional

Numa avaliação sobre a eficiência do CREMA em comparação a contratos tradicionais contemporâneos, Lancelot (2010) realizou esta avaliação e entre outros parâmetros, verificou a eficiência das condições de estradas após a execução de contratos.

As condições de superfície das estradas foram medidas usando o índice de irregularidades internacional (IRI) e o índice brasileiro IGGE (Índice de Gravidade Global Expedito), sendo este um índice composto, baseado nos principais danos, visualmente observados nas estradas. Foram coletados dados em 2007, data que correspondeu ao final do período de implementação dos primeiros CREMA realizados pelo governo federal. Médias ponderadas de ambos os índices foram calculadas e resumidas na Tabela 1 abaixo para uma amostra de estradas reabilitadas entre 2000 e 2005 (LANCELOT, 2010).

Tabela 1: Reabilitação CREMA vs. tradicional comparando IRI e IGGE.

	CREMA		Reabilitação	
Extensão Total (km)	4.110		4.250	
	IRI	IGGE	IRI	IGGE
Média ponderada	3,03	25,02	3,09	49,19
Desvio padrão	0,8	14,85	1,28	44,43

Fonte: DNIT/ Banco Mundial, apud Lancelot (2010).

Com o resultado apresentado na Tabela 1, Lancelot (2010) faz a seguinte avaliação:

- Trechos homogêneos de estradas, que foram atendidos pelo CREMA, apresentaram condições mais homogêneas do que trechos de estradas com reabilitação tradicional (como mostrado pelos respectivos desvios-padrão na tabela acima). Isto pode ser explicado por uma homogeneidade maior das soluções técnicas das soluções de reabilitação ao nível do programa e de uma manutenção geralmente melhorada, no caso do CREMA;
- Ao medir as condições de superfície das estradas usando o índice IGGE, os contratos CREMA, com um valor médio de 25 (um índice considerado muito bom), têm sido mais eficientes do que os contratos tradicionais, que apresentam um índice de 49 (um índice considerado regular).

3. PROGRAMA DE REABILITAÇÃO E MANUTENÇÃO DE RODOVIAS NA BAHIA (PREMAR/BA)

A melhoria da segurança viária é uma tarefa de exigência internacional, uma iniciativa das Nações Unidas, no âmbito da Década de Ação pela Segurança no Trânsito, e o Estado da Bahia tem demonstrado compromisso com a proposta de criação de um Comitê de Liderança para a Segurança Viária, a ser gerenciado pelo Sistema de Gerência de Pavimentos da Superintendência de Infraestrutura do Estado da Bahia/Secretaria de Infraestrutura de Transportes da Bahia (SEINFRA/SIT), com a intenção de atuar inicialmente em uma estratégia de segurança rodoviária e em um banco de dados de acidentes de trânsito.

Cabe explicar melhor que, a SEINFRA/SIT é uma nova unidade, resultante da incorporação do antigo DERBA (Departamento de Estradas e Rodagens da Bahia), que passou a ser chamado de SIT, à SEINFRA. Dando prosseguimento, a Unidade de Coordenação do Projeto (UCP) foi criada na SEINFRA, subordinada ao Secretário de Infraestrutura, se encarregando da gestão e implementação global do projeto, inclusive a prestação de informações ao BID/BIRD (BANCO MUNDIAL, 2016).

Observa-se que a busca por condições melhores de infraestrutura rodoviária se torna cada vez mais urgente na Bahia, visto que, de 2007 a 2013, os acidentes e mortes aumentaram 45% e 21% respectivamente, apenas nas estradas estaduais. Para atender essa necessidade, a Bahia identificou um programa de investimento para a reabilitação e manutenção das rodovias, com o intuito de abranger cerca de 4.200 km da principal malha rodoviária do estado, apropriando aproximadamente US$ 520 milhões, resultando na criação do PREMAR/BA (BANCO MUNDIAL, 2016).

O PREMAR/BA foi criado com bases nas mesmas diretrizes e estrutura administrativa utilizada no DNIT determinadas para a efetivação do CREMA, estabelecendo termos de referência que visam orientar as empresas consultoras participantes das concorrências na formulação de suas propostas e definição dos serviços a serem executados, se baseando na fiscalização do cumprimento a partir de indicadores de qualidade ajustados para a gestão do pavimento no estado da Bahia.

O PREMAR/BA busca atender os seguintes indicadores de resultado:

- Porcentagem da malha rodoviária pavimentada do estado abarcada por contratos para a reabilitação e manutenção baseados no desempenho: a gestão das estradas baseada no desempenho contribuiria para a sustentabilidade do setor rodoviário na Bahia;

- Parcela da população rural com acesso a uma estrada funcional durante todo o ano: esse indicador refletiria a melhoria da acessibilidade nas estradas rurais tomadas como alvo (62 municípios);
- Redução do nº de mortes e lesões graves nos corredores selecionados de segurança viária.

3.1. PREMAR/BA-1 (2007 a 2013)

A partir da efetivação PREMAR/BA-1, foi necessário determinar mecanismos institucionais e de implementação, ficando a cargo da SEINFRA com duas unidades encarregadas de iniciar o projeto: a Superintendência de Infraestrutura de Transportes (SEINFRA/SIT), responsável por todas as atividades relacionadas à infraestrutura; e a Superintendência de Planejamento, Logística, Transporte e Intermodalismo (SUPLOG), encarregada de todas as atividades de logística, planejamento multimodal e avaliação do fortalecimento institucional.

Embora a SEINFRA seja o principal órgão de implementação, outros órgãos estaduais auxiliam, como a Secretaria da Fazenda (SEFAZ) e a Agência Estadual de Regulação de Serviços Públicos de Energia, Transportes e Comunicações (AGERBA), lembrando também que, como o PREMAR/BA abrange atividades relacionadas à segurança viária, um acordo de cooperação foi firmado incorporando outros órgãos estaduais, como a Secretaria da Saúde, o Departamento de Trânsito (DETRAN) e a Secretaria de Segurança Pública.

A Tabela 2 apresenta os trechos da primeira etapa do PREMAR/BA definidos para a realização de manutenção dos pavimentos asfáltico, totalizando aproximadamente 1.100 km (BANCO MUNDIAL, 2016).

Tabela 2: Trechos de rodovias estaduais incluídas no PREMAR/BA-1.

PREMAR				
Rodovia	Trecho	Ext.	Valor	Custo por Km
BA 160	Xique-Xique - Barra	254.02	50,170,283.60	197,505.25
BA 172	Entr. BR 242 - Santa Maria da Vitória			
BA 262	Brumado - Vitória da Conquista	180.24	63,733,757.55	353,604.96
BA 263	Vitória da Conquista - Itambé			
BA 052	Xique-Xique - Entr. BA 131 (Porto Feliz)	244.00	88,153,810.94	361,286.11
BA 001/046	Bom Despacho - Nazaré - Santo Antonio	90.10	70,933,767.28	787,278.22
BA 148	Brumado - Livramento	288.25	56,929,488.55	197,500.39
BA 156	Livramento - BA-152			
BA 156	BA 152 - BR 242 (Bom Sossego)			
BA 148	BA 052 (Irecê) - BA 432 (Entr. Lapão)	139.80	39,796,806.21	284,669.57
BA 432	BA 148 (Irecê) - BR 242 (Carne Assada)			
	Total	1196.41	369,717,914.13	309,022.75
DERBA				
Rodovia	Trecho	Ext.	Valor	Custo por Km
BA 263	Floresta Azul - Firmino Alves	37.12	24,795,352.12	667,978.24
BA 052	Mundo Novo - Entr. BA 131 (Porto Feliz)	38.00	24,187,243.44	636,506.41
BA 523	Entr. BR 324 (São Sebastião) - Candeias	10.50	4,715,350.65	449,081.01
BA 523	Candeias - Madre de Deus	12.50	5,957,904.02	476,632.32
BA 131/220	Sr do Bonfim - Ant Gonçalves - Campo Formoso	27.00	9,901,044.00	366,705.33
BR 415	Floresta Azul - Ibicaraí	8.20	8,044,504.41	981,037.12
BA 130	Entr. BR 242 - Ruy Barbosa	24.60	11,033,662.03	448,522.85
BA 131	Macajuba - Ruy Barbosa	27.60	15,900,067.28	576,089.39
	Total	185.52	104,535,127.95	563,470.94

No PREMAR, a restauração dos pavimentos é baseada em um projeto básico de engenharia, compatível com as premissas definidas para atender os indicadores de desempenho apresentados na Tabela 3. O projeto básico de engenharia consiste no documento final de projeto com descrição dos serviços além da apresentação da metodologia utilizada, justificativa, levantamentos quantitativos e orçamento. Cabe ressaltar que na metodologia do projeto básico de engenharia são necessários, além da coleta de dados de topografia e inspeção técnica das condições do pavimento, também são realizadas contagens volumétricas e classificatórias de tráfego em todos os segmentos do trecho em estudo.

Dando prosseguimento, se exige cadastro de informações a respeito da drenagem, sinalização, obras de arte correntes, obras de arte especiais, apresentando localização, tipo e situação de cada elemento. Para então resultar com diagnóstico para identificar a causa da deterioração dos pavimentos e diretrizes para a sua recuperação. E por fim, a aplicação das soluções será norteada pelas planilhas de preços unitários e de preços para soluções, e cronograma.

O projeto básico de engenharia compõe o plano de trabalho definitivo, sendo a empresa contratada responsável pelo apoio à fiscalização do DERBA (atual SEINFRA) nas atividades de verificação do atendimento: dos indicadores de desempenho das obras e serviços de restauração; do cumprimento das obrigações contratuais; das exigências ambientais; e avaliação das medições dos serviços. Na Tabela 3 é possível visualizar os critérios de medição dos serviços de manutenção (BANCO MUNDIAL, 2016).

Tabela 3: Critérios de medição para serviços de recuperação dos passivos de manutenção.

Aceitação			Fator de Pagamento		
ELEMENTO DE REFERÊNCIA	INDICADOR	PESO	EXTENSÃO CONFORME	% DA EXTENSÃO	FATOR
Para as Obras de Recuperação de Passivo de Manutenção (após 3º mês e até o 6º mês)					
Faixa de Domínio	Limpeza	100%	1	100	100
Para as Obras de Recuperação de Passivo de Manutenção (após o 6º mês)					
Pista de Rolamento	Buracos	30%	1	100	30
	Afundamentos e Recalques	10%	1	100	10
Acostamentos	Obstáculos e Materiais perigosos	5%	1	100	5
	Buracos e Deformações graves	5%	1	100	5
Drenagem Superficial e de Talvegue	Funcionamento da Drenagem preexistente	15%	1	100	15
Sinalização	Existência/Funcionamento da Sinalização Vertical	5%	1	100	10
	Existência/Funcionamento da Sinalização Horizontal	10%	1	100	5
Dispositivos e Obras complementares	Existência/Funcionamento de Defensas, Barreiras e Guarda corpos	3%	1	100	3
Faixa de Domínio	Limpeza	7%	1	100	7
	Cumprimento das atividades periódicas de roçada	10%	1	100	10

Está previsto incentivar os contratados a executar com qualidade os serviços de reabilitação para evitar reparos prematuros que aumentarão os custos de manutenção, como também assegurar início breve, estabelecendo medidas preventivas de manutenção dos trechos

restaurados, possibilitando que as próprias empresas executoras assumam efetivo interesse pelo controle de qualidade na conclusão dos serviços.
Como forma de assegurar o cumprimento do controle de qualidade, foram determinadas também as formas de penalidades e multas por não conformidade, com a redução ou suspensão dos pagamentos, definição de valores diferenciados de multas por tipo de serviço não executado, além de pontuar negativamente as falhas devido ao não cumprimento de funções administrativas exigidas e má execução da manutenção de rotina.

3.2. Perspectivas para o PREMAR/BA-2

No momento a segunda etapa do PREMAR/BA se encontra em fase de inicialização, sendo previsto o financiamento e a reabilitação e manutenção de cerca de 2.370 km de rodovias estaduais selecionadas da Bahia segundo duas modalidades: contrato CREMA tradicional com duração de cinco anos baseados no desempenho, numa versão melhor em relação a do projeto viário anterior; e uma nova modalidade de contrato "CREMA-PPP", por meio de um ou mais contratos de gestão das estradas baseada no desempenho com vigência de 10 a 12 anos. Nas Tabelas 4 e 5, são mostrados os trechos das rodovias estaduais incluídas na segunda etapa do Programa de Rodovias da Bahia, totalizando cerca de 4.228 km; observam-se alguns trechos do Grupo A marcados com asterisco, são os que já haviam sido geridos por meio de contratos CREMA, ou seja, com financiamento do projeto anterior, confirmando que o governo estadual priorizou dar continuidade na gestão das rodovias.

As Tabelas 4 e 5 apresentam divisão em dois grupos de rodovias, Grupo A e Grupo B respectivamente, e o primeiro abrange estradas de maior prioridade. (BANCO MUNDIAL, 2016).

Tabela 4: Trechos de rodovias estaduais incluídas no Grupo A PREMAR/BA-2.

Grupo A

Corredor	Rodovia	De	Via	Para	km
A1*	BA-052	BR-116	Irecê	Xique-Xique	459,07
A2*	BA-148/152/156	Brumado	Paramirim	BR-242	371,61
A3*	BA-160	BA-052(Xique-Xique)	Ent. Gentio do Ouro	Barra	86,49
A4	BA-161	BR-242	Estreito	Barra	148,18
A5*	BA-172	BR-242 (Javi)	Santa Maria da Vitoria	Jaborandi	210,51
A6	BA-210	BR-110-Paulo Afonso	Curaça	Juazeiro	371,66
A7	BA-225	Formosa do Rio Preto		Coaceral	77,24
A8*	BA-262/263	Brumado	Vitória da Conquista	Itambé	178,55
A9	BA-148/432	BA-052 (Irecê)	Segredo	BR-242	139,07
A10	BA-459/460	BR-242(Luis Eduardo Magalhães)	Placas	BR-242 (Anel da Soja)	202,93
A11	BA-463	São Desidério	Sítio Grande	BR-020 (Roda Velha)	125,20
TOTAL					**2.370,51**

Tabela 5: Trechos de rodovias estaduais incluídas no Grupo B PREMAR/BA-2.

Grupo B

Corredor	Rodovia	De	Via	Para	km
B1*	BA-001/046	Bom Despacho	Nazaré	Santo Antônio Jesus	90,10

B2	BA-001	Nazaré	Valença	Ilhéus	233,50
B3	BA-046/245	Milagres	Iaçu– Marcionílio Souza	Itaetê – Junção BA142	186,80
B4	BA-046/233	Ipirá	Itaberaba	Iaçu	106,79
B5	BA-048	BR-101	Amargosa	BR116	80,90
B6	BA-130	Junção BA-052– Macajuba	Rui Barbosa	BR242 (Zuca)	80,74
B7	BA-130/ 262/263	Itambé	Itapetinga	Floresta Azul	135,80
B8	BA-142	Entr. BR-242– Andarai)	Mucugê– Barra da Estiva	Tanhaçu-Junção BR407(Sussuarana)	243,00
B9	BA-148	Entr. BR-242- Boninal	Piatã–Abaíra	Rio de Contas– Livramento	212,90
B10	BA-160	Ibotirama	Paratinga	Lapa	137,30
B11	BA-210	Juazeiro	Piçarrão	Sento Sé	192,70
B12	BA-290	Itanhém– Medeiros Neto	Teixeira de Freitas	Alcobaça	156,76
TOTAL					**1.857,28**

Ressalta-se que a SEINFRA até este momento não publicou os resultados obtidos do PREMAR-1, referente à eficiência das obras e serviços de restauração e manutenção rodoviária no estado da Bahia, baseados nos indicadores de desempenho apresentados na Tabela 3. Entretanto, alguns resultados não satisfatórios desta primeira etapa do PREMAR/BA foram constatados pelo Órgão, determinando ações a não serem repetidas pelo PREMAR-2/BA, tais como:

- Baixa qualidade dos projetos e das atividades de supervisão;
- Dificuldade das empresas e da SEINFRA/SIT em entenderem a inovação na gestão;
- Necessidade de esclarecer, com detalhes, funções e responsabilidades das partes;
- Lentidão no cumprimento das não conformidades por parte das construtoras;
- Necessidade das construtoras efetuarem a revisão prévia dos projetos;
- Indispensável definir prazos para correção de não conformidades;
- Necessidade de cláusulas explícitas de multas, penalidades e rescisão de contratos, e ainda documentos de licitação padrão;
- Método de pagamento de serviços de supervisão por homens x mês (ou hora), ao invés de preço global;
- Falha na definição dos parâmetros de desempenho dos serviços, medição e pagamento (como exemplo, a largura de limpeza da faixa);
- Falta de um engenheiro especificamente para o controle de qualidade dos serviços, por parte das construtoras.

4. CONCLUSÕES

A partir da pesquisa realizada foi possível observar que a transferência dos serviços de conservação da malha rodoviária federal para empresas privadas durante a década de 1990, não conseguiu apresentar resultados positivos, principalmente pela escassez de recursos financeiros e de pessoal para pagamento e acompanhamento dos serviços, respectivamente.

A tomada de decisão veio do então DNER, que em 1996 buscou junto ao Banco Mundial, estratégias e instrumentos alternativos mais eficientes, a fim de administrar os serviços de manutenção e de obras de reabilitação rodoviária, criando o CREMA (Contrato de Restauração e Manutenção), modelo de contrato gerido por resultados, através de preços globais, com avaliação de desempenho dos serviços executados.

Verificou-se que o modelo de contrato CREMA trouxe uma real melhoria das condições do pavimento das rodovias federais, e na pesquisa comparativa entre os Contratos - CREMA e a abordagem tradicional sobre a eficiência das condições de estradas após a execução de contratos, o CREMA apresentou uma homogeneidade maior das soluções técnicas e de reabilitação ao nível do programa, acarretando denotadas melhorias.

Observou-se a busca do governo do Estado da Bahia, por melhores condições de manutenção da infraestrutura rodoviária do estado, criando o PREMAR/BA, com bases nas mesmas diretrizes e estrutura administrativa utilizada pelo DNIT na efetivação do CREMA. O PREMAR/BA corresponde ao programa de contratos para reabilitação e manutenção, baseados em padrões de desempenho e na primeira etapa do programa, foi licitada a manutenção de 1.100km de pavimento asfáltico em rodovias estaduais e foram medidos os indicadores referente a limpeza, buracos, recalques, entre outros.

Apesar da não divulgação dos resultados do desempenho dos serviços do PREMAR-1, um aspecto importante foi a execução de restruturação do órgão gestor, além de parcerias entre secretarias estaduais, fortalecendo a função da fiscalização nas atividades de acompanhamento do cumprimento dos serviços de restauração, cumprimento do controle de qualidade dos materiais, verificação do atendimento dos indicadores de desempenho preestabelecidos das obras, entre outros. Sem a realização desta função de maneira efetiva, mesmo que o modelo de contrato seja eficiente, o resultado ficará sempre frágil e a possibilidade da promoção da inovação tecnológica e qualidade dos materiais aplicados ficarão esquecidas.

Para futuros trabalhos recomenda-se que seja feito pesquisa para verificação dos resultados práticos de melhoria dos pavimentos rodoviários, avaliando a eficácia os indicadores de desempenho na promoção da inovação tecnológica e qualidade dos materiais aplicados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BANCO MUNDIAL (2016) *Programa de Reabilitação e Manutenção de Rodovias do Estado da Bahia – Segunda Fase*. Documento de avaliação do projeto.

DNIT. (2005) Instrução de Serviço 005/2005 – DG - *Instrução de serviços projetos tipo CREMA 1ª ETAPA e CREMA 2ª ETAPA.* MT/DNIT/DG. Rio de Janeiro.

_____. (2006) *Manual de Conservação Rodoviária*. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. 2. Ed. Rio de Janeiro. RJ.

_____. (2006) *Investimentos x custo operacional dos veículos*. Disponível em: http://www1.dnit.gov.br/apr/invescov.htm. Acesso em 05.07.2017

_____. (2015) *Evolução do perfil da rede rodoviária federal pavimentada*. Disponível em: http://www.dnit.gov.br/planejamento-e-pesquisa/planejamento/evolucao-da-malha-rodoviaria. Acesso em 05.07.2017

Fonseca, L. F. S. e Motta, L. M. G. (2013). *Uma análise das soluções de pavimentação do CREMA 2ª Etapa.* Artigo Disponível em: http://www.anpet.org.br/ssat/interface/content/autor/trabalhos/publicacao/2013/153_AC.pdf. Acessado em 05/07/2017.

Lancelot, E. (2010) *Contratos por desempenho no setor rodoviário rumo ao aprimoramento da eficiência na administração da manutenção e reabilitação- A experiência brasileira – Relatório.* Estudos de Transporte. Banco Mundial, Brasil.

MT. (2008) Ministério dos Transportes. Portaria nº 007, de 10/01/2008, publicada em 11/01/2008. Brasília, DF.

Murta, C. M. e Sousa, C. A. da S. (2009) *Contratação por Desempenho para Restauração e Conservação de Malha Rodoviária*. Monografia. Departamento de Engenharia Civil. Curso de Especialização em Auditoria de Obras Públicas. PUC-Rio.

INFLUÊNCIA DA CONDIÇÃO DE INTERFACE DAS CAMADAS NA PREVISÃO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Anthony Gomes dos Santos
Rosuel Krum Mathias de Assis
José Leomar Fernandes Junior
Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos

RESUMO
Os métodos mecanísticos de projeto de pavimentos admitem perfeita aderência entre as camadas, o que pode não ocorrer no campo. Neste trabalho, com uso do programa de elementos finitos ABAQUS, são analisados os efeitos da condição de interface das camadas (aderência completa e nula) no comportamento mecânico de pavimentos. A estimativa do desempenho de pavimentos flexíveis, tanto à fadiga do revestimento quanto à deformação permanente, foi baseada em equações empírico-mecanísticas que consideram, respectivamente, as respostas estruturais deformação horizontal de tração na fibra inferior das camadas asfálticas e deformação vertical de compressão no topo do subleito. Os resultados mostram que as respostas estruturais são mais sensíveis à condição de aderência na interface da camada asfáltica com a base, para a qual contribui a pintura de ligação. A condição de interface entre as camadas afeta mais a vida do pavimento à fadiga do que à deformação permanente e em ambos os casos a consideração de perfeita aderência entre as camadas resulta na previsão de melhor desempenho dos pavimentos. Portanto, o surgimento prematuro de defeitos pode estar relacionado, também, à fraca aderência entre camadas.

ABSTRACT
The mechanistic analysis for pavement design admit perfect adherence between the layers, which may not occur in the field. In this work, using the ABAQUS finite element program, the effects of the layer interface condition (complete and zero adhesion) on the behavior of pavements are analyzed. The estimation of the performance of flexible pavements, both for fatigue cracking and permanent deformation, was based on empirical-mechanistic equations that consider, respectively, the structural responses of horizontal tensile strain at the bottom of the asphalt layer, and vertical compression strain at the top of the subgrade. The results show that the structural responses are more sensitive to the adhesion condition at the interface of the asphalt layer with the base, to which the tack coat contribute the most. The interface condition affects the fatigue life of the pavement more than the permanent deformation and in both cases the consideration of perfect adhesion between the layers results in the prediction of better pavement performance. Therefore, the premature occurence of distresses may also be related to poor adherence between layers.

1. INTRODUÇÃO

Os métodos mecanísticos de projeto para pavimentos flexíveis são baseados nas tensões, deformações e deslocamentos que ocorrem no pavimento quando sujeitos ao carregamento do tráfego. Para simplificar o cálculo desses parâmetros é comum considerar que as camadas estão perfeitamente conectadas entre si, o que permite analisar o pavimento como uma estrutura monolítica.

Em campo, para se aproximar dessa condição, é comum se utilizar uma pintura de ligação ou uma imprimação, cuja eficiência depende de diversos fatores como as propriedades do material asfáltico empregado e sua taxa de aplicação (Raab *et al.*, 2015). Mesmo com o auxílio dessas técnicas, uma conexão adequada nem sempre é alcançada e problemas relacionados à falha de aderência entre as camadas têm sido reportados em diversos estudos.

Trincas por deslizamento ou deformação horizontal na superfície do pavimento são as evidências mais comuns de defeitos associados à falha de aderência entre as camadas. Problemas de deformação permanente horizontal foram observados por Sutanto, em 2001 na Indonésia, em alguns locais de frenagem e conversão dos veículos (Sutanto, 2010). Raab e Partl

(2004) relataram casos de trincas por deslizamento entre as camadas e deformação permanente horizontal relacionados à uma pobre condição de contato na interface inferior do revestimento.

Trincas por deslizamento das camadas também foram observadas em um projeto de sobreposição de uma camada asfáltica ao pavimento já existente em Nevada, nos Estados Unidos. O defeito alcançou aproximadamente 40% da extensão do projeto pouco tempo depois da conclusão da obra (Charmot, 2005).

Os danos típicos do pavimento causados por uma fraca ligação entre as camadas asfálticas ocorrem, comumente, em áreas de frenagem e aceleração devido aos esforços horizontais atuantes na estrutura. Contudo, os efeitos da falha de aderência no pavimento também são notados quando se admite, somente, esforços verticais (Romanosh, 1999).

A falha de aderência entre camadas, mesmo sob a consideração apenas de cargas verticais, provoca uma alteração no estado de tensões e deformações da estrutura (Ziari e Khabiri, 2007). King e May (2003) apresentaram uma análise dos efeitos da adesão entre camadas de misturas asfálticas, com o uso do *software* BISAR, sob duas intensidades diferentes de carregamentos e verificaram um aumento significativo no quadro de tensões do pavimento.

Problemas de aderência em pavimentos não ocorrem apenas entre a camada de revestimento e a camada de binder (Raab e Partl, 2004). Ziari e Kabiri (2007) também chegaram a essa conclusão quando, por meio do *software* KENLAYER, modelaram uma estrutura de pavimento composta por uma camada asfáltica superficial, camada asfáltica intermediária (binder) e uma base granular. Os autores verificaram um aumento nas tensões verticais de compressão no topo da camada de subleito quando consideram a não aderência entre as camadas.

A avaliação dos efeitos da condição de interface na resposta do pavimento tem sido verificada por meio de modelos mecanísticos com o amparo de ferramentas computacionais. Mesmo com o avanço dessas ferramentas, poucos dentre os *softwares* mais utilizados na análise de pavimentos possibilitam a modelagem do contato entre as camadas Ziari e Kabiri (2007). Diante disso, diversos estudos têm recorrido à utilização de ferramentas com uma proposta de análise mais ampla, como o programa ABAQUS (Hibbit, 2005; Cho, 1996; Yassenn *et al.*, 2015; Uddim *et al.*, 1994; Sukumaran, 2004; Kim, 2007; Feyssa, 2009).

O ABAQUS é o programa de uso geral mais utilizado para resolver problemas de engenharia como análise de tensões de deformações e problemas de transferência de calor com base no Método dos Elementos Finitos (Hibbit, 2005).

A aplicação dessa ferramenta ao estudo de pavimentos tem sido intensa nos últimos anos. Cho (1996) apontou algumas considerações da modelagem de pavimento no ABAQUS em seu estudo. Três tipos de modelos foram abordados: Tridimensional (3-D); Bidimensional (2-D) e Axissimétrico. O autor indica este último como uma boa escolha para o estudo de pavimentos com a aplicação de um eixo simples e roda simples, porém ressalta que o modelo tridimensional é a melhor opção ao se aplicar um eixo simples de rodas duplas. Essas conclusões também foram tiradas por Yassenn *et al.* (2015) em um estudo semelhante.

Uddim *et al.* (1994), com a utilização do ABAQUS, investigaram a resposta de pavimentos com trincas sob carregamento dinâmico e compararam os resultados com as repostas de um

sistema elástico linear sob carregamento estático. Sukumaran (2004) apresentou uma análise tridimensional de pavimentos aeroportuários com o uso do ABAQUS onde abordou a não linearidade dos materiais. A condição de não linearidade dos materiais que compõem as camadas de um pavimento também foi modelada com a mesma ferramenta por Kim (2007). Feyssa (2009) também fez uso do *software* para avaliar a evolução da deformação do pavimento sob diferentes condições de carregamento ao considerar os efeitos da temperatura nas propriedades do concreto asfáltico.

Os diversos estudos realizados com o ABAQUS demonstram a ampla utilização do *software* na pavimentação e expõem os benefícios de se utilizar um programa de proposta geral, como a consideração da descontinuidade das camadas e a modelagem da interface de contato entre elas (Romanoshi e Metcalf, 2001).

Com base nisso, o trabalho busca verificar a influência da interação entre as camadas do pavimento em seu comportamento estrutural, ao aplicar o ABAQUS em uma análise linear de um pavimento flexível sob condições de aderência completa e nula.

2. MÉTODO

Os pavimentos abordados aqui foram modelados com elementos finitos, por meio do *software* ABAQUS, o qual permitiu estimar o comportamento mecânico das estruturas sob diferentes condições de aderência entre as camadas asfálticas.

Foi feita uma análise linear em que se admitiu estruturas com materiais homogêneos e isotrópicos, o que faz do módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson os principais parâmetros que descrevem o comportamento mecânico desses materiais.

2.1. Caracterização da estrutura de pavimento

A estrutura analisada nesse trabalho consiste em um pavimento com duas camadas de material asfáltico sobrepostas às camadas de base, sub-base e subleito. As duas camadas asfálticas do pavimento foram consideradas com materiais diferentes, o que implica em propriedades mecânicas diferentes. A camada asfáltica superior é composta por concreto asfáltico e a inferior por binder. Para a camada de base, foi admitido uma brita graduada simples (BGS) e, macadame seco e solo arenoso para as camadas de sub-base e subleito, respectivamente.

A geometria e as propriedades dos materiais das estruturas analisadas são mostradas na Tabela 1.

Tabela 1: Propriedades geométricas e de materiais da estrutura do pavimento

Camada	Material	Espessura (cm)	MR (Mpa)	μ
1	CA	7,5	3000	0,3
2	Binder	7,5	1800	0,3
3	BGS	15	300	0,4
4	M. Seco	20	200	0,4
5	Solo arenoso	∞	100	0,45

As interfaces entre as duas camadas de material asfáltico foram estudadas sob duas condições de aderência diferentes:

- Aderência completa (1)
- Aderência nula (0)

Para avaliar a sensibilidade da resposta estrutural dos pavimentos às condições de interação entre as camadas, as condições de aderência foram combinadas em quatro casos diferentes, apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Condições de aderência na interface

Condições de aderência entre as camadas		
Caso	Camada asfáltica 1 Camada asfáltica 2	Camada asfáltica 2 Camada de base
A	1	1
B	0	1
C	1	0
D	0	0

As interfaces não contidas na Tabela 2 foram admitidas com aderência total entre as partes (condição 1 de aderência).

2.2. Condições de carregamento

As cargas do tráfego foram modeladas com a configuração de um eixo simples de rodas duplas, por representar o eixo padrão brasileiro. A magnitude da carga de cada roda e da pressão de inflação do pneu foi a mesma utilizada por Pacheco (2014), em que a carga vertical por roda foi de 48,5 KN e a pressão de inflação de 720KPa.

A geometria da superfície de contato entre o pneu e o pavimento seguiu a recomendação de Huang (2004). O autor aponta uma elipse, modelada como a união entre um retângulo e duas semicircunferências, como a melhor forma geométrica de representar a área de aplicação das cargas do tráfego (Figura 1).

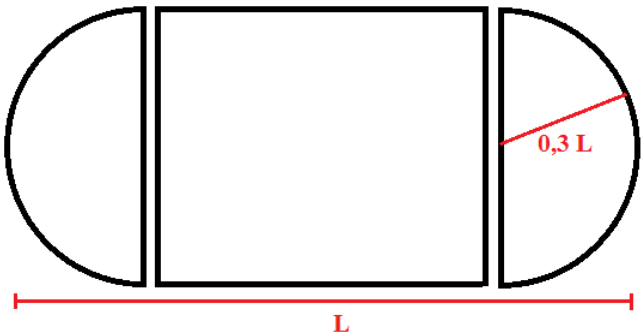


Figura 1: Área de contato pneu-pavimento

A pressão de contato entre o pneu e o pavimento foi considerada uniforme e o carregamento implementado levou em consideração unicamente as componentes verticais das cargas do tráfego.

2.3. Modelagem tridimensional em Elementos Finitos

O ABAQUS é um conjunto de instrumentos de analises de proposta geral que permite avaliar uma grande variedade de problemas da engenharia. A modelagem no ABAQUS exige do usuário um número maior de dados em seus ficheiros de entrada, por se tratar de um programa genérico, porém o *software* conta com uma interface que possibilita a modelagem de forma fácil e rápida, além de uma exibição gráfica da distribuição de tensões e deformações do elemento analisado, como pode ser visto na Figura 2.

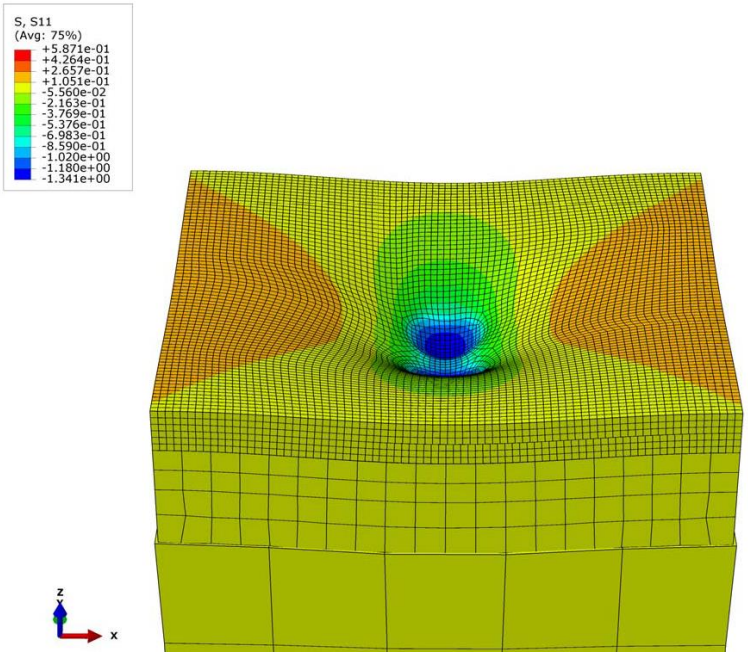


Figura 2: Distribuição das tensões horizontais de tração - ABAQUS

A modelagem da geometria do problema baseia-se em um sistema cartesiano de referência no espaço, em que o eixo X corresponde à direção de tráfego da rodovia, o eixo Y à direção transversal da rodovia e o eixo Z normal à superfície de rolamento. Devido aos custos computacionais atrelados às simulações, foi levado em conta a simetria em X do problema analisado, o que implicou na modelagem apenas do semieixo.

O subleito foi admitido com uma espessura de 4m, como é adotado no programa FEPAVE2 (Medina e Motta, 2015) e as dimensões do pavimento no plano XY foram fixadas em dois metros de largura e dois metros de comprimento.

O ABAQUS oferece algumas ferramentas que permitem determinar as condições de aderência entre duas superfícies citadas anteriormente. Por padrão, para modelar o contato entre duas superfícies o software usa um algoritmo de contato em que é necessário a classificação das superfícies em *slave* e *master*. No algoritmo, os nós em uma superfície (*slave surface*) não conseguem penetrar os segmentos que compõem a outra superfície (*master surface*).

A condição de aderência total entre as camadas foi modelada com a opção "*tie constraint*" para tornar o par de camadas subsequentes uma estrutura monolítica. Nessa opção de contato, cada nó na superfície *slave* é restrito ao mesmo movimento que o ponto mais próximo na superfície *master*. Para uma análise estrutural, isso significa a restrição dos graus de liberdade de

translação e rotação. A condição de aderência nula foi implementada com a opção de contato "*surface to surface*" em que é possível definir as componentes normal e tangencial ás superfícies. A primeira, foi modelada com total transmissão de tensão entre as partes e para a componente tangencial, foi adotado um coeficiente de atrito nulo entre as camadas, o que permite o deslocamento relativo entre elas. As interfaces entre as camadas não asfálticas foram admitidas como perfeitamente aderidas.

Três condições de contorno foram aplicadas na modelagem das estruturas de pavimentos. O fundo do subleito foi engastado, ou seja, impediu-se qualquer movimentação rotacional e de translação em todas as direções. As faces laterais no plano XZ das camadas foram impedidas de se movimentar no eixo Y e as faces laterais no plano YZ, no eixo X (Figura 3).

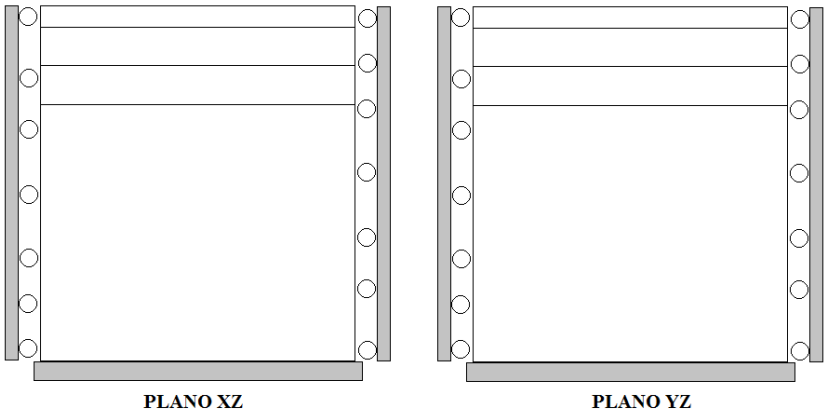


Figura 3: Condições de contorno

Devido ao tempo de simulação e memória requerida, na modelagem das estruturas dos pavimentos utilizou-se uma malha não homogênea, com sua maior densidade de elementos concentrada nas camadas asfálticas.

Limitações de memória, implicaram na utilização de uma malha composta por elementos denominados C3D8R. Essa nomenclatura representa elementos sólidos contínuos que possuem 8 nós e têm os dados de coordenadas fora dos nós obtidos por meio de uma interpolação linear.

Por meio dos resultados obtidos nas simulações computacionais se avaliou as tensões, deformações e deslocamentos mais representativos quanto aos critérios de fadiga e deformação plástica do subleito, ou seja, a deformação por tração na face inferior do revestimento e a deformação vertical por compressão no topo do subleito.

2.3. Comportamento dos pavimentos flexíveis

Por meio dos resultados obtidos nas simulações computacionais (tensões, deformações e deslocamentos), foi avaliada a influência da condição de interface entre camadas no comportamento do pavimento para cada caso apresentado na Tabela 2.

Os parâmetros estruturais encontrados foram empregados nos modelos de previsão do desempenho à fadiga e à deformação permanente. O cálculo das solicitações admissíveis à fadiga (N_{fad}) e à deformação limite do subleito (N_{def}), se deu por meio dos modelos do método da SHELL (Shook *et al.*, 1982 *apud* Huang, 2004).

$$N_{def} = \left(\frac{0{,}028}{\varepsilon_v}\right)^4 \quad (1)$$

Em que ε_v é a deformação vertical de compressão no topo do subleito.

O modelo de fadiga, derivado de resultados de testes à fadiga com deslocamento controlado feitos em laboratório, se apresenta pela Equação 2, definida logo abaixo:

$$N_{fad} = 0{,}0685\varepsilon_t^{-5{,}671}E^{-2{,}363} \quad (2)$$

Em que ε_t é a deformação de tração horizontal na fibra inferior da camada asfáltica e E é o módulo de elasticidade da camada asfáltica.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1. Estado de deformação das estruturas

A estrutura de pavimento da Tabela 1, sob análise elástico linear, foi usada para estimar as tensões, deformações e deslocamentos ocorrentes no pavimento sob o carregamento do tráfego. As deformações máximas e mínimas sofridas pela estrutura foram calculadas para as 4 combinações de aderência das camadas asfálticas e estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3: Deformações verticais e horizontais na estrutura do pavimento (micro deformação)

Posição	Casos de aderência entre as camadas			
	A (1-1)	B (0-1)	C (1-0)	D (0-0)
Fundo da camada de concreto asfáltico (máx. horizontal)	21,66	295,6	53,34	354,3
Fundo da camada de binder (máx. horizontal)	216,5	161,1	470,1	356,5
Topo do subleito (máx. vertical)	-230,3	-304,2	-326,9	-386,3

Quando a camada de binder está completamente aderida à base e sem aderência com a camada de revestimento (caso B), o local de deformação crítica encontra-se no fundo da camada de rolamento. Se a camada de binder perde aderência com ambas as camadas com as quais faz contato (caso D), os valores da deformação crítica nas duas camadas asfálticas são significativamente próximos, o que indica que as trincas podem surgir em qualquer uma das duas camadas.

Nos casos em que há uma ligação perfeita na interface do revestimento com a camada subsequente, independente da aderência na interface inferior (casos A e C), a camada asfáltica inferior também apresenta os maiores valores de deformação, o que implica no surgimento das trincas por fadiga na camada asfáltica intermediária.

Os valores contidos na Tabela 3 indicam que as deformações máximas ocorridas na camada de

revestimento são fortemente sensíveis à ligação da camada de binder com o revestimento do pavimento. A perda da ligação nessa interface implica no aumento da deformação que ocorre na camada de rolamento da estrutura, no entanto percebe-se um decréscimo nos valores de deformação crítica da camada asfáltica inferior.

A deformação máxima de tração horizontal na estrutura com camadas perfeitamente aderidas (caso A) é superada por todos os outros casos analisados. Dentre as condições de interface analisadas, a maior deformação crítica ocorreu quando a camada de binder não tem aderência apenas na sua interface inferior (caso C), quando apresenta valor máximo de deformação, aproximadamente, 60% superior ao caso A.

A condição na interface entre as camadas asfálticas também afeta a distribuição de tensões e deformações nas camadas inferiores da estrutura. A máxima deformação de compressão no topo do subleito aumenta quando a aderência em ambas as interfaces não existe. As tensões verticais de compressão são mais sensíveis à perda da aderência na interface binder-base que à perda na interface entre as duas camadas asfálticas do pavimento.

A falta de aderência da camada de binder em suas duas interfaces implicou no caso mais crítico quanto a deformação no topo do subleito. Sob essa condição (Caso D), a estrutura sofreu uma deformação máxima, aproximadamente, 60% maior que o caso em que as duas interfaces são perfeitamente aderidas.

3.2. Efeitos das condições de interface no comportamento do pavimento

Os valores de tensões, deformações e deslocamentos, encontrados com as simulações computacionais no ABAQUS, foram aplicados nos modelos de previsão desempenho à fadiga e à deformação permanente do pavimento para estimar o número de solicitações admissíveis sob o qual o pavimento conseguiria desempenhar sua função sem alcançar a ruptura estrutural.

A Figura 4 mostra o número de solicitações críticas ao qual o pavimento resistiria quanto ao critério de fadiga (N_{fad}), o qual foi calculado para cada combinação de condição de aderência.

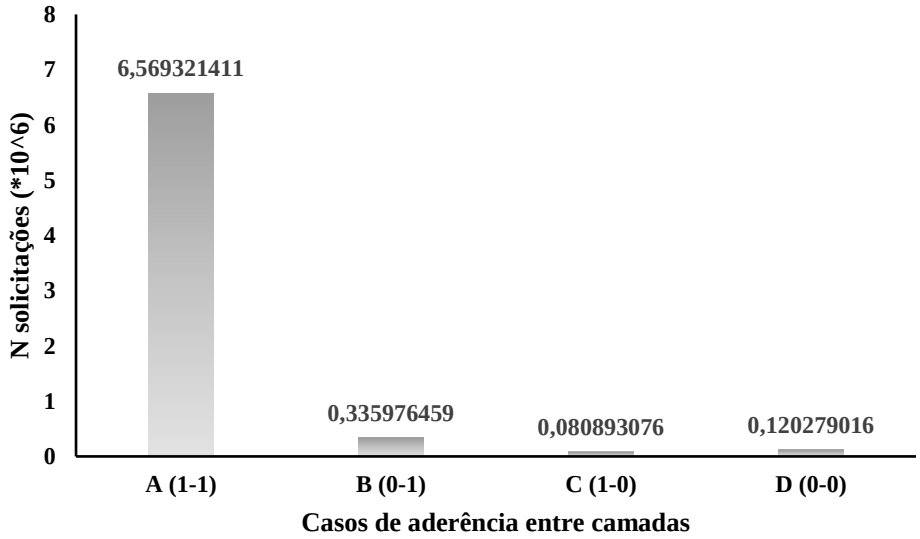


Figura 4: Solicitações admissíveis à fadiga

É possível verificar que a condição das interfaces das camadas asfálticas desempenhou uma forte influência nos valores de solicitações admissíves quanto à fadiga. A perda de aderência em qualquer uma das interfaces promoveu uma grande redução no número de solicitações suportadas pelo pavimento. Quando a camada de binder esteve perfeitamente aderida a camada de concreto asfáltico, mas sem aderência com a base da estrutura, observou-se a maior redução nos resultados de N_{fad}, aproximadamente 99%.

O número de solicitações que levou a estrutura do pavimento ao colapso, por deformação permanente (N_{def}), também foi determinado para os mesmos casos empregados na avaliação do desempenho à fadiga. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 5.

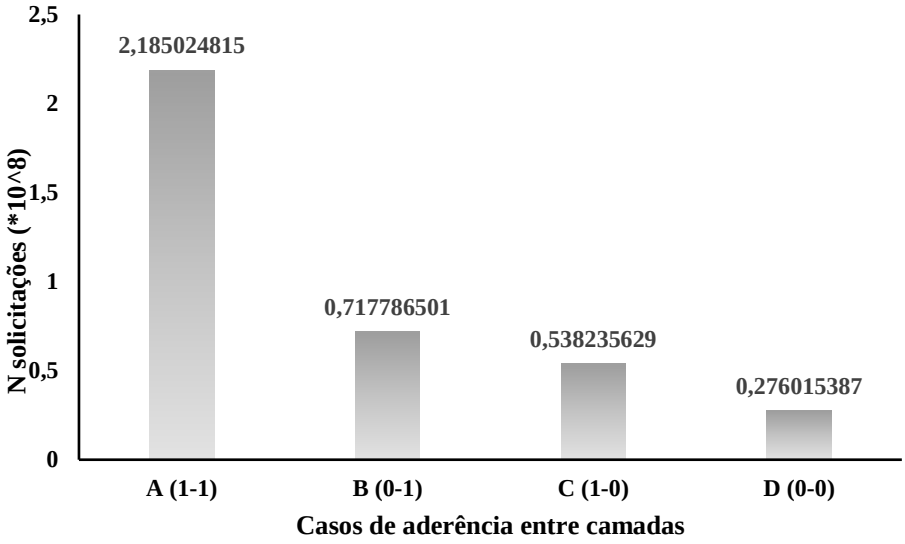


Figura 5: Solicitações admissíveis à deformação permanente

O caso de perfeita aderência em ambas as interfaces apresentou, assim como para fadiga, o maior número de solicitações suportáveis para a deformação permanente. A perda de aderência apenas na interface binder-base apresentou uma maior influência nos resultados de N_{def} que a interface entre as duas camadas asfálticas. No entanto, a maior redução no valor de solicitação admissível ocorreu quando a camada asfáltica intermediária não estava aderida à nenhuma das camadas com as quais interagiu. Tal redução alcançou aproximadamente 87% no número de solicitações admissíveis, quando comparado ao caso A.

4. CONCLUSÕES

Este trabalho teve como objetivo verificar o comportamento mecânico de estruturas de pavimentos flexíveis sob diferentes condições de interface entre camadas e sua influência sobre o desempenho previsto a partir de respostas estruturais associadas ao aparecimento e propagação de trincas por fadiga e ao acúmulo de deformação permanente nas trilhas de roda.

A condição de aderência nas duas primeiras interfaces das camadas do pavimento, particularmente, na interface da camada de binder com a base, alterou de forma significativa as respostas estruturais. Consequentemente, a falta de aderência entre as camadas resulta em comprometimento do desempenho dos pavimentos à fadiga e à deformação permanente.

Deve-se destacar que a deformação vertical de compressão no topo do subleito mostrou-se mais sensível à perda de aderência entre as camadas de binder e base do que à perda de aderência na interface binder-revestimento. No entanto, deformações maiores foram alcançadas quando acamada de binder não está aderida nem ao revestimento nem a base. A deformação horizontal de tração na fibra inferior das camadas asfálticas, por sua vez, alcançou os maiores valores quando apenas a interface binder-base não estava aderida.

A consideração de perfeita aderência entre as camadas resulta na previsão de melhor desempenho dos pavimentos. Portanto, o surgimento prematuro de defeitos pode estar relacionado, também, à fraca aderência entre camadas, ressaltando a importância da pintura de ligação entre as camadas de base e de revestimento.

Os resultados obtidos neste trabalho evidenciam a importância da condição de interface entre as camadas de um pavimento flexível, pois afetam, significativamente, as respostas estruturais e devem, portanto, ser adequadamente consideradas nos métodos mecanísticos de dimensionamento de pavimentos, ou seja, de acordo com as condições que efetivamente ocorrerão nos pavimentos em serviço.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Charmot S., Romero P. e Dunning M. (2005) Forensic analysis of slippage cracking. *Anais do 84º Transportation Research Bord*. Washington DC, USA.

Cho, Y., Mccullough, B. F., Weissmann, J. (1996) Considerations on Finite Element Method Application in Pavement Structural Analysis. *Transportation Research Record 1539,* Washington, D.C., USA pp. 96-101.

Feyissa, B. A. (2009). *Analysis and Modelling of Rutting for Long Life Asphalt Concrete Pavement, PhD Dissertation*. Technische Universitat Darmstadt, Department of Civil Engineering and Geodesy.

Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. (2005) ABAQUS/standard User's Manual, Version 6.5. Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc., Pawtucket, R.I.

Huang, Y. H. (2004) *Pavement Analysis and Design*, 2º ed. Pearson Prentice Hall, New Jersey, USA.

Kim, M. (2007). *Three-Dimensional Finite Element Analysis of Flexible Pavements Considering Nonlinear Pavement Foundation Behavior PhD Dissertation.* University of Illinois, Champaing.

King, G, e May, R. (2003) New Approaches to Tack Application, *83º Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, D.C.

Medina, J.; Motta, L.M.G. (2015) *Mecânica dos pavimentos*. Ed. Interciência, Rio de Janeiro.

Pacheco, L. M. (2014) Análise paramétrica de resistência ao cisalhamento de misturas asfálticas, Dissertação de mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Raab C e Partl MN (2004) Interlayer shear performance: experience with different pavement structures. *Anais da 3º. Eurasphalt & Eurobitume Congress*, Vienna, Austria, p.535-545.

Raab, C., Grenfell J., Abd El Halim, A.O. e Partl M.N. (2015) Comparison of Interlayer Bond Behavior Due to Ageing. *8º International RILEM SIB Symposium*, Ancona, p. 7-9.

Romanoschi S.A. e Metcalf J.B. (2001) Characterization of asphalt concrete layer interfaces. *Transportation Research Record No. 1778*, Washington DC, USA, p.132-139.

Romanoshi, S. A. (1999) *Characterization of pavement layer interface, PhD Dissertation*. Louisiana State University, Baton Rouge, USA.

Sukumaran, B. (2004) Three-Dimensional Finite Element Modeling of Flexible Pavements. *The 2004 FAA Worldwide Airport Technology Transfer Conference*, Atlantic City, NJ.

Sutanto M. (2010) Assessment of bond between asphalt layers. PhD thesis, University of Nottingham

Uddim, W., Zang, D. e Fernandez F. (1994) Finite Element Simulation of Pavement Discontinuities and Dynamic Load Response. *Transportation Research Record 1448. TRB*, Washington, D.C., p. 100–106.

Yassenn, O. M., Endut, I. R., Ishak, S. Z., Hafez, M. A. e Yaseen, H. M. (2015) Finite Element Modelling of Flexible Pavemet. *Journal of Multidisciplinary Engineering Science and Technology (JMEST)* 3159-40, Vol. 2 Issue 1.

Ziari H. e Khabiri M. M. (2007) Interface condition influence on prediction of flexible pavement life. *Journal of Civil Engineering and Management. Vol XIII*, No 1, p. 71-76.

DEFORMABILIDADE PERMANENTE E MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE DOIS SOLOS E UMA BRITA USADOS EM UM SEGMENTO DE RODOVIA

Carine Norback
Laura Maria Goretti da Motta
Universidade Federal do Rio de Janeiro
Programa de Engenharia Civil – COPPE

RESUMO
Este artigo descreve a comparação do comportamento mecânico quanto à deformação permanente e ao módulo de resiliência de dois solos, um de comportamento silto-arenoso e outro argiloso, provenientes da cidade de Magé, no estado do Rio de Janeiro, e uma brita do mesmo local. Estes materiais estão sendo aplicados em um segmento de uma estrada federal na região. Para esta obra foram feitos somente os ensaios convencionais. Para este estudo, foram realizados ensaios de caracterização e ensaios de carga repetida no equipamento triaxial, para obter os parâmetros de deformação permanente e o módulo de resiliência de cada material. Os resultados desta avaliação com ensaios de carga repetida são comparados com dados de Guimarães (2009) e Lima (2016) além de avaliar a influência destes parâmetros na previsão do afundamento de trilha de roda do segmento.

ABSTRACT
This paper describes the comparison of the mechanical behavior of the permanent deformation and the resilience modulus of two soils, one of silt-sandy and one clayey, from the city of Magé in the state of Rio de Janeiro, and a gravel from the same site. These materials are being applied to a segment of a federal highway in the region. For this highway only the conventional tests were done. For this study, characterization tests and repeated load tests were carried out on triaxial equipment to obtain the permanent deformation parameters and the resilience modulus of each material. The results of this evaluation with repeated load tests are compared with data from Guimarães (2009) and Lima (2016), as well as to evaluate the influence of these parameters on the prediction of the rutting of the segment.

1. INTRODUÇÃO

Atualmente observa-se um crescimento no tráfego de veículos pesados, tanto nos valores da carga quanto na quantidade de eixos por veículo, causando impacto no desempenho do pavimento. Há, portanto, entre outros aspectos, a necessidade de melhorar o conhecimento dos materiais que serão utilizados na construção das rodovias, por meio de ensaios mais apropriados. Para os materiais geotécnicos, os ensaios triaxiais de carga repetida permitem melhor estimativa do comportamento dos pavimentos em relação à deformabilidade elástica e plástica.

O pavimento é modelado como um sistema em camadas sujeito às cargas dos veículos levando em consideração os fatores externos, relacionando parâmetros de deformabilidade, tensões e deslocamentos. Assim estes parâmetros de deformabilidade são imprescindíveis para o dimensionamento mecanístico-empírico como descrito em Medina e Motta (2005, 2015), entre outros autores. Muitos fatores afetam o desempenho do pavimento tais como o volume de tráfego de veículos pesados, os valores das cargas, o número de eixos por veículo, a pressão exercida pelos pneus, a qualidade dos materiais empregados e os efeitos climáticos, principalmente a temperatura e umidade. Os materiais naturais que compõem muitas camadas e o subleito devem ser avaliados em relação ao seu comportamento elástico e plástico para garantir a qualidade adequada, considerando o clima e o tráfego a que serão submetidos.

As ações das cargas do tráfego sobre o pavimento geram deformação de dois tipos, as de caráter permanente e as recuperáveis. As deformações permanentes são aquelas que se mantêm mesmo após o efeito da atuação da carga cessar, resultando nos afundamentos gerados nas trilhas de rodas (ATR), de natureza plástica. Já as deformações recuperáveis são representadas pelo

comportamento elástico da estrutura, deixando de existir logo após a retirada da carga, sendo responsável pelo fenômeno da fadiga dos revestimentos.

O pavimento em geral não sofre ruptura súbita, mas apresenta deterioração funcional e estrutural acumulada após a abertura ao tráfego, ao longo do seu uso. As deteriorações estruturais estão associadas aos danos ligados a capacidade de carga do pavimento. Esses problemas podem ser evitados por uma seleção dos materiais, compactação adequada e um bom projeto estrutural de forma a limitar as tensões atuantes aos níveis admissíveis e seguros.

As deformações plásticas são aquelas acumuladas durante toda vida útil do pavimento, podendo ser localizada ou ao longo de certa extensão da rodovia. Esse tipo de deformação pode acarretar outro problema que é a diminuição da resistência à derrapagem dos pneus quando a água se acumula nestes afundamentos, gerando risco de hidroplanagem. O acúmulo de deformação permanente em um pavimento pode ocorrer no revestimento, no subleito, ou como contribuição de todas as camadas do pavimento.

O defeito associado à deformabilidade elástica dos pavimentos é a formação de fissuras e trincas. Elas se formam e evoluem na camada de revestimento asfáltico devido, principalmente, à fadiga provocada pela repetição das cargas do tráfego. A propagação das trincas é gradativa e contínua ao longo do tempo agravando-se em severidade até a formação de placas soltas. O módulo de resiliência é um dos principais parâmetros do comportamento tensão-deformação obtido em laboratório. Pode-se definir módulo de resiliência como a razão entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação elástica ou resiliente resultante, parâmetro fundamental da análise mecanística-empírica. Mede-se o módulo de resiliência de um material por meio do ensaio que simula a passagem de veículo sobre o pavimento por uma carga vertical cíclica.

Neste contexto, o objetivo desta pesquisa foi comparar e analisar os valores resultantes da deformação permanente e o módulo de resiliência de dois solos de comportamento não laterítico e de uma brita que estão sendo utilizados num trecho de uma rodovia federal no estado do Rio de Janeiro, com resultados de outros autores para materiais de base ou sub-base de pavimentos. Para isso, foram realizados ensaios triaxiais de carregamento repetido em nove pares de tensões diferentes com frequência de 2Hz para se obter os modelos de deformação permanente e os ensaios de módulo de resiliência, normalizado no país, destes três materiais. Os resultados foram comparados com dados da literatura para prever o comportamento desses materiais quando usados em camadas de pavimentos.

2. CONCEITOS BÁSICOS

2.1. Deformação Permanente

A deformação permanente apresenta caráter plástico, ou seja, quando a camada do pavimento sofre ação da carga pelo tráfego de veículo, há uma parcela da deformação total que não volta ao seu estado original, acarretando no acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Este defeito estrutural quando localizado numa região do pavimento onde há a concentração das passagens das rodas, é chamado de afundamento de trilha de roda. Com o acúmulo de água na trilha de roda deformada, ocorre a perda de capacidade de drenagem lateral do pavimento, acumulando água na parte afundada, podendo gerar problemas de segurança ao usuário da via. Essa região do pavimento sofre uma diminuição de espessura das camadas, ficando mais susceptível a fissuração por fadiga. Esse fenômeno pode ser atribuído ao revestimento, às camadas

subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de contribuição de diversas camadas.

A deformação permanente pode ser compreendida como um tipo de ruptura que provoca a perda de qualidade do pavimento em relação ao rolamento, ocorrendo comumente onde este apresenta baixa capacidade de resistência das camadas inferiores. Incide onde o fluxo de veículos é mais pesado e as faixas de tráfego são estreitas, principalmente quando se empregam materiais dúcteis de revestimento (Balbo, 2007).

Nos pavimentos asfálticos as deformações são maiores quanto mais próxima da superfície estiver à camada pelo efeito do confinamento maior e efeito das tensões de cisalhamento maiores também, resultando em deformação por movimentação plástica (Sousa *et al.*, 1991).

Pode-se dizer que o afundamento da trilha de roda (ATR) engloba tanto aspectos de funcionalidade, quanto estruturais do pavimento. Para Bernucci *et al.* (2010), os aspectos estruturais estão ligados a capacidade de carga, relacionada com o projeto e com o dimensionamento do pavimento. Percebe-se ao longo da vida de serviço do pavimento, que depois de repetidas solicitações das cargas, naturalmente surgem os defeitos estruturais, causados pelas deformações permanentes e elásticas.

Huang (1993) diz que o aparecimento do afundamento das trilhas de roda é devido principalmente ao decréscimo da espessura das camadas estruturais do pavimento. Na análise de casos de pavimentos norte-americanos, viu a porcentagem desse defeito que acontece em cada camada, considerando que 91% dos afundamentos ocorreram no pavimento, com a seguinte distribuição entre camadas: 32% no revestimento, 14% na base e 45% na sub-base. Assim, apenas 9% dos afundamentos ocorreram no subleito (camada final de terraplenagem). A mudança na espessura das camadas não ocorreu por densificação e sim por movimentação lateral dos materiais (cisalhamento).

A avaliação da contribuição de cada camada para o ATR pode ser feita por ensaios de carga repetida em vários corpos de prova submetidos a pares de tensões previamente escolhidos. Com os resultados observados é possível prever se o material vai tender ao acomodamento (*shakedown*) ou à ruptura. Detalhes desta análise e do modelo de interpretação que será utilizado neste artigo podem ser vistos em Guimarães (2001, 2009).

2.2. Módulo de Resiliência

Para a Mecânica dos Pavimentos o módulo de resiliência (MR), resultante da deformação elástica ou recuperável do material, é um parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais, como solos e britas, sob o carregamento repetido em laboratório, ou pelas ações das cargas dos veículos repetidas sobre o pavimento. É uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis. O reflexo de tais deformações repetidas pode ser observado nos revestimentos asfálticos que apresentam trincamento, muitas vezes prematuramente.

A partir de 1986 a AASTHO, por meio do seu guia de dimensionamento de pavimento, considerou a utilização do módulo de resiliência para a caracterização dos materiais para base, sub-base e subleito. Materiais com maior resistência são convencionalmente situados próximo à superfície distribuindo os esforços impostos pelo tráfego de forma uniforme e diminuindo as tensões e deflexões no subleito. A obtenção deste parâmetro é realizada a partir de ensaios

triaxiais de carga repetida, que tem por finalidade modelar as condições de carregamento das cargas de tráfego. Para a maioria dos materiais de pavimentação o MR é do tipo não linear, diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência das tensões aplicadas.

Hicks e Monismith (1971), Preussler (1978), Svenson (1980) e Uzan (1985), entre muitos outros autores, mostraram que o módulo de resiliência apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensões atuantes no solo. Pode-se atribuir várias causas para as mudanças do estado de tensão: os carregamentos externos, alterações das espessuras das seções transversais das camadas e diferenças do peso específico dos materiais das camadas do pavimento.

O módulo de resiliência depende principalmente da natureza do solo, como, constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina, bem como de outros fatores, como, umidade, peso específico e estado de tensões, além das características do próprio ensaio (frequência e tempo de carregamento, forma de onda, etc.). Vale salientar que esta pesquisa é voltada para utilização do material em camada de base de pavimento e que as tensões deste ensaio são maiores quando se comparam com a camada de sub-base.

Santos (1998) e Takeda (2006), entre outros autores, constataram que solos lateríticos, tanto pela classificação MCT ou as lateritas granulares, podem apresentar valores elevados de módulo de resiliência se comparados aos valores obtidos para material granular natural (não laterizado) ou britado com módulo de resiliência altos.

Para cada solo, o módulo de resiliência poderá ser expresso como uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio. Modelos de módulo de resiliência de solos em função do estado de tensões podem ser expressos por várias relações, algumas são discutidas por Medina (1997); Medina e Motta (2005, 2015), entre muito outros autores. No ensaio de carga repetida à força vertical aplicada atua sempre no sentido de compressão, de forma cíclica, de zero a um valor máximo, sendo depois descarregada até anular-se, para ser aplicada novamente após certo intervalo de repouso, e visam simular as condições de campo. A velocidade e o fluxo de tráfego são simulados, respectivamente, pelo tempo de pulso e frequência da carga aplicada.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais

Para esta pesquisa foram coletados três materiais, sendo dois solos, um de textura arenosa identificado como S:1492, e outro com características argilosas nomeado de S:1494, ambos não lateríticos, e uma brita graduada simples, identificada como S:1502. Oriundos do estado do Rio de Janeiro, provenientes da Magé Mineração, localizada na cidade de Magé, baixada fluminense, estes materiais estão sendo utilizados na camada de base, numa duplicação de uma rodovia federal próxima ao local da jazida, que se situa na parte superior da pedreira. No mesmo local é produzida a brita que também vai ser utilizada na obra ainda em construção.

Na Figura 1 está a foto da pedreira de onde os materiais foram retirados. Os solos apresentam mais de 95% passantes pela peneira de nº 4, sendo considerado material de caráter fino. Após a coleta, fez-se a secagem, posteriormente o destorroamento do passante na peneira de malha 4,8 mm (nº 4), homogeneizado e quarteado. A brita, disponibilizada nas frações brita 1, brita 0 e pó de pedra, foi ensaiada numa composição granulométrica numa faixa especificada. Para comparação dos resultados de deformação permanente e módulo de resiliência (MR) dos

três materiais desta pesquisa, foram utilizados dados de Guimarães (2009) e Lima (2016).



Figura 1: Foto da localização dos materiais na Mineradora Magé

3.2. Métodos

Para a realização desta pesquisa, foram realizados os ensaios de caracterização e classificação dos solos e da brita, e os ensaios de carga repetida, representados pelos ensaios triaxiais de módulo de resiliência e deformação permanente. Na Tabela 1, são listados os ensaios realizados com suas respectivas normas vigentes.

Tabela 1: Ensaios de classificação, caracterização e mecânicos realizados nesta pesquisa.

Ensaios Realizados	***Normas Vigentes***
Análise Granulométrica de solos por Sedimentação	DER-ME 51/94
Ensaio de Compactação	NBR 7182/16
Classificação pela metodologia MCT	DNER-CLA 259/96
Ensaio de Módulo de Resiliência	DNIT 134/2010-ME
Ensaio de Deformação Permanente	Método proposto DNIT 2017

O ensaio de módulo de resiliência já é bastante conhecido e realizado no país, e foi feito com os 18 pares de tensão que fazem parte da norma vigente. Para a realização do ensaio de deformação permanente foram utilizados nove pares de tensões, propostas por Guimarães (2009), apresentados na Tabela 2 e que fazem parte da Instrução de Ensaio a ser normalizada ainda este ano pelo DNIT, e a frequência da carga repetida adotada foi de 2 Hz, com 150.000 ciclos de repetição no mínimo em cada par.

Tabela 2: Pares de tensões utilizados nesta pesquisa para realização de ensaios triaxiais de carga repetida de deformação permanente

Ensaio	***Tensão (kPa)***	
	σd	**σ3**
1	40	
2	80	40
3	120	
4	80	
5	160	80
6	240	
7	120	
8	240	120
9	360	

A obra está em andamento e tem-se acesso aos dados dos levantamentos de controle construtivo

feitos pela empresa fiscalizadora. Pretende-se também fazer comparações no futuro com estas medições, no momento, ainda incipientes porque o ritmo da obra é lento. O projeto, feito de forma convencional, ainda assim definiu deflexões admissíveis para controle construtivo das camadas.

4. RESULTADOS E ANÁLISES

O solo nomeado de S:1492, areia siltosa, tem composição granulométrica de: 8% de pedregulho, 69% de areia, 22% de silte e 1% de argila, não plástico. No método MCT, foram obtidos coeficientes *c'* igual a 0,80 e *e'* igual a 1,57, que o classifica como NA', não laterítico arenoso. No ensaio de compactação realizado na energia intermediária apresentou umidade ótima de 12,8% e massa específica aparente seca de 1,848 g/cm³.

O solo argilo-siltoso, nomeado S:1494, apresentou composição granulométrica de 7% de pedregulho, 40% de areia, 24% de silte e 29 % de argila, com limite de liquidez de 57%, limite de plasticidade de 21% e índice de plasticidade de 36%. No método MCT, foram obtidos coeficientes *c'* igual a 1,67 e *e'* igual a 1,29, que o classifica como NG', não laterítico argiloso. No ensaio de compactação, realizado na energia intermediária, apresentou umidade ótima de 19,5% e massa específica aparente seca de 1,683 g/cm³.

Tanto para a deformação permanente, quanto para o módulo de resiliência, os corpos de prova foram preparados, em suas respectivas umidades ótimas, para a realização dos ensaios triaxiais. Os resultados foram expressos pelo modelo de Guimarães (2009) para deformação permanente e pelo composto para o módulo de resiliência (Macêdo, 1996), segundo as equações 1 e 2, respectivamente:

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} N^{\psi_4} \qquad (1)$$

Onde,
ε_p (%): deformação permanente específica;
$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$: parâmetros de regressão (parâmetros de deformabilidade permanente);
σ_3: tensão confinante
σ_d: tensão desvio;
ρ_0: tensão de referência (tensão atmosférica);
N: número de ciclos de aplicação de carga.

$$MR = k_1 \, \sigma_3^{\,k_2} \, \sigma_d^{\,k_3} \qquad (2)$$

Nas Figuras 2, 3 e 4 são mostrados os gráficos que representam as deformações permanentes acumuladas durante a aplicação dos ciclos de carga (N). Na Figura 2 e 4 são apresentados os gráficos de DP do solo S:1492 e da brita S:1502, podendo ser observado que esses materiais apresentaram tendência ao acomodamento das deformações com o acréscimo do número de aplicação de cargas. Porém o solo S:1492 apresentou deformações muito elevadas comparada com a brita, para os pares de tensões maiores, indicando que a utilização desse solo para camada de pavimento só é indicada para baixas tensões.

Na Figura 3 é representado o gráfico do solo S:1494, de comportamento argiloso. Como a tendência desse material foi de não apresentar acomodamento, o par de tensões 9 foi até 200.000 ciclos, para comprovar se o material não acomodaria após mais ciclos. Esse solo também

apresentou deformação muito elevada para os pares de tensões maiores, e também se observa nítida tendência de crescimento conforme o aumento das tensões.

Na Tabela 3 mostram-se os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) para os dois solos e para a brita deste estudo. Observa-se que os valores do coeficiente de correlação R^2, podem ser considerados satisfatórios, apresentando melhores resultados para o solo S:1494 quando comparado com o coeficiente do solo S:1492, e a brita apresentou parâmetro R^2 de 0,95.

Os parâmetros referentes à tensão desvio, Ψ3, apresentaram valores positivos, assim como o Ψ2, referente à tensão confinante, sendo maior a influência deste confinamento em relação aos outros parâmetros. Para o número de ciclos de carga, o Ψ4, vê-se que exerce influência semelhante para os dois solos e brita, muito mais baixos do que a influência das tensões.

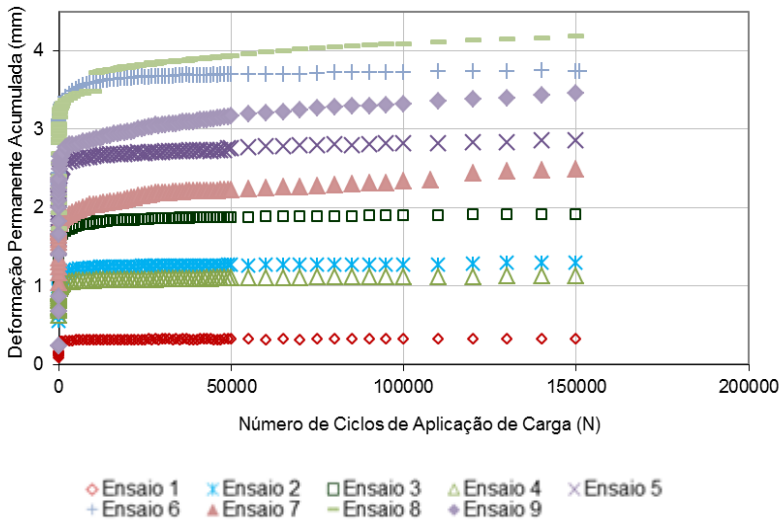


Figura 2: Deformação Permanente Acumulada em relação ao Número de Ciclos de Aplicação de Carga para o solo S:1492

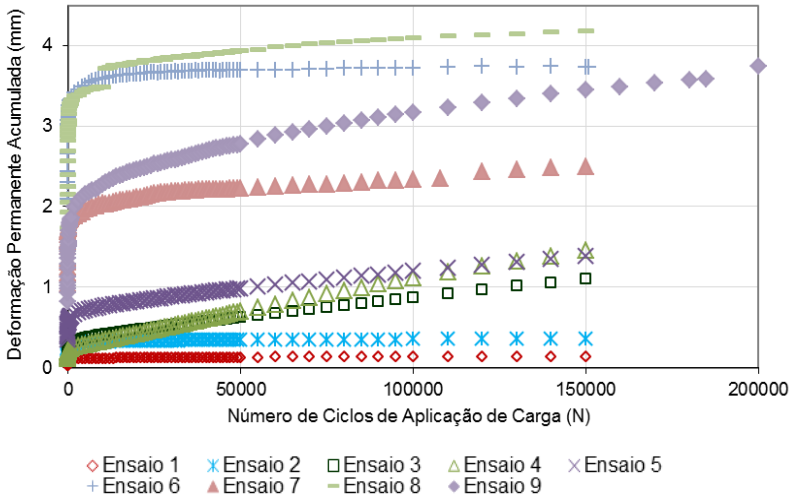


Figura 3: Deformação Permanente Acumulada em relação ao Número de Ciclos de Aplicação de Carga para o solo classificado como S:1494

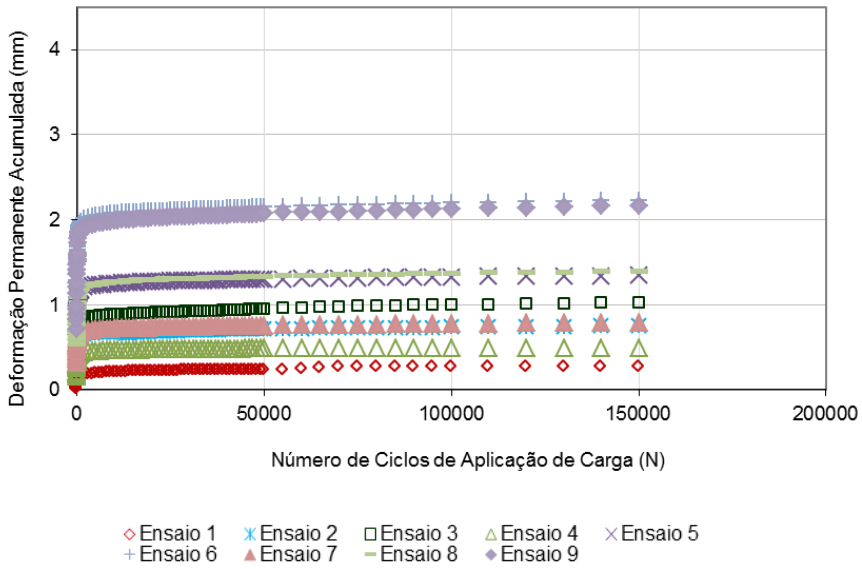


Figura 4: Deformação Permanente Acumulada em relação ao Número de Ciclos de Aplicação de Carga para a Brita S:1502

Tabela 3: Resultado dos coeficientes do Modelo de Guimarães (2009) para a deformação permanente dos dois solos e da brita deste estudo

Material	Ψ1	Ψ2	Ψ3	Ψ4	R²
S:1492	0,577	0,715	0,287	0,054	0,775
S:1494	0,395	0,844	0,540	0,067	0,813
S:1502	0,164	-0,493	1,110	0,057	0,953

Na Tabela 4 estão indicados os coeficientes do modelo composto que melhor expressa a característica não linear do MR dos dois solos estudados e da brita. Baseado no coeficiente apresentado na Tabela 4 percebe-se valores de k2 positivos, indicando que o MR aumenta com o aumento da tensão confinante e k3 é positivo para o solo silto-arenoso e negativo para o argiloso e a brita. Os valores de R² para os solos foram satisfatórios, resultando 0,85 e 0,90, já para brita, encontrou-se 0,68, considerado não muito bom.

Tabela 4: Resultado dos coeficientes do modelo composto de MR para os dois solos e a brita deste estudo

Solo	k1	k2	k3	R²
S:1492	50,62	0,358	0,796	0,85
S:1494	131,20	0,250	-0,656	0,90
S:1502	572,5	0,431	-0,329	0,68

Para Bernucci *et al*. (2008), o MR de solos lateríticos se situa entre 100 e 500 MPa para aplicação em camada de base de pavimento, e de brita graduada simples é em média de 100 a 400 MPa. Já para solos não lateríticos, Balbo (2007) refere-se que NA' apresentam valores entre 32 e 80 MPa, e solos NG' em torno de 125 MPa. Os materiais deste estudo têm parâmetros que mostram alta não linearidade, sendo assim falar em valor médio não é muito adequado. Mas, visando somente situar entre os valores de literatura, o solo arenoso apresentou valor médio de MR de 123 MPa e o argiloso de 304 MPa. Já a brita ensaiada apresentou resultado

médio de MR de 357 MPa.

5. COMPARAÇÃO COM OUTROS MATERIAIS

Nas Tabelas 5 e 6 são comparados o modelo de Guimarães (2009) para resultados de deformação permanente e na Tabela 7 o módulo de resiliência pelo modelo composto de dados de dois autores e os resultados desta pesquisa. Como normalizado no Brasil até o momento, todos os materiais são ensaiados com os mesmos pares de tensão, independentes da posição no pavimento, e mesmo o subleito.

A Tabela 5 apresenta o modelo de Guimarães (2009) para a deformação permanente tanto para o material da pesquisa, quanto para alguns solos ensaiados por Guimarães (2009) e alguns materiais de Lima (2016) referente à brita graduada. Em relação à pesquisa de Guimarães (2009), foram utilizados para análise a Laterita de Porto Velho, classificada como pedregulho, a Argila de Ribeirão Preto, denominada LG' (solo laterítico argiloso), a Areia Argilosa do ES de classificação LG' (solo laterítico argiloso), e o Solo Papucaia que é NS'/NA' (solo não laterítico silte/arenoso). Já para os materiais de Lima (2016), as curvas C1 e C4 da amostra 1 são correspondentes a uma BGS de uma pedreira usada em uma obra urbana do Rio de Janeiro, e C6 e C7 da amostra 2 são com agregados da pedreira Petra (RJ).

Os coeficientes de correlação R^2 do modelo de Guimarães (2009) variaram de 0,77 a 0,95, o que pode ser considerado como comportamento satisfatório para todos os materiais, o menor deles sendo para um dos solos desta pesquisa.

Os valores de $\Psi 2$, referente à tensão confinante, foram em geral positivos para os solos e negativos para as britas, indicando que o confinamento atua de forma diferenciada para os materiais granulares, diminuindo a deformação permanente com o aumento do confinamento. Já os parâmetros referentes à tensão desvio, $\Psi 3$, todos apresentaram valores positivos, como esperado visto que a tensão vertical é a principal responsável pela deformação permanente. Em relação aos parâmetros encontrados para o número de ciclo de carga, o $\Psi 4$, todos os valores foram muito próximos, exercendo influência semelhante para os materiais.

A partir disso, pode-se concluir que quando a tensão confinante (parâmetro $\Psi 2$) resulta em valores negativo, indica uma menor influência nas deformações permanentes, ocorrendo o inverso para a tensão desvio (parâmetro $\Psi 3$), que exerce maior influência no aumento das deformações permanentes acumuladas, ou seja, quanto maior for a tensão desvio em relação a tensão confinante, maiores serão as deformações permanentes resultantes.

Para comparação relativa dos valores absolutos das deformações permanentes acumuladas para cada tipo de material em 150.000 ciclos, apresentam-se na Tabela 6 os deslocamentos máximos por par de tensões dos ensaios. São apresentadas as deformações acumuladas em mm referentes aos pares de tensões citados na Tabela 2, nove ensaios por amostra.

Pode ser observado que os materiais que apresentaram maiores deformações em mm foram os solos desta pesquisa (S:1492 e S:1494) e a Argila de Ribeirão Preto de Guimarães (2009), sendo esses valores maiores que 4 mm para 150.000 ciclos de carga. Já em relação às britas, percebe-se que o valor máximo de deslocamento limita-se a 2,44 mm. Para estimar a contribuição dos três materiais deste estudo no afundamento de trilha de rodas (ATR), utilizando as equações de previsão da deformação permanente, calculados para o eixo padrão, para o tráfego projetado de

N= 10^7, revestimento de 10 cm de concreto asfáltico com MR igual a 3185 MPa, Poisson de 0,3, base de 20 cm com a brita deste estudo, Poisson de 0,35, e sub-base de 20 cm, considerando de cada vez um dos solos, sobre um subleito de MR = 189 MPa, Poisson de 0,45; considerando as tensões médias nas camadas, (σ_3 = 0,06 MPa e σ_d = 0,108 MPa na base e σ_3 = 0,01 MPa, σ_d = 0,075 MPa na sub-base arenosa e σ_3 = 0,06 MPa e σ_d = 0,108 MPa na argilosa, (valores estimados com o programa AEMC), estimam-se as seguintes contribuições destes materiais:

- base de material granular: 3,54 mm
- sub-base solo arenoso: 0,29 mm
- sub-base solo argiloso: 0,49 mm

Ressalte-se que, embora nos ensaios de laboratório, nas tensões normalizadas, os deslocamentos medidos para a brita foram menores do que estes calculados com as tensões atuantes no campo. Isto se deve principalmente aos baixos valores da tensão confinante desenvolvida nesta camada, devido ao revestimento de 10 cm, observando que o coeficiente Ψ2 é negativo. Já para as sub-bases de solos, como as tensões desvio foram baixas e o coeficiente Ψ3 é positivo, assim como o Ψ2, estes materiais apresentam baixas contribuições para o ATR. Portanto, considerando que numa rodovia federal, tipicamente, admite-se 13 mm de ATR ao final do período de projeto, somente estas duas camadas vão contribuir com aproximadamente 4mm. Caso os estados de tensões fossem outros e as espessuras das camadas maiores, o panorama poderia não ser favorável, e inverso, entre a brita e os solos, como se pode intuir observando a tabela 6.

Ao analisar a Tabela 7 com os valores do MR de todos os materiais, observa-se que a grande maioria dos valores do coeficiente k2 é positivo, sendo os maiores valores obtidos para as britas indicando que a tensão confinante exerce muita influência sobre o MR para estes materiais. O coeficiente k3 é na maioria negativo, sendo os maiores valores obtidos para os solos mais finos, e, como esperado para materiais granulares a tensão desvio exerce menor influência. Como a maioria destes materiais apresenta grande não linearidade do MR com as tensões é difícil uma comparação direta ou mesmo trabalhar com o módulo médio, apresentam-se os valores máximos e mínimos obtidos nos ensaios para comparação relativa.

Tabela 5: Resultado do Modelo de Guimarães (2009) para os solos e a brita desta pesquisa, para os materiais de Guimarães (2009) e de Lima (2016)

Materiais	Ψ1	Ψ2	Ψ3	Ψ4	R^2	Referência
Solo - S:1492	0,577	0,715	0,287	0,054	0,775	Este estudo
Solo - S:1494	0,395	0,844	0,540	0,067	0,813	
Brita – S:1502	0,164	-0,493	1,110	0,057	0,953	
Laterita de Porto Velho	0,180	0,470	0,336	0,047	0,809	Guimarães (2009)
Argila Ribeirão Preto	0,206	-0,240	1,340	0,038	0,986	
Areia Argilosa do ES	0,453	0,093	1,579	0,055	0,909	
Solo Papucaia	0,244	0,419	1,309	0,069	0,946	
C1 – Amostra 1	0,161	-0,097	0,525	0,075	0,818	Lima (2016)
C4 – Amostra 1	0,101	-0,182	0,909	0,075	0,840	
C6 – Amostra 2	0,129	-0,065	1,100	0,073	0,926	
C7 – Amostra 2	0,077	-0,230	1,143	0,086	0,951	

Tabela 6: Deformação permanente acumulada após 150.000 ciclos de carga para os solos e a brita desta pesquisa, para os materiais de Guimarães (2009) e de Lima (2016)

Material	Níveis de tensão (deformação a 150.000 ciclos)									Referência
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
Solo - S:1492	0,42	2,33	2,92	2,21	2,3	3,79	2,46	4,24	3,50	Este estudo
Solo - S:1494	0,41	0,56	1,18	1,20	1,52	3,79	2,46	4,94	4,30	
Brita – S:1502	0,54	1,0	1,08	0,73	1,56	2,31	1,03	1,59	2,23	
Laterita Porto Velho	1,22	1,29	0,38	0,83	1,16	0,72	0,77	0,54	0,41	Guimarães (2009)
Argila de Ribeirão Preto	0,28	0,66	1,15	0,43	1,21	1,86	0,63	2,03	3,35	
Areia Argilosa do ES	0,19	1,13	-	5,2	0,65	3,75	5,26	2,62	10,17	
Solo Papucaia	0,43	1,2	1,48	0,84	2,05	2,35	1,73	-	7,35	
C1 – Amostra 1	0,48	0,84	1,25	0,61	0,82	1,20	1,06	1,21	1,49	Lima (2016)
C4 – Amostra 1	0,25	0,36	1,09	0,31	0,80	0,97	0,78	0,94	1,54	
C6 – Amostra 2	0,23	0,48	1,13	0,36	1,35	1,47	0,57	1,68	2,44	
C7 – Amostra 2	0,20	0,33	0,96	0,37	0,68	1,33	0,57	1,04	1,73	

Tabela 7: Resultado dos coeficientes do Modelo Composto dos solos e da brita desta pesquisa, dos materiais usados por Guimarães (2009) e da brita graduada utilizada por Lima (2016)

1	k1	k2	k3	R^2	MR Min.	MR Máx.	Referência
Solo - S:1492	50,62	0,358	0,796	0,85	47	331	Este estudo
Solo - S:1494	131,20	0,250	-0,656	0,90	124	476	
Brita - S:1502	572,5	0,431	-0,329	0,54	214	462	
Laterita Porto Velho	203	0,160	-0,320	0,77	-	-	Guimarães (2009)
Argila Ribeirão Preto	446,5	0,262	-0,086	0,855	-	-	
Areia Argilosa do ES	102,5	-0,093	-0,264	0,720	-	-	
Solo Papucaia	177	0,249	-0,355	0,389	-	-	
C1 – Amostra 1	1401	0,570	0,030	0,965	100	400	Lima (2016)
C4 – Amostra 1	1202	0,500	-0,020	0,872	100	400	
C6 – Amostra 2	695	0,470	-0,190	0,622	100	400	
C7 – Amostra 2	1033	0,440	-0,050	0,834	100	400	

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos ensaios realizados e das análises dos resultados de deformação permanente os materiais deste estudo apresentaram comportamento dependente do estado de tensões usados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas. As deformações permanentes resultantes foram altas para tensões elevadas, não sendo recomendável a utilização desses materiais em camadas de pavimento que terão solicitação de tensões da ordem de grandeza das maiores simuladas nos ensaios. Uma alternativa seria misturar esses solos com a brita para melhorar seu comportamento quanto à contribuição para ATR. Porém, alerta-se para o risco de não testar os materiais por estes ensaios de carga repetida quando se seleciona uma jazida.

Os solos da pesquisa apresentaram valores de deformação permanente maiores que 4mm para 150.000 ciclos, sem acomodamento em alguns pares de tensão, o que pode ser considerado um valor muito alto para apenas uma camada, quando se sabe que o pavimento como um todo se

dimensiona para um ATR de 13 mm ao fim da vida útil. Já a brita graduada apresentou acomodamento e observou-se que a deformação foi menor do que dos solos, coerente com outros autores nas condições de ensaio. Para materiais estudados nesta pesquisa o modelo de Guimarães (2009) mostrou-se adequado para previsão de deformações, sendo que a tensão desvio exerce maior influência que a tensão confinante nos solos. Quanto ao módulo de resiliência, pode-se dizer que têm grande influência das tensões, confinante e desvio, sendo importante nas definições das espessuras, especialmente do revestimento asfáltico devido à influência na fadiga.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BALBO, José Tadeu. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de texto, 2007. 558 p.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J.B., 2010, *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA.

GUIMARÃES, A. C. R., 2001, *Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis.* Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, A. C. R., 2009, *Um Método Mecanístico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos*. Tese, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. (1971). Factors influencing the resiliente response of granular materials. Transportation Research Record, v. 354.

HUANG, Y. H., 1993, Pavement analysis and design, Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A.

LIMA, C.D.A., 2016, "*Estudo da deformação permanente de brita graduada".* Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

MACÊDO, J.A.G. Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro.

MARANGON, M., 2004, *Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Regiões de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência.* Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G (2005). Mecânica dos Pavimentos 2ª Edição. ISBN 85905987-1-3.

MEDINA, J. (1997). "Mecânica dos Pavimentos". Editora UFRJ. Rio de Janeiro.

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

PINTO, C. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos: em 16 aulas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2000. 247p.

PINTO, S. e PREUSSLER, S. E (1984). "Fatores de Equivalência de Cargas para Projetos de Pavimentos Aeroportuários". 19ª Reunião Anual de Pavimentação, Rio de Janeiro, ABPv

PREUSSLER, E.S., 1978, Ensaios Triaxiais Dinâmicos de um Solo Arenoso. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SANTOS, J. D. G. (1998). "Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares Como Camada de Pavimento". Tese de Doutorado. Programa de Engenharia Civil – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

SVENSON, M., 1980, Ensaios Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

SOUZA, J. B., HARVEY, J., OAINTER, L., et al, 1991, Evaluation of Laboratory Procedures for Compacting Asphalt-Aggregate Mixtures. In: Report n° SHRP-AUWP-91-523, Strategic Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C.

TAKEDA, M. C. (2006) A Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista (Tese - Doutorado em Engenharia Civil). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

UZAN, J (1985). "Permanent Deformation in Pavement design and Evaluation". Proceedings, International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields, Trondheim. Noruega

Carine Norback (norback.carine@gmail.com)
Laura Maria Goretti da Motta (laura@coc.ufrj.br)
Programa de Engenharia Civil – COPPE, UFRJ, Laboratório de Geotecnia/Pavimentos, Rio de Janeiro/RJ.

COMPARATIVO DOS EFEITOS DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS EM USUÁRIOS DE RODOVIAS NO BRASIL E NOS ESTADOS UNIDOS

Rosuel Krum Mathias de Assis
Anthony Gomes dos Santos
José Leomar Fernandes Jr.
Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos

RESUMO
A irregularidade longitudinal de pavimentos exerce grande influência no consumo dos componentes dos veículos. O software HDM-4 apresenta modelos capazes de calcular o consumo desses componentes, bem como os custos de operação dos veículos decorrentes disso. Este trabalho teve por objetivo comparar simulações realizadas no HDM-4, utilizando parâmetros calibrados para a realidade dos Estados Unidos, com simulações realizadas em rodovias no estado de São Paulo (Brasil), utilizando os parâmetros de calibração padrão do software. Para tanto, foram comparados os resultados das simulações dos Estados Unidos e do Brasil, sob as seguintes condições: variação no consumo de combustível, pneus e nos custos de reparo e manutenção dos veículos, entre níveis de irregularidade de 2 e 6 m/km, para a velocidade de 88 km/h, nos caminhões articulados, caminhões leves e carros médios. Os resultados mostraram que as reduções no consumo de combustível e pneus foram compatíveis em ambos os países, enquanto que a variação nos custos de reparos e manutenção apresentou grande discrepância entre os dois estudos. Como o estudo dos Estados Unidos desenvolveu um modelo próprio para a determinação dos custos deste componente, sugere-se que sejam realizados estudos complementares a fim de avaliar a adequabilidade do modelo padrão do HDM-4 de reparos e manutenção à realidade brasileira.

ABSTRACT
Pavement longitudinal roughness exerts a great influence on the consumption of the components of the vehicles. The HDM-4 software features models that can calculate the consumption of these components as well as the operating costs of vehicles. The objective of this work was to compare simulations performed in HDM-4, using calibrated parameters for the United States, with simulations performed on highways in the state of São Paulo (Brazil), using the standard software calibration parameters. To do so, the results of the simulations of the United States and Brazil were compared under the following conditions: variation in fuel consumption, tire wear and vehicle repair and maintenance costs, between roughness levels of 2 and 6 m / km, using the speed of 88 km / h, in articulated trucks, light trucks and medium cars. The results showed that the reductions in fuel consumption and tire wear were compatible in both countries, while the variation in the costs of repairs and maintenance presented a great discrepancy between the two studies. Since the United States study developed a model for determining the costs of this component, it is suggested that complementary studies be carried out to evaluate the suitability of the standard HDM-4 model for repairs and maintenance to the Brazilian reality.

1. INTRODUÇÃO

A irregularidade longitudinal de pavimentos rodoviários, medida através do Índice de Irregularidade Internacional (*International Roughness Index*, IRI), é a maior responsável pelos efeitos do pavimento nos componentes mecânicos dos veículos em rodovias. Os resultados do *AASHO Road Test*, publicados em 1962, indicam que a irregularidade contribui em 95% no valor de serventia do pavimento.

O aumento da irregularidade longitudinal provoca, na maioria das vezes, um aumento do consumo dos componentes dos veículos, como pneus, combustível e peças, bem como provocam a redução da velocidade de operação, consequentemente aumentando o tempo de viagem. Essa variação no consumo dos componentes provoca o aumento de custos para os usuários e no Brasil, conforme aponta a CNT (2015), esse aumento de custos pode chegar a até 92%, para caminhões trafegando em um pavimento em péssimas condições.

Um dos *softwares* mais empregados para se determinar efeitos do pavimento e suas estratégias de manutenção nos veículos é o HDM-4 (*Highway Development and Management*), do banco mundial, que foi desenvolvido tomando como base estudos desenvolvidos em países como o Quênia, a Índia e o Brasil. Klein (2005) aponta que algumas das principais aplicações do *software* são a comparação de estimativas de custos e avaliações entre diversas alternativas de construção, manutenção e estratégias de intervenção, na formação de sistemas de gerência de pavimentos (SGP). Além disso, o HDM permite também a análise de sensibilidade de resultados, em função de mudanças nos parâmetros mais importantes do modelo.

Nunes (2012) indica que existem três diferentes níveis de detalhamento dos parâmetros de entrada do *software*, que demandam diferentes esforços e proporcionam confiabilidade diferente. Tanto os parâmetros que definem o comportamento do pavimento submetido a diferentes ações, como os parâmetros que definem os consumos dos componentes dos veículos em função da condição do pavimento devem ser calibrados para as realidades locais.

Tendo em vista essas informações, este trabalho realizou um comparativo de resultados de consumo de componentes veiculares, entre um estudo desenvolvido por Zaabar e Chatti (2014), utilizando parâmetros de calibração e parâmetros geométricos compatíveis com a realidade dos Estados Unidos, e um estudo desenvolvido em rodovias concedidas do estado de São Paulo pelo autor deste trabalho.

2. USO DO HDM-4 NA ESTIMATIVA DE CUSTOS DE OPERAÇÃO DE VEÍCULOS

A estrutura básica do HDM-4 apresenta como principais elementos os dados necessários para a realização das análises (gerenciador de dados), as ferramentas de análise e os modelos de processamento dos dados. A explanação de cada um desses elementos será realizada a seguir.

2.1. Gerenciador de dados

Os dados inseridos para a realização das análises no HDM-4 visam definir as características físicas, operacionais e climáticas das rodovias em estudo, além de definir as intervenções que as mesmas serão submetidas ao longo do período de análise, tanto na manutenção da via (*Maintenance Standards*) como nas melhorias que podem ser executadas (*Improvement Standards*).

Dentro das configurações básicas do HDM-4 (HDM Config) estão os parâmetros climáticos e os parâmetros de tráfego. Nos parâmetros climáticos, são definidas variáveis como temperatura média anual, precipitação média mensal, índice de umidade, duração da estação seca e amplitude térmica.

Já os parâmetros de tráfego (*Speed Flow Types* e *Traffic Flow Patterns*) definem, respectivamente, a capacidade das vias (ilustrada na Figura 1), juntamente com outros parâmetros como capacidade nominal e velocidade de congestionamento, e o comportamento do fluxo de tráfego durante as horas do ano, aplicando efeitos como sazonalidade e fator de hora pico no volume de tráfego informado.

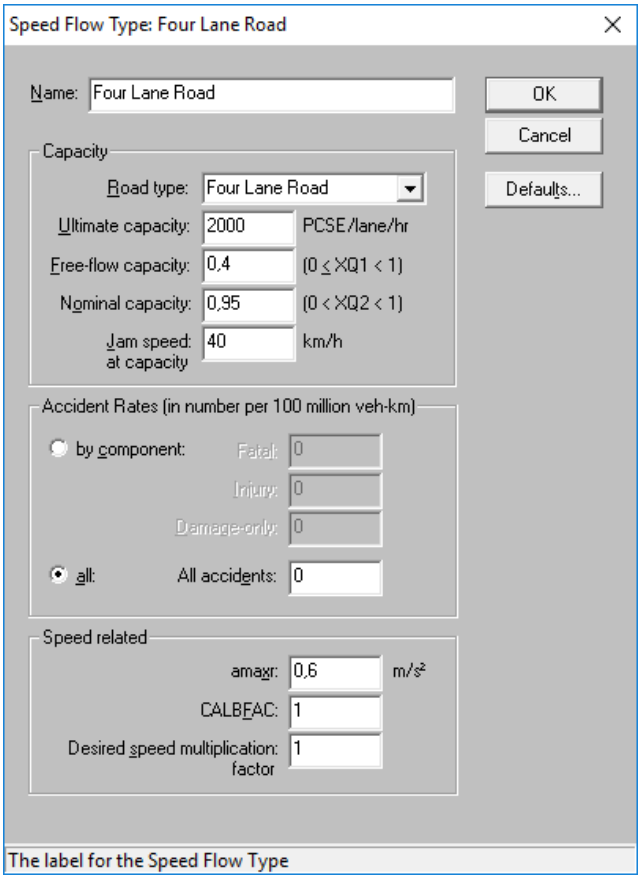


Figura 1: Configurações de capacidade da via no HDM-4

Os parâmetros das intervenções definem quais estratégias de Manutenção e Reabilitação – M&R – serão empregadas no pavimento ao longo do período de análise, e quais melhorias (construção de faixa adicional, alargamento de faixa e pavimentação de vias não pavimentadas) serão executadas. Esses parâmetros são de suma importância, uma vez que os mesmos definem condições base para estabelecer comparativo entre alternativas de projetos, ao se realizar a análise econômica.

Os parâmetros de frota caracterizam os veículos que trafegam nas rodovias em estudo, sejam eles motorizados ou não-motorizados. Deve-se destacar que, além dos parâmetros que podem ser observados na Figura 2, o *software* permite também nesta etapa inserir parâmetros de calibração dos modelos de consumo de todos os componentes veiculares, refinando dessa forma a simulação com variáveis mais próximas dos valores reais.

Por fim, os parâmetros de rede viária descrevem a estrutura física do trecho rodoviário em estudo, caracterizando a geometria da via, a estrutura do pavimento existente, volume de tráfego e condições do pavimento e da drenagem para um determinado ano de referência. Esta etapa permite a calibração dos fatores dos modelos de deterioração do pavimento e da drenagem, e da variação da velocidade dos veículos pela geometria da via.

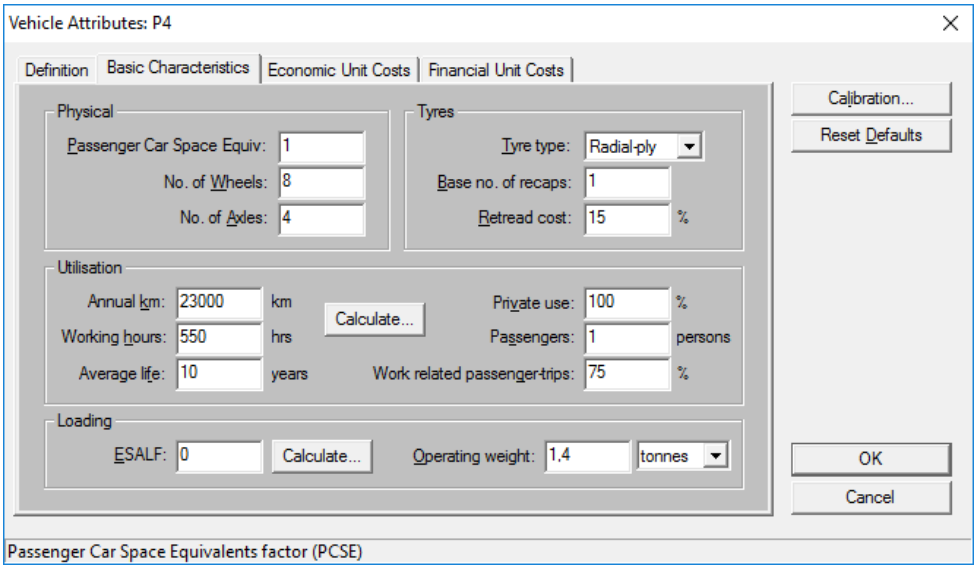


Figura 2: Parâmetros de caracterização dos veículos

2.2. Ferramentas de análise

Existem três ferramentas de análise no HDM-4: análise de projetos, análise de programas e análise de estratégias.

A análise de projetos, segundo exposto por Klein (2005), visa avaliar custos e benefícios de diferentes opções de investimentos a serem aplicadas em uma seção rodoviária, determinando indicadores econômicos como Valor Presente Líquido (VPL) e Taxa Interna de Retorno (TIR).

A análise de programas, por sua vez, realiza a priorização de possíveis projetos a serem executados, sob um orçamento definido, permitindo estimar benefícios econômicos gerados pela inclusão de outros projetos alternativos dentro do esquema orçamentário utilizado pelo administrador da rodovia.

A análise de estratégias tem o mesmo objetivo da análise de programas, contudo é aplicada a todos os componentes de uma rede rodoviária, e não somente a uma seção. Sendo assim, a análise estratégica auxilia na previsão de necessidades em médio e longo prazo de uma rede rodoviária, gerenciada por uma agência.

2.3. Modelos

Os três modelos de processamento de dados constantes no HDM-4 são:

a) Deterioração e intervenções no pavimento (RDWE): os modelos de deterioração do pavimento definem de que forma a via (com pavimento betuminoso, de concreto de cimento Portland ou não-pavimentada), submetida aos diversos agentes externos, irá se comportar em termos de progressão dos defeitos no pavimento. As intervenções irão ocorrer, preferencialmente, de forma que os benefícios oriundos do seu emprego sejam superiores aos seus custos. As intervenções poderão ocorrer para corrigir a deterioração do pavimento, ou para mudar as características físicas do pavimento ou da via. Essas intervenções podem ser responsivas ou programadas.

b) Efeitos sobre os usuários: os efeitos sobre os usuários são modelados de forma a analisar a velocidade, custo de operação e tempo de viagem de veículos motorizados e não-motorizados, bem como avaliar os custos com acidentes.

c) Efeitos ambientais, energéticos e na segurança: modelo utilizado para mensurar os impactos ambientais e sociais das estratégias definidas buscando-se, portanto, a redução da poluição e do consumo de recursos energéticos.

3. MÉTODO

Este trabalho buscou realizar um comparativo dos resultados obtidos em simulações que utilizaram o *software* HDM-4 na determinação de custos operacionais, além dos consumos dos componentes dos veículos. As simulações nas rodovias do estado de São Paulo foram realizadas pelo autor deste artigo. As simulações utilizadas como base para o comparativo foram realizadas por Zaabar e Chatti (2014).

3.1. Descrição da Simulação Base (Zaabar e Chatti, 2014)

Os autores apresentam em seu trabalho os efeitos da irregularidade longitudinal e da textura nos custos de operação dos veículos. As simulações utilizaram modelos calibrados para os veículos encontrados nos Estados Unidos, e propostos pelo NCHRP (*National Cooperative Highway Research Program*), em seu relatório nº 720. Os modelos de consumo de combustível e de pneus basearam-se na aplicação de fatores calibrados aos modelos já existentes do HDM-4. Já o modelo para determinação dos custos com reparo e manutenção dos veículos foi desenvolvido com base em dados de despesas com manutenção em frotas dos estados de Michigan e Texas, realizando dessa forma os cálculos fora do *software* HDM-4.

O trabalho avaliou o comportamento dos veículos em três velocidades de operação distintas: 56, 88 e 112 km/h (respectivamente 35, 55 e 70 mi/h). As simulações consideraram o IRI base igual a 1 m/km, avaliando o comportamento dos veículos sempre com o incremento de 1 m/km até um valor limite igual a 6 m/km. Destaca-se que, segundo os autores, cerca de 14% das rodovias contidas na rede rodoviária estadunidense, possuem IRI superior a 3 m/km.

Além dos parâmetros citados anteriormente, dois merecem importante destaque, pelos valores adotados nesse trabalho: a rampa e a superelevação da pista. Como, segundo os autores, 95% da rede rodoviária dos Estados Unidos é reta e plana, é razoável assumir nas simulações que a rampa e a superelevação são iguais a zero. Dessa forma, como poderá ser visto no próximo item, apresenta-se uma situação completamente distinta da realidade nas rodovias brasileiras, que gera impacto nos resultados das simulações.

Outro aspecto que difere muito nas rodovias dos Estados Unidos quando comparadas às rodovias brasileiras é a configuração dos veículos. Os parâmetros dos modelos da pesquisa de Zaabar e Chatti foram calibrados, considerando os seguintes veículos: caminhão articulado, caminhão leve, carro médio e utilitários (SUVs e vans). Os consumos calculados para esses veículos são apresentados nas tabelas a seguir, juntamente com o efeito que o aumento do IRI provocou no consumo de cada componente.

Tabela 1: Efeito da Irregularidade no Consumo de Combustível (Zaabar e Chatti, 2014)

Velocidade	Classe de Veículo	Consumo Base (ml/km)	IRI 2	IRI 3	IRI 4	IRI 5	IRI 6
56 Km/h	Carro Médio	70,14	1,03	1,05	1,08	1,10	1,13
	Van	76,99	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	SUV	78,69	1,02	1,05	1,07	1,09	1,12
	Caminhão Leve	124,21	1,01	1,02	1,04	1,05	1,06
	Caminhão Articulado	273,41	1,02	1,04	1,07	1,09	1,11
88 Km/h	Carro Médio	83,38	1,03	1,05	1,08	1,10	1,13
	Van	96,98	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	SUV	101,29	1,02	1,04	1,07	1,09	1,11
	Caminhão Leve	180,18	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	Caminhão Articulado	447,31	1,02	1,03	1,05	1,06	1,08
112 Km/h	Carro Médio	107,85	1,02	1,05	1,07	1,09	1,12
	Van	128,96	1,01	1,02	1,03	1,03	1,04
	SUV	140,49	1,02	1,04	1,06	1,08	1,10
	Caminhão Leve	251,41	1,01	1,02	1,02	1,03	1,04
	Caminhão Articulado	656,11	1,01	1,02	1,04	1,05	1,06

Tabela 2: Efeito da Irregularidade no Consumo de Pneus (Zaabar e Chatti, 2014)

Velocidade	Classe de Veículo	Consumo Base (%/km)	IRI 2	IRI 3	IRI 4	IRI 5	IRI 6
56 Km/h	Carro Médio	0,0013	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03
	Van	0,0011	1,00	1,01	1,01	1,02	1,02
	SUV	0,0011	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	Caminhão Leve	0,0012	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	Caminhão Articulado	0,0006	1,01	1,01	1,02	1,02	1,03
88 Km/h	Carro Médio	0,0014	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
	Van	0,0013	1,01	1,01	1,02	1,03	1,04
	SUV	0,0013	1,01	1,03	1,05	1,06	1,08
	Caminhão Leve	0,0018	1,01	1,02	1,04	1,05	1,06
	Caminhão Articulado	0,0007	1,01	1,02	1,03	1,04	1,05
112 Km/h	Carro Médio	0,0015	1,01	1,03	1,04	1,06	1,08
	Van	0,0018	1,01	1,02	1,03	1,04	1,04
	SUV	0,0017	1,02	1,04	1,06	1,08	1,10
	Caminhão Leve	0,0029	1,01	1,02	1,04	1,05	1,06
	Caminhão Articulado	0,0009	1,01	1,02	1,03	1,04	1,06

Tabela 3: Efeito da Irregularidade nos Custos de Reparos e Manutenção (Zaabar e Chatti, 2014)

Velocidade	Classe de Veículo	Custo Médio de Manutenção ($/km)	IRI 2	IRI 3	IRI 4	IRI 5	IRI 6
56 Km/h	Carro Médio	0,040	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	Van	0,052	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	SUV	0,052	1,0	1,0	1,20	1,70	2,30
	Caminhão Leve	0,058	1,0	1,0	1,20	1,70	2,20
	Caminhão Articulado	0,124	1,0	1,0	1,10	1,50	1,80
88 Km/h	Carro Médio	0,040	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	Van	0,052	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	SUV	0,052	1,0	1,0	1,20	1,70	2,30
	Caminhão Leve	0,058	1,0	1,0	1,20	1,70	2,20
	Caminhão Articulado	0,124	1,0	1,0	1,10	1,50	1,80
112 Km/h	Carro Médio	0,040	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	Van	0,052	1,0	1,0	1,10	1,40	1,70
	SUV	0,052	1,0	1,0	1,20	1,70	2,30
	Caminhão Leve	0,058	1,0	1,0	1,20	1,70	2,20
	Caminhão Articulado	0,124	1,0	1,0	1,10	1,50	1,80

3.2. Descrição da Simulação em Rodovias Concedidas no Estado de São Paulo

No estudo desenvolvido pelo autor deste trabalho, diferentemente do ocorrido no trabalho de Zaabar e Chatti (2014), não houve nenhuma alteração nos parâmetros de calibração dos modelos de consumo dos componentes veiculares. Os únicos parâmetros que foram inseridos com base em valores reais foram os parâmetros da rede rodoviária, das configurações básicas do HDM-4 e da caracterização da frota. Como o período de análise neste estudo era extenso (20 anos), as estratégias de manutenção adotadas apresentavam diversos níveis de irregularidade ao longo dos anos.

A rodovia selecionada para realizar os comparativos foi a SP-065 (Rodovia Dom Pedro I), em um trecho de 8 km, no município de Atibaia. No estudo original, a mesma era comparada com as rodovias BR-381 (Rodovia Fernão Dias) e BR-116 (Rodovia Presidente Dutra), nos municípios de Vargem e Guararema, respectivamente. O comportamento dos efeitos aos usuários nas três rodovias apresentou muitas semelhanças, sendo apresentados, portanto, somente os resultados da SP-065.

Na estratégia base, as intervenções no pavimento ocorriam sempre que o IRI atingia valor igual a 6 m/km, reduzindo o mesmo para 2 m/km como efeito da atividade de manutenção, durante todo o período de análise. Na estratégia alternativa, definida como "Concessão Responsiva" (Cresp), os níveis de irregularidade limite para intervenção no pavimento foram iguais a 2,7 m/km, conforme determinam os Programas de Exploração de Rodovias (PER)

concedidas pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT). Ambas as estratégias são apresentadas no gráfico da Figura 3.

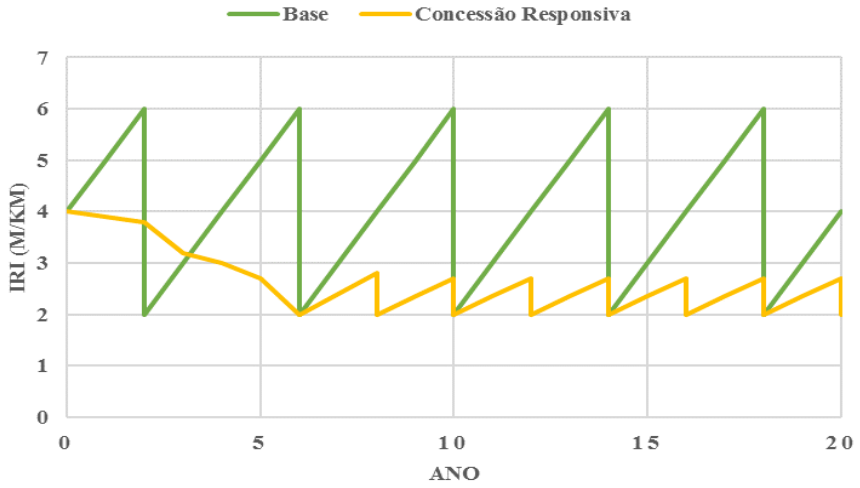


Figura 3: Estratégias de Manutenção Adotadas

A velocidade dos veículos apresentou grande sensibilidade aos níveis de irregularidade do pavimento, sendo dessa forma apresentadas as velocidades médias do fluxo de tráfego ao longo dos anos, nas diferentes estratégias de manutenção, no gráfico da Figura 4.

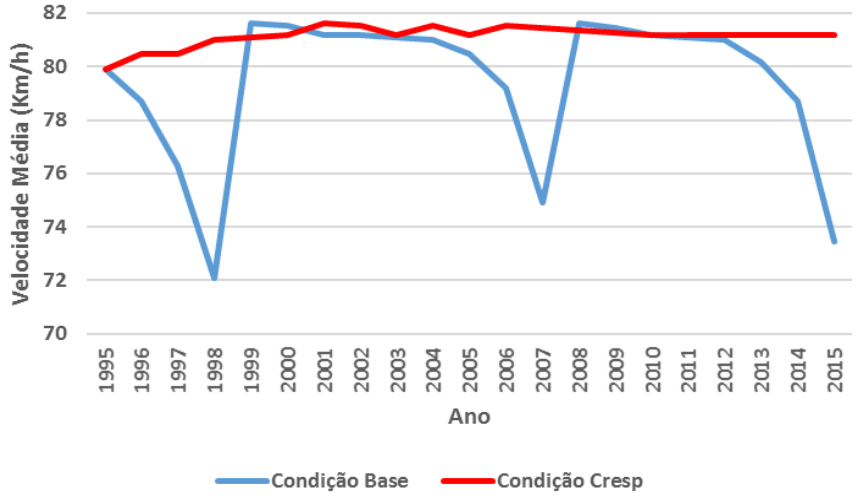


Figura 4: Velocidades Médias Anuais do Fluxo de Tráfego

Os parâmetros geométricos utilizados nas rodovias em estudo são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4: Parâmetros Geométricos Utilizados

Variável	Rodovia		
	Dutra	Dom Pedro	Fernão Dias
Subidas + Descidas (m/km)	15,1	22,0	22,2
Curvatura Horizontal Média (graus/km)	6,3	7,0	22,9
Limite de Velocidade (km/h)	110	110	100
Extensão do Trecho (km)	7,0	8,2	9,1
Altitude (m)	634	772	845

O último aspecto com grandes diferenças entre as rodovias dos Estados Unidos e do Brasil é a configuração do tráfego. Enquanto Zaabar e Chatti (2014) utilizaram 5 tipos diferentes de veículos, a pesquisa conduzida pelo autor deste trabalho utilizou 10 categorias diferentes de veículos, com base nas categorias de cobrança de pedágio. Sendo assim, a comparação das variações nos consumos de componentes deu-se da seguinte forma:

- Comparando os níveis de irregularidade de 2 e 6 m/km, para os dois estudos (Brasil e EUA);
- Comparando os resultados somente para a velocidade de 88 km/h (única compatível para ambos os estudos);
- Comparando os resultados somente nos três veículos presentes em ambos os estudos: caminhão leve, caminhão articulado e carro médio (excluindo as Vans e SUVs).

4. RESULTADOS

Os gráficos a seguir apresentam os resultados do comparativo entre as variações de consumo devido a irregularidade do pavimento no Brasil e nos EUA.

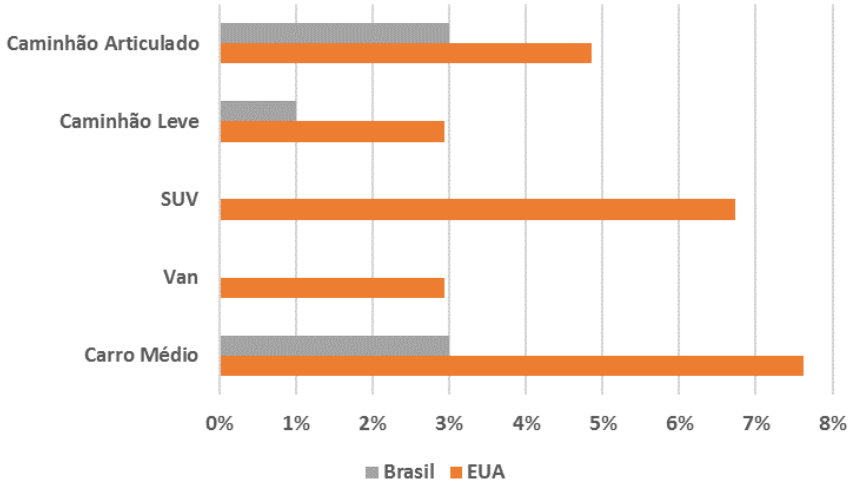


Figura 5: Comparativo das reduções no consumo de combustível devido à redução na irregularidade do pavimento

Percebe-se pela Figura 5 que a redução no consumo de combustível, sob as mesmas condições de irregularidade no pavimento e velocidade dos veículos, foi superior para os veículos no estudo dos Estados Unidos, quando comparados com os veículos no estudo brasileiro. Apesar disso, os caminhões articulados e os automóveis apresentaram maior sensibilidade à irregularidade quando comparados com os caminhões leves, em ambos os países.

Apesar da diferença apontada, existe uma explicação possível para a menor redução de consumo nos veículos brasileiros. Klein, Parreira e Fernandes Junior (2006) identificaram a influência das características geométricas (rampas e curvas) nos efeitos aos usuários pelo HDM-4, e embora o consumo para a rampa apresentada (somatório de subidas e descidas – RF – igual a 22 m/km) não sofra grandes variações, segundo o seu estudo, de modo geral, as maiores rampas provocam maiores consumos dos componentes, tornando os veículos menos sensíveis aos efeitos da irregularidade.

A redução no consumo de pneus é apresentada na Figura 6. O comportamento entre os veículos foi significativamente diferente, uma vez que nos Estados Unidos, todos apresentaram variações muito próximas (aproximadamente 4%), enquanto que os veículos na análise para o Brasil tiveram comportamentos bem distintos, onde os carros sequer apresentaram sensibilidade à irregularidade no consumo de pneus. Em contrapartida, o valor observado para o caminhão articulado foi praticamente o mesmo em ambos os estudos. Ainda que apresentem diferenças, tanto os consumos de combustível como de pneus apresentaram ordens de grandeza compatíveis.

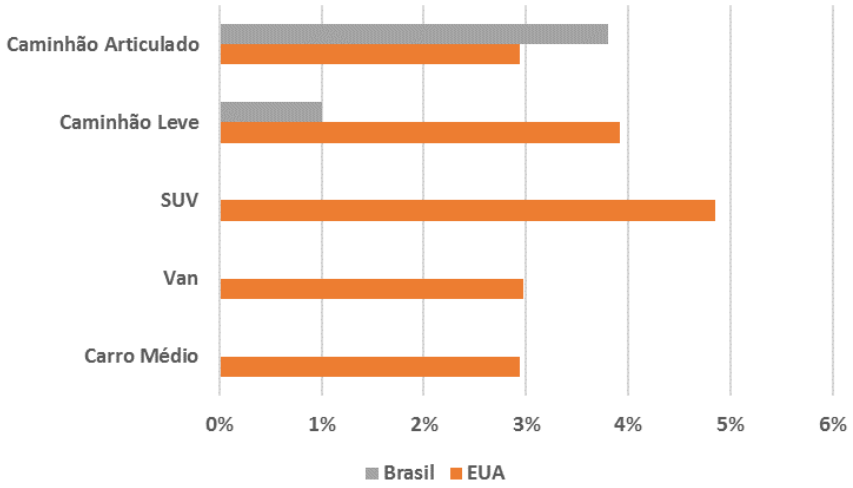


Figura 6: Comparativo das reduções no consumo de combustível devido à redução na irregularidade do pavimento

Como mencionado anteriormente, Klein, Parreira e Fernandes Junior (2006) apresenta os efeitos de rampa (representada no gráfico da Figura 7 no eixo das abcissas, com a letra RF) no consumo dos componentes dos veículos, e para o somatório de subidas e descidas da rodovia avaliada no estudo brasileiro, percebe-se um aumento de aproximadamente 10% nos custos com pneus. Esse, portanto pode ser um dos motivos para os menores valores encontrados em comparação com as rodovias estadunidenses.

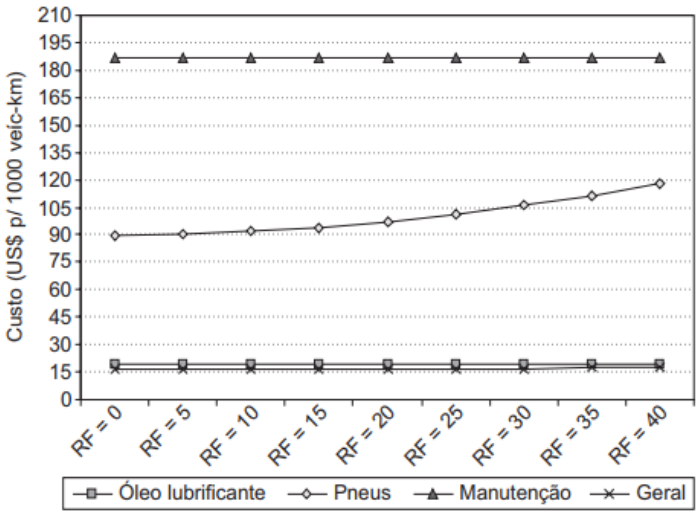


Figura 7: Custo de insumos dos veículos em função da curvatura vertical (Klein, Parreira e Fernandes Junior, 2006)

Por fim, foi realizado o comparativo com a variação nos custos de reparos e manutenção, apresentados na Figura 8. Destaca-se que o modelo utilizado no estudo para os Estados Unidos não foi o modelo do HDM-4, e sim um modelo desenvolvido com base em dados reais dos departamentos de transporte estaduais. O que se percebe é uma diferença acentuada na ordem de grandeza das reduções de consumo obtidas, uma vez que no estudo brasileiros, as reduções estiveram próximas dos 10%, e no estudo dos EUA a redução de consumo chegou a atingir mais de 100%.

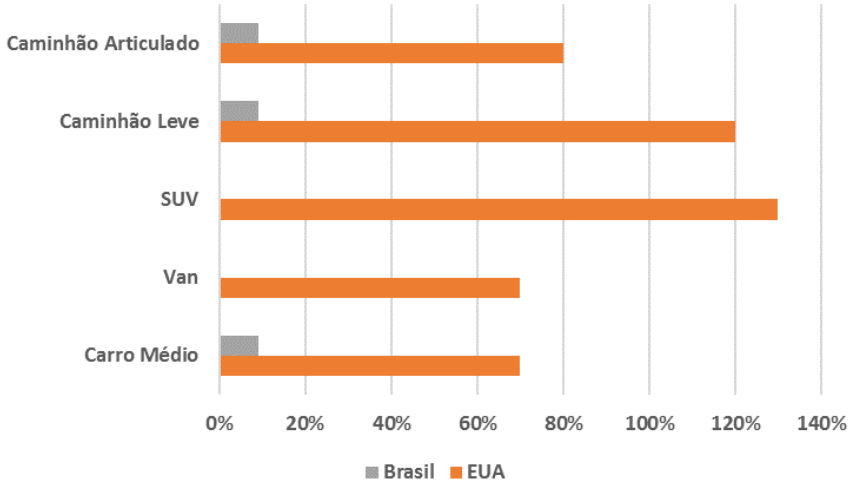


Figura 8: Comparativo das reduções nos custos com reparo e manutenção devido à redução na irregularidade do pavimento

Como a Figura 7 indica pouca influência de rampa nos custos de manutenção pelo modelo do HDM-4, podem-se realizar duas suposições para explicar tamanha diferença nos comportamentos dos veículos. Como reforçado pelos próprios autores, no estudo estadunidense, o modelo do HDM-4 não se apresentou adequado tanto pelas diferenças dos veículos como pela melhor condição dos pavimentos das rodovias nos EUA. Dessa forma, pode-se supor que, pela forma como se desenvolveu o HDM-4, utilizando muitas informações de países como o próprio Brasil, ambos os modelos apresentam resultados coerentes com a realidade local, e os veículos no Brasil são de fato menos sensíveis à irregularidade longitudinal do que os veículos nos EUA.

Outra suposição é a de que o modelo de estimativa dos custos com reparos e manutenção do HDM-4 não é adequado a nenhuma das realidades, e como o estudo dos EUA realizou a calibração dos parâmetros de um modelo próprio, os resultados foram compatíveis com a realidade local, devendo o mesmo ser realizado para análises realizadas no Brasil. Se isso de fato ocorrer, possivelmente o modelo do HDM-4 para reparos e manutenção subestima a influência da irregularidade longitudinal do pavimento nesse componente veicular. Ambas as suposições necessitam de mais evidências e mais estudos para serem testadas e validadas.

5. CONCLUSÕES

As análises realizadas neste trabalho permitiram efetuar um comparativo de resultados, em simulações realizadas em países distintos, com características físicas e operacionais muito diferentes, mas que utilizaram de um mesmo *software* e dos mesmos modelos para determinar a influência da irregularidade em alguns componentes veiculares.

Os resultados dos consumos de combustível e pneus foram compatíveis em ambos os países, uma vez que as variações nos consumos para uma mesma velocidade e entre os mesmos níveis de irregularidade, apresentaram ordens de grandeza semelhantes. Além disso, a influência da rampa no aumento do consumo dos componentes, já observada em trabalhos anteriores, pode explicar a menor sensibilidade dos veículos no Brasil à irregularidade do pavimento. Destaca-se, porém, que os resultados apresentados são apenas indícios de que o uso dos parâmetros de calibração dos modelos já presentes no HDM-4, sem a adaptação à realidade local, pode trazer resultados compatíveis com o que de fato ocorre com os veículos. Destaca-se, porém, que em análises mais completas, é preferível o conhecimento dos parâmetros reais dos veículos que trafegam por uma determinada rodovia em estudo.

Os resultados para os custos com reparos e manutenção, por sua vez, indicam uma necessidade maior de estudos que tragam maiores conclusões sobre a adequabilidade do modelo existente no HDM-4 à realidade das rodovias no Brasil. Além disso, os resultados apresentados, embora citados como realidade do Brasil, não representam de fato absolutamente todas as rodovias do país, que diferem muito nas características físicas e operacionais. Contudo, o uso dos modelos padrão do HDM-4, sem a calibração dos parâmetros, pode ocorrer em qualquer lugar do país, uma vez que, como já mencionado anteriormente, o *software* foi desenvolvido com base inclusive em dados do Brasil. Como exposto anteriormente, para as condições definidas neste trabalho, essa prática aparenta ser adequada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHO (1962). *The AASHO Road Test*: Report 5 - Pavement Research, HRB Special Report 6l-E, Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, D.C., 1962.

ANTT (2016). *Agência Nacional de Transportes Terrestres*. Disponível em: <http://www.antt.gov.br>. Acesso em: 17 mai. 2017.

CNT (2015). *Pesquisa Rodoviária 2015 – Relatório Gerencial*. Confederação Nacional do Transporte, Brasília, 420p.

Klein, F. C. (2005). *Análise da Influência de Características Geométricas de Rodovias nos Custos dos Usuários Utilizando o Programa HDM-4*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

Klein, F. C.; Parreira, A.B.; Fernandes Junior, J.L; (2006). *Avaliação dos custos de operação dos veículos e do tempo de viagem em função da geometria das rodovias*. Revista Minerva, v. 3, 223-233.

Nunes, D. F. (2012). *Procedimento para análise de sensibilidade do programa HDM-4*. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

Zaabar, I.; Chatti, K. (2014) *Estimating Vehicle Operating Costs Caused by Pavement Surface Conditions*. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2455, 63-76

AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS ATRAVÉS DE UM MÉTODO DE INSPEÇÃO VISUAL

Emerson Patrick Alves Martins
Maria Carolina da Silva Oliveira
Ary Ferreira da Silva
Universidade Federal do Cariri
Centro de Ciências e Tecnologia

RESUMO
A malha rodoviária brasileira é o principal meio de escoamento da produção nacional. Ela merece especial atenção no tocante a sua conservação e manutenção. Contudo, um dos grandes problemas para um funcionamento adequado de um sistema de gerenciamento da malha viária brasileira é a administração com muitas divisões, regras e procedimentos redundantes, desnecessários ao funcionamento do sistema. Essa burocracia arrasta-se pelos procedimentos e funcionamentos das avaliações periódicas dos pavimentos, pela escolha dos investimentos e pela etapa de levantamentos para projetos. Diante disso buscou-se testar um modelo de avaliação de pavimentos flexíveis através de coleta e análise de dados visuais de determinado trecho pavimentado. Foi realizada uma simulação tendo como exemplo experimental um trecho de 21,0 km de extensão da rodovia federal BR-116 no estado do Ceará, entre os municípios de Milagres e Brejo Santo. Ao final da inspeção visual, foi produzido um modelo de avaliação, incluindo fotografias e filmagens coletadas in loco, e que fora levado para especialistas em engenharia civil no ramo de estradas, para que os mesmos avaliassem as condições do pavimento e a eficácia deste modelo de avaliação proposto.

ABSTRACT
The Brazilian road network is the main outlet for domestic production. It deserves special attention in terms of its conservation and maintenance. However, one of the major problems for the proper functioning of a Brazilian road network management system is the administration with many redundant divisions, rules and procedures that are unnecessary to the operation of the system. This bureaucracy is driven by the procedures and functions of the periodic evaluations of pavements, the choice of investments and the stage of surveys for projects. The aim of this study was to test a model of evaluation of flexible pavements through the collection and analysis of visual data of a particular paved area. For this purpose, a simulation was performed, taking as an experimental example a 21.0 km extension of the federal road BR-116 in the state of Ceará, between the municipalities of Milagres and Brejo Santo. At the end of the visual inspection, an evaluation model was produced, including photographs and footage collected locally, which had been taken to civil engineering specialists in the road sector, so that they could assess the pavement conditions and the effectiveness of this model. Evaluation.

1. INTRODUÇÃO

No Brasil a malha rodoviária é o principal meio de escoamento da produção e uma das variáveis mais importantes da economia do país, tornando-se necessário que a mesma tenha um sistema de conservação e manutenção rápido e eficiente.

O estudo busca propor e aplicar, de forma experimental, um modelo de coleta e análise de dados visuais das condições de determinado pavimento, visando fazer uma avaliação prática do mesmo, como forma de otimizar parte das etapas de um sistema de gestão e manutenção de pavimentos flexíveis.

O interesse por esse tema se justifica pela necessidade de eliminar processos burocráticos, atividades e divisões de tarefas que chegam a ser redundantes, de forma a atrasar o pleno funcionamento de um sistema de gerência das vias pavimentadas.

A ideia de um modelo de avaliação da superestrutura viária de rodovias baseado em inspeção

visual, utilizando-se de fotografias e filmagens detalhadas dos pontos críticos dos trechos analisados, pode dispensar grande parte das atividades de campo por parte dos especialistas, pois a coleta de dados visuais, logicamente acompanhada de quantitativos e com georreferenciamento, pode passar a ser feita por técnicos e/ou operários dos departamentos de estradas, cabendo ao especialista apenas a análise dos dados coletados e a tomada de decisões de projeto e executivas.

Desta forma, pode-se haver considerável otimização na etapa de avaliação das condições dos pavimentos, e consequentemente, nas etapas de planejamento e projetos.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

Para que a malha viária funcione em ótimas condições, garantindo segurança e conforto para todos os usuários, é necessário que haja uma administração e gestão em todo o âmbito rodoviário, um sistema que possa organizar, planejar e atuar, garantindo a conservação e realizando a manutenção, seja ela preventiva ou corretiva. Para isso existe o Sistema de Gestão de Pavimentos.

De forma mais ampla, um sistema de gerenciamento de pavimentos se destina a todas as atividades envolvidas no planejamento, no projeto, na construção, na manutenção (conservação e restauração) e na avaliação dos pavimentos que fazem parte de uma infraestrutura viária. É um conjunto de ferramentas ou métodos para auxiliar os que tomam decisões a encontrar estratégias ótimas para construir, avaliar e manter os pavimentos em uma condição funcional aceitável, durante certo período de tempo.

Um sistema de gestão de pavimentos tem como função crucial, aumentar a eficiência das tomadas de decisões, facilitando a coordenação das atividades dentro da organização e assegurando a consistência das decisões tomadas em diferentes níveis de gerência dentro da mesma organização.

Conforme Hass et al. (1994), a gerência de pavimentos é subdividida em uma estrutura hierárquica de três níveis diferentes (Figura 1).

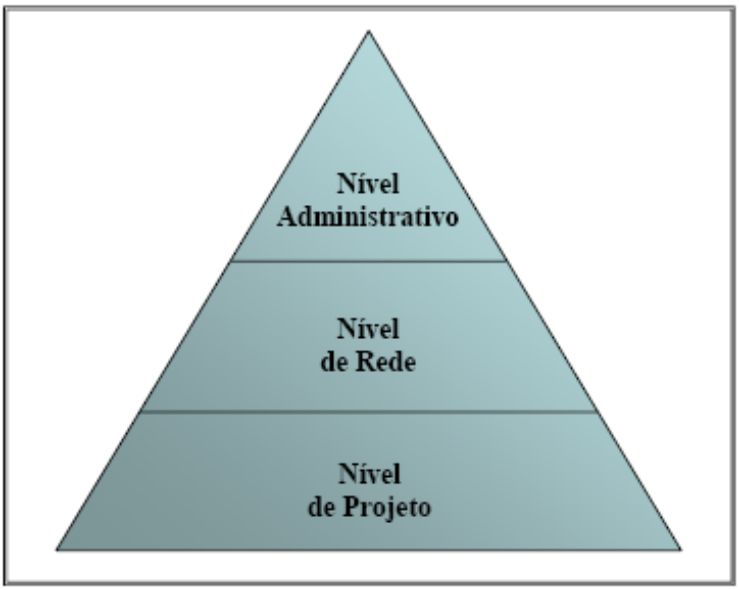


Figura 1: Hierarquia de um sistema de gestão de pavimentos.

O primeiro nível é o Administrativo, onde os recursos são alocados entre as diferentes categorias da infraestrutura de transportes. No Nível de Rede, os departamentos de gerência determinam as estratégias de intervenção, identificam as necessidades da malha e programam as atividades de intervenção. Com base nos resultados arranjados por ordem de prioridade pelo Nível Administrativo, os departamentos indicam os recursos que serão aplicados a rede. Os detalhamentos de cada tratamento serão abordados no Nível de Projeto.

Os dois últimos níveis são considerados da ação da engenharia. Este trabalho foca no Nível de Rede, pois pretende otimizar algumas estratégias de intervenção, baseado em um novo modelo de coleta e análise de dados.

O nível de rede pode ser dividido em três partes:

- Base de dados rodoviária;
- Avaliação da qualidade dos pavimentos;
- Avaliação das estratégias de aplicação dos recursos.

Dentro dessas fases específicas, o presente estudo atua de forma direta no subitem da avaliação das qualidades dos pavimentos. E de forma indireta, influi também no nível do projeto, abordado a seguir.

De acordo com Balbo (2007), quando da elaboração de projeto para construção de um determinado pavimento devem ser considerados os seguintes fatores:

- Características e condições do solo e subleito;
- Tráfego esperado (magnitudes e frequências das cargas dos veículos ou aeronaves);

- Materiais de construção disponíveis a distâncias economicamente viáveis;

- Práticas construtivas locais, experiência e habilidade das equipes de construção;

- Condições climáticas, principalmente pluviometria e oscilações térmicas;

- Importância da rodovia ou aeroporto, traduzida por meio de um nível de confiabilidade (NC) que o pavimento deverá apresentar. Quanto maior for o NC adotado, menores serão os custos de conservação e menos frequentes serão as intervenções requeridas.

Ainda conforme o autor, as etapas de projeto e manutenção dos pavimentos são influenciadas preponderantemente pelo tipo de revestimento empregado. O objetivo imediato na escolha e seleção de tipos de pavimentos e dos materiais a serem empregados em determinada obra é a minimização dos custos mantidas as demais condições.

Sobretudo em se tratando de conservação e manutenção da malha viária, a etapa de projeto depende intimamente das avaliações de qualidade dos pavimentos, realizadas no Nível de Rede.

Existem vários tipos e métodos de avaliação da qualidade dos pavimentos, métodos estes, elaborados e recomendados pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte):

Avaliação Objetiva: consiste, sucintamente, em avaliar o trecho estudado a pé, fazendo amostragem da via, e medindo as variáveis relacionadas aos defeitos da rodovia. De acordo com o DNIT, podem ser realizadas duas formas de avaliações objetivas, regulamentadas pelas normas DNIT 2003/006 – PRO (Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento) e DNIT 2003/007 – PRO (Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimentos flexíveis e semi-rígidos para gerência de pavimentos e estudos e projetos – Procedimento).

Avaliação Subjetiva: consiste em uma avaliação feita por um grupo de usuários, sem uso de dados ou quantitativos. Cada avaliador é levado para viajar em um veículo tipo médio padrão próximo a velocidade limite da via, com condições climáticas favoráveis, onde eles irão julgar os trechos sobre os quais estão viajando. O julgamento segue padrões de conforto e segurança, relativos a um trecho máximo de 2,0 km. Os avaliadores irão dar notas subjetivas de 0,0 a 5,0 para cada parâmetro medido. Por fim, os valores são coletados e arranjados em forma de média. A norma que padroniza a avaliação subjetiva é a DNIT 1003/009 – PRO (Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos – Procedimento).

Levantamento Visual: é feito em veículo a baixa velocidade, com auxílio de um computador de bordo e hodômetro digital, é então registrado o início e fim de cada evento e são medidos as áreas e extensões de defeitos.

O modelo de avaliação aqui proposto e testado, possui alguns dos procedimentos citados acima, porém com algumas vantagens e desvantagens em relação a estes métodos.

3. ASPECTOS METODOLÓGICOS

O modelo proposto consiste inicialmente em uma coleta de dados através de um levantamento

visual, onde devem ser fotografados todos os tipos de defeitos encontrados no trecho estudado, anotando e medindo sua incidência com um auxílio de um hodômetro e de um aparelho GPS.

Este levantamento visual pode ser feito por equipe composta por técnicos e operários, e pode ser acompanhada de dados quantitativos referentes às dimensões dos defeitos encontrados.

Em seguida, após as fotografias e levantamentos quantitativos, deverão ser feitas filmagens de um ponto fora da pista, para mostrar como se comporta o tráfego nos pontos críticos com maior incidência de defeitos.

É importante ressaltar que os dados visuais a serem coletados devem ser de alta qualidade visual. A câmera deverá ser acoplada no veículo através de um suporte colocado no para-brisa, de modo que a mesma registre a pista e tráfego existente.

Neste trabalho, este método foi testado e avaliado por especialistas, tanto o trecho experimental como o próprio método. Infelizmente, devido à ausência de uma equipe profissional que pudesse atuar em uma rodovia federal de tráfego intenso (como a BR-116, que teve um trecho de 21,0 km aqui analisado), para que pudesse sinalizar, paralisar e organizar o tráfego, de modo a liberar espaço para que a pesquisa fosse realizada.

Antes de serem repassados aos especialistas, os dados passaram por uma seleção e organização, ficando dispostos de acordo com sua ordem no trecho. Este fora representado por imagens via satélite, referenciado com coordenadas UTM e dividido em partes. Estas divisões são arbitradas de acordo com a homogeneidade de cada parte, separando os trechos mais críticos e como mais incidência de defeito.

A avaliação encaminhada para especialistas que atuam no ramo de engenharia de transportes, com experiência na área de pavimentação, totalizando cinco, que se propuseram a colaborar e testar este método de avaliação de pavimentos flexíveis. De modo que a avaliação foi fundamentada no seguinte roteiro: analisar as condições da via e comportamento do tráfego, para em seguida decidir o procedimento a ser tomado conforme o diagrama da figura 2.

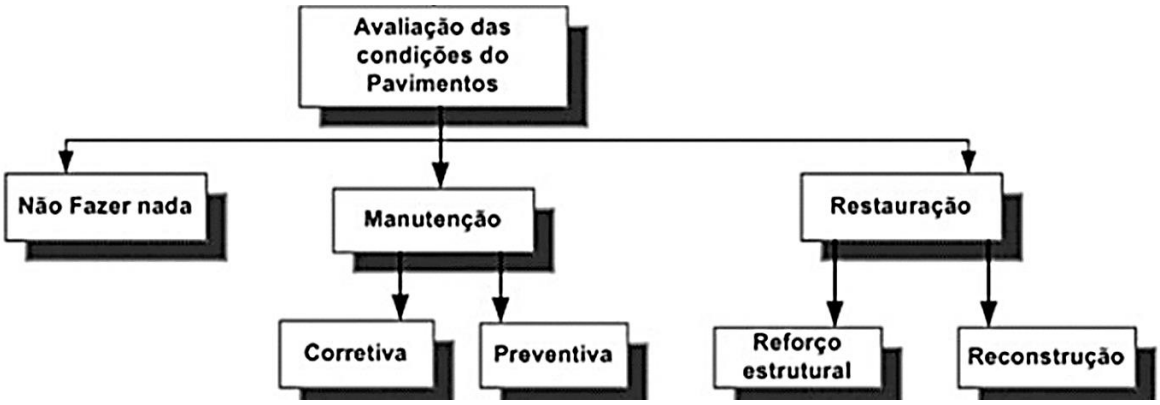


Figura 2: Roteiro para avaliação das condições dos pavimentos

Foi solicitado que os especialistas analisassem as condições de cada segmento e de cada defeito isolado, julgando a necessidade de intervenção no defeito ou segmento estudado. Também solicitava que os especialistas sugerissem as diretrizes possíveis a serem tomadas para a

manutenção de cada segmento. Além disso, foi deixado um espaço opcional para observações ou comentários que os especialistas julgassem relevantes. No final, foi solicitado que cada especialista avaliasse a eficácia e a utilidade real deste método de avaliação.

O avaliador também deve ignorar os aspectos do projeto geométrico do trecho da rodovia que está sendo avaliada (alinhamento, largura do acostamento, largura do revestimento, etc.). Os segmentos devem ser avaliados como se o projeto geométrico fosse adequado para qualquer tipo de tráfego.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Após a coleta de dados visuais com incidências dos defeitos anotados, juntamente com as distâncias percorridas obtidas com auxílio do hodômetro, foi realizada a organização dos dados coletados.

Inicialmente analisou-se a incidência ou não de patologias, juntamente com as distâncias percorridas, para dividir o trecho em segmentos, conforme a figura 3.

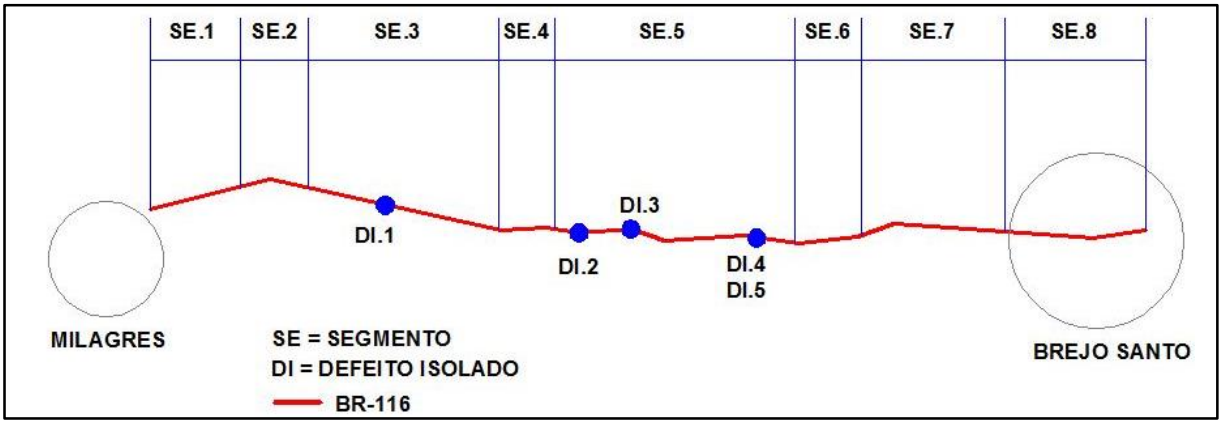


Figura 3: Trecho dividido em segmentos, de acordo com sua homogeneidade de conservação, apontando também os defeitos isolados.

Vale ressaltar que os segmentos sem defeitos não necessitam serem fotografados ou filmados, pois o objetivo deste método é otimizar a etapa de avaliação, e incluir dados de pavimentação sem defeitos proporcionaria atividades redundantes e desnecessárias para os especialistas que fossem realizar a avaliação. As figuras baixo mostram alguns dos dados visuais que foram mostrados aos especialistas para a análise.



Figura 4: Defeitos no segmento 1: (a) trinca transversal na junção solo-ponte e panela surgindo, devido à gravidade de trincas tipo couro de jacaré; (b) fissuras longitudinais, provavelmente causadas por problemas na drenagem de águas pluviais



Figura 5: (a) trincas tipo couro de jacaré, defeito predominante por todo segmento 1; (b) detalhe das fissuras, com perda de agregados e massa asfáltica, iniciando uma panela.



Figura 6: (a) encosta desprotegida, ausência de drenagem, panela, água e solo sobre a via; (b) buraco no acostamento, com rompimento do meio fio.



Figura 7: Defeitos no segmento 6: (a) enorme deformação plástica, com fendas erosões. (b) panelas de grandes dimensões no centro da via, ao fundo, a equipe de sinalização e coleta de dados.

Após toda a coleta e organização de dados, foi montado o modelo de avaliação para ser repassado a cada especialista participante desta pesquisa.

O modelo feito é em forma de tabela, visando praticidade e fácil entendimento, de acordo com os parâmetros estabelecidos no item anterior, e organizado de acordo com as tabelas 01 e 02, preenchidas como exemplo.

Tabela 1: Primeira parte da avaliação entregue aos engenheiros especialistas.

DADOS PRELIMINARES				**INTERVENÇÃO IMEDIATA?**	
SEGMENTO	**EXTENSÃO (m)**	**VÍDEOS**	**DEFEITOS E PROBLEMAS ENCONTRADOS**	**SIM**	**NÃO**
X	X metros	VÍDEO XX	DEFEITO X1	X	-
			DEFEITO X2	-	X

A tabela 02 é a continuação da tabela 01, com as linhas correspondentes aos respectivos defeitos apresentados na tabela 01.

Tabela 2: Segunda parte da avaliação entregue aos engenheiros especialistas.

GUIA DE MANUTENÇÃO					
(ASSINALAR APENAS UMA ALTERNATIVA)					
NÃO FAZER NADA	**MANUTENÇÃO PREVENTIVA**	**MANUTENÇÃO CORRETIVA**	**REFORÇO ESTRUTURAL**	**RECONSTRUÇÃO**	**NECESSITA DE OUTROS ESTUDOS**
X	-	-	-	-	-
-	-	**X**	-	-	-

Por fim, era pedido que o avaliador atribuísse uma nota de utilidade para o método proposto.

As respostas obtidas por parte dos especialistas, mostraram-se variáveis em alguns defeitos, porém periódico em outros aspectos.

Percebe-se que em defeitos mais graves e visíveis como panelas, escorregamentos, dentre outros, as respostas dos especialistas tendem a ser próximas dentro das opções do guia de manutenção.

Provavelmente, a ausência de quantitativos, os quais não foram possíveis serem coletados, influenciou nas diretrizes escolhidas pelos especialistas, sobretudo nos defeitos mais simples e superficiais, como fissuras sem erosão por exemplo, pois os especialistas não tiveram conhecimento das dimensões destes defeitos (espessura, profundidade, comprimento, etc.) nem da suas exatas ocorrências no trecho estudado.

Contudo, ainda na avaliação, foi pedido que os avaliadores atribuíssem uma nota de utilidade ao método, variando de 0,0, inútil, a 5,0, muito útil, e que dessem a nota, supondo a aplicação do mesmo método acompanhado de dados quantitativos mais precisos. As notas foram organizadas e analisadas e forma de média, pela seguinte fórmula.

$$VS = \frac{\sum X}{n}$$

Onde:
VS – Valor de serventia ou utilidade;
X – Notas individuais de cada avaliador;
n – Número de avaliadores.
Obteve-se, então:

$$VS = \frac{(4{,}5 + 4{,}1 + 3{,}0 + 3{,}5 + 3{,}5)}{5} \cong 3{,}7$$

Portanto, o valor de serventia ou utilidade para o método proposto, foi 3,7, que na escala utilizada, classificasse como útil. Vale ressaltar, que este valor é dado por cada especialista de forma subjetiva, e que os mesmos incluíram observações na avaliação, deixando claro que para a utilização deste método, é imprescindível a presença de dados quantitativos.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para que sempre se consiga uma boa conservação do sistema viário, é indispensável um bom

funcionamento de um Sistema de Gestão de Pavimentos, com eficiência desde as etapas de avaliação até a manutenção e execução.

Este método, apesar de limitado quanto a sua precisão, mostrou-se útil e aceitável, como forma de avaliação de pavimentos flexíveis, sendo rápido, barato e prático, dispensando atividades redundantes e burocráticas para engenheiros civis especialistas em engenharia de transportes e para departamentos de estradas.

Contudo, o método de avaliação de pavimentos flexíveis, através de inspeção visual, não foi proposto para substituir outras formas de avaliação, mas sim, como ferramenta adicional para casos mais corriqueiros, que possam ser analisados e solucionados com estudos mais simples.

As respostas dos avaliadores, provavelmente, sofreram interferência direta devido à falta de quantitativos precisos dos defeitos encontrados, tanto em dimensões como em incidência, portanto sugere-se que esse método só seja aplicado se as imagens coletadas forem acompanhadas de quantitativos precisos e de uma equipe profissional para executar a coleta de dados. Apesar deste inconveniente, os avaliadores consideraram o método útil e aceitável.

Também vale ressaltar que a BR-116, no interior do estado do Ceará, passou por obras nesta presente década, mas que já apresenta uma grande quantidade e variedade de patologias.

Esta rodovia carece de diversos estudos específicos, mais aprofundados, como estudos geotécnicos, por exemplo, além de uma fiscalização competente que possa controlar a utilização desta importante rodovia.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALBUQUERQUE, Fernando Silva. Sistema de gerência de pavimentos para departamentos de estradas do Nordeste brasileiro, Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros, Rio de Janeiro, PETROBRÁS: ADEBA, 2006.

DNIT. Manual de conservação rodoviária. Publicação IPR-710. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, 2005.

DNIT. Manual de restauração de pavimentos asfálticos. Publicação IPR-720. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, 2005.

DNIT 008/2003 – PRO: Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.

DNIT 009/2003 – PRO: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento. Ministério dos Transportes. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes.

HAAS, R. C. G., HUDSON W. R., ZANIEWSKI J. P. Modern pavement management. Krieger Publishing Company. Malabar, Florida, 1994.

HENRIQUE, Yuri Flôr. Método de avaliação de pavimentos aeroportuários – Aplicação a um aeródromo militar. Projeto de Graduação, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2013.

PANTELIAS, A. Asset management data collection for supporting decision processes. Master of Science in Civil and Environmental Engineering - The Via Department of Civil and Environmental Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Virginia, USA, 2005.

ZHENG LI. A probabilistic and adaptive approach to modeling performance of pavement infrastructure. Doctoral dissertation, The University of Texas at Austin, Austin, USA, 2005.

Emerson Patrick Alves Martins (epatrickmartins@gmail.com)
Maria Carolina da Silva Oliveira (carolinasioliveira@gmail.com)
Ary Ferreira da Silva (ary.silva@ufca.edu.br)
CCT – Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal do Cariri
Av. Tenente Raimundo Rocha S/N - Bairro Cidade Universitária, Juazeiro do Norte - Ceará

AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO AMBIENTAL DOS SERVIÇOS DE MANUTENÇÃO RODOVIÁRIA PELA PERCEPÇÃO DAS CONCESSIONÁRIAS DE RODOVIAS

Luis Fernando Sequinel
Heliana Barbosa Fontenele
Universidade Estadual de Londrina
Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

RESUMO
Durante muitos anos não houve grandes investimentos em conservação da malha rodoviária pavimentada brasileira, fazendo com que a qualidade caísse demasiadamente. Por isso, as ações referentes a manutenção e reabilitação das estradas representam um grande volume de serviços, principalmente nas regiões mais desenvolvidas, onde a malha pavimentada é grande, causando diversos impactos ambientais. A gestão ambiental destes serviços atualmente se resume apenas nos processos de licenciamento ambiental. Sendo assim, o objetivo desta pesquisa é elaborar uma matriz de indicadores para o desenvolvimento de um índice de avaliação de desempenho ambiental dos serviços de manutenção rodoviária, utilizando a percepção das concessionárias de rodovias. Para isso, será utilizada a Metodologia de Apoio à Decisão Construtivista (MDCA-C). O resultado esperado é que o índice ofereça embasamento coerente e objetivo para a tomada de decisão dos gestores.

Luis Fernando Sequinel (sequinelutf@gmail.com)
Heliana Barbosa Fontenele (heliana@uel.br)
Departamento de Construção Civil, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Universidade Estadual de Londrina
Rodovia Celso Garcia Cid, PR 445 Km 380 – Londrina, PR, Brasil

USO DE MODELAGEM DINÂMICA DE SISTEMAS CONECTADA A UM SIG PARA A GERÊNCIA DE PAVIMENTOS URBANOS

Simone Becker Lopes
Universidade Federal de Santa Catarina – Centro de Engenharia da Mobilidade
Amanda Oliveira Justino Eller
José Leomar Fernandes Júnior
Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos

RESUMO
Neste trabalho, aplica-se a modelagem dinâmica, com uso do programa Vensim, a um Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos (SPGU), em estudo de caso realizado com dados de cidade brasileira de médio porte. O método desenvolvido aprimora o processo de tomada de decisão por parte dos profissionais responsáveis pela manutenção e reabilitação dos pavimentos, permitindo, também, a compatibilização com o planejamento de intervenções em outras infraestruturas urbanas (água, esgoto, energia elétrica, gás, telefonia etc.), o que pode resultar em significativa redução do custo total para a sociedade. Todas as vias foram avaliadas e foi feito um diagnóstico de cada tipo de defeito encontrado, avaliando-se a extensão e o nível de severidade. Os dados foram inseridos em um banco de dados vinculado a um SIG, facilitando o acesso às informações e a visualização dos problemas. O Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos Dinâmico (SGPUD) constitui um exemplo de processo sinérgico, com transferência de tecnologia para a sociedade, que une o poder público (prefeituras), a universidade e a iniciativa privada, representada pelas empresas prestadoras de serviços na área de infraestrutura urbana, evidenciando os benefícios ao município decorrentes de informações e análises com sólida base técnica.

ABSTRACT
In this work, the dynamic modeling, using the Vensim program, is applied to an Urban Pavement Management System (SPGU), in a case study conducted with data from a medium-sized Brazilian city. The developed method improves the process of decision making by the professionals responsible for the maintenance and rehabilitation of pavements, allowing also the compatibility with the planning of interventions in other urban infrastructures (water, sewage, electricity, gas, telephony etc.).), which can result in a significant reduction of the total cost to society. All links were evaluated and a diagnosis was made for each distress type, assessing the extent and level of severity. The data were inserted in a database linked to a GIS, facilitating the access to the information and the visualization of the problems. The Dynamic Urban Pavement Management System (SGPUD) is an example of a synergistic process, with technology transfer to society, linking public power (prefectures), university and private enterprise, represented by companies providing services in the area of urban infrastructure, evidencing the benefits to the municipality resulting from information and analyzes with a solid technical basis.

1. INTRODUÇÃO

É inquestionável a importância da utilização de um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) para se ter um melhor desempenho e a devida alocação de recursos nas atividades de manutenção e reabilitação (ZANCHETTA, 2017). Igualmente inquestionável é que também os SGP devem ser continuamente aprimorados, incorporando novas e melhores ferramentas.

No âmbito das cidades brasileiras de médio e grande porte, nas quais os Sistemas de Gerência de Pavimentos Urbanos (SGPU) poderiam contribuir para a otimização das atividades de manutenção e reabilitação (M&R) dos pavimentos, ainda tem prevalecido a tomada de decisão de forma aleatória, com base apenas na experiência de alguns profissionais e em decisões políticas, o que tem levado a uma situação de desperdício dos já escassos recursos financeiros, equipamentos e mão de obra.

A falha gerencial envolve a falta de um diagnóstico da condição dos pavimentos, a partir do qual poderiam ser sugeridas estratégias de intervenções, do “nada a fazer” até a “reconstrução”, passando pelas “manutenções corretiva e preventiva” e pelo “reforço estrutural”, restringindo-se, atualmente, aos reparos de segmentos com necessidades extremas, selecionados com base em reclamação da população, alertas da mídia ou vontade política.

Este trabalho procura contribuir para o desenvolvimento de sistemas de gerência de pavimentos urbanos para cidades de médio e grande porte, com uso de modelagem dinâmica de sistemas, que consiste em estabelecer interações em que a mudança em uma variável afeta outras variáveis, que por sua vez voltam a afetar a variável inicial. O resultado final contempla a definição das estratégias de intervenção para cada segmento, a previsão do custo total das intervenções, a priorização dos segmentos e o ano indicado para a realização das atividades, de acordo com o orçamento anual disponível.

Uma contribuição complementar deste trabalho se dá através do uso de um Sistema de Informação Geográfica (SIG), com o qual é possível gerar mapas temáticos, em que as informações fornecidas pelo modelo de simulação dinâmica são apresentadas de forma visual, o que pode facilitar a análise por parte da equipe responsável pela tomada de decisão quanto às atividades de manutenção e reabilitação dos pavimentos.

2. SISTEMA DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS URBANOS DINÂMICO

Um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), segundo Haas et al. (1994), consiste na coordenação das atividades de planejamento, projeto, construção, manutenção, avaliação e pesquisa de pavimentos, com o objetivo de utilizar informações confiáveis para obter o máximo retorno com os recursos disponíveis.

Quando se trabalha em nível de rede, como é o caso deste estudo, utilizam-se informações abrangendo toda a malha viária, procurando-se tomar decisões relacionadas ao planejamento e programação das intervenções. São definidos os segmentos da malha viária e são coletados dados referentes a cada trecho, como idade, estrutura do pavimento, histórico das intervenções, condição do pavimento, classificação funcional e volume de tráfego (LOPES et al., 2008), com base nos quais é feita a tomada de decisão (Figura 1).

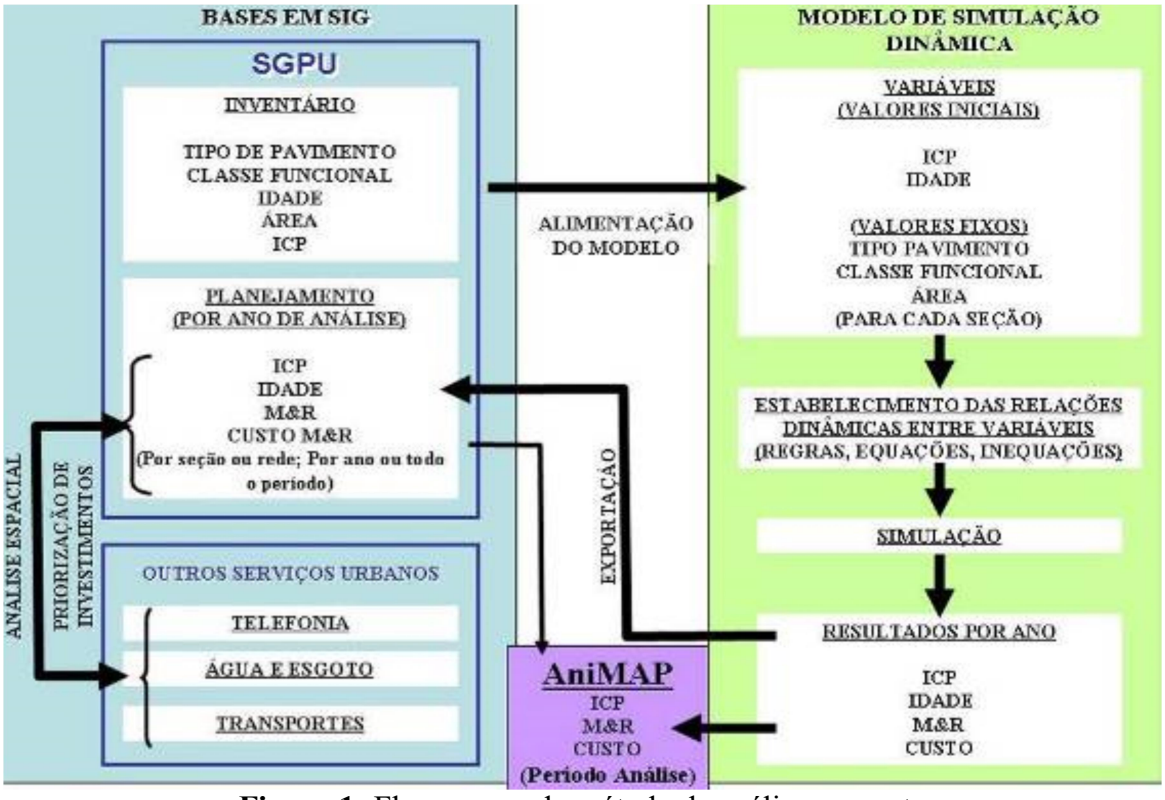


Figura 1: Fluxograma do método de análise proposto

2.1. Modelagem Dinâmica

Um sistema de modelagem dinâmica é aquele no qual se permite ter um entendimento de como todos os elementos interagem entre si, de modo que a mudança em uma variável afeta outras variáveis do sistema, até que estas últimas voltem a afetar a variável inicial.

Para a aplicação da Dinâmica de Sistemas foi utilizado o software Vensim, que possui versões acadêmicas distribuídas gratuitamente no site de seu desenvolvedor, Ventana Systems. É possível representar facilmente um modelo mental através da modelagem visual, escrevendo as variáveis na tela do programa e definindo suas relações com setas, sendo possível, também, definir o modelo formal através das equações matemáticas, que regem o comportamento de cada variável. Através da simulação e análise dos resultados, expressos na forma de gráficos e tabelas, pode-se aprimorar o modelo e melhorar o processo.

Com esta ferramenta os dados são trabalhados de modo a se obter informações que respondam as perguntas: Onde realizar atividades de M&R? Quais atividades realizar? Qual será o custo dessas atividades? Quando realizar tais atividades?

2.2. Sistema de Informações Geográficas

Um Sistema de Informações Geográficas (SIG) consiste em um conjunto de ferramentas capaz de adquirir, armazenar, transformar e emitir informações espaciais e não-espaciais. (SILVA et al., 2008). Assim, é inquestionável que os sistemas de transportes sejam uma das áreas nas quais o SIG pode desempenhar um importante papel.

Após utilizar o programa Vensim para se obter as informações desejadas sobre quais, onde e quando realizar atividades de M&R, um SIG pode ser utilizado para transformar as informações em imagens, através de mapas temáticos, que permitem mostrar os cenários atuais e fazer previsões de cenários futuros.

3. MONTAGEM DO MODELO DE SGPUD

3.1. Diagrama de Relações Causais

A primeira etapa para a construção de um modelo dinâmico é a criação de diagramas causais, ou seja, diagramas que permitam visualizar, através de setas, qual a interação entre as variáveis consideradas. É possível observar quais fatores influenciam cada variável e quais e são influenciados por elas.

No caso do modelo utilizado para este estudo, as variáveis se relacionam da seguinte forma:

- O ICP, a idade, o VDM e a classe funcional determinam o Índice de Prioridade (IP) de cada trecho;
- O IP determina a ordem em que os trechos devem receber as atividades de manutenção;
- A atividade de M&R de cada trecho é determinada em função do ICP, da idade e do VDM;
- A partir da ordem definida, o custo unitário de cada atividade de M&R e o orçamento anual disponível determinam quais trechos devem receber manutenção a cada ano.

Conforme um trecho recebe uma atividade de manutenção, seu ICP é modificado, retornando ao começo do ciclo. A Figura 2 apresenta um modelo simples de Diagrama de Relações Causais, que serviu de ponto de partida para os modelos desenvolvidos neste estudo, em que foram considerados os seguintes fatores: Índice de Condição do Pavimento (ICP); idade do pavimento; Volume Diário Médio (VDM) e classe funcional da via (arterial, coletora, local).

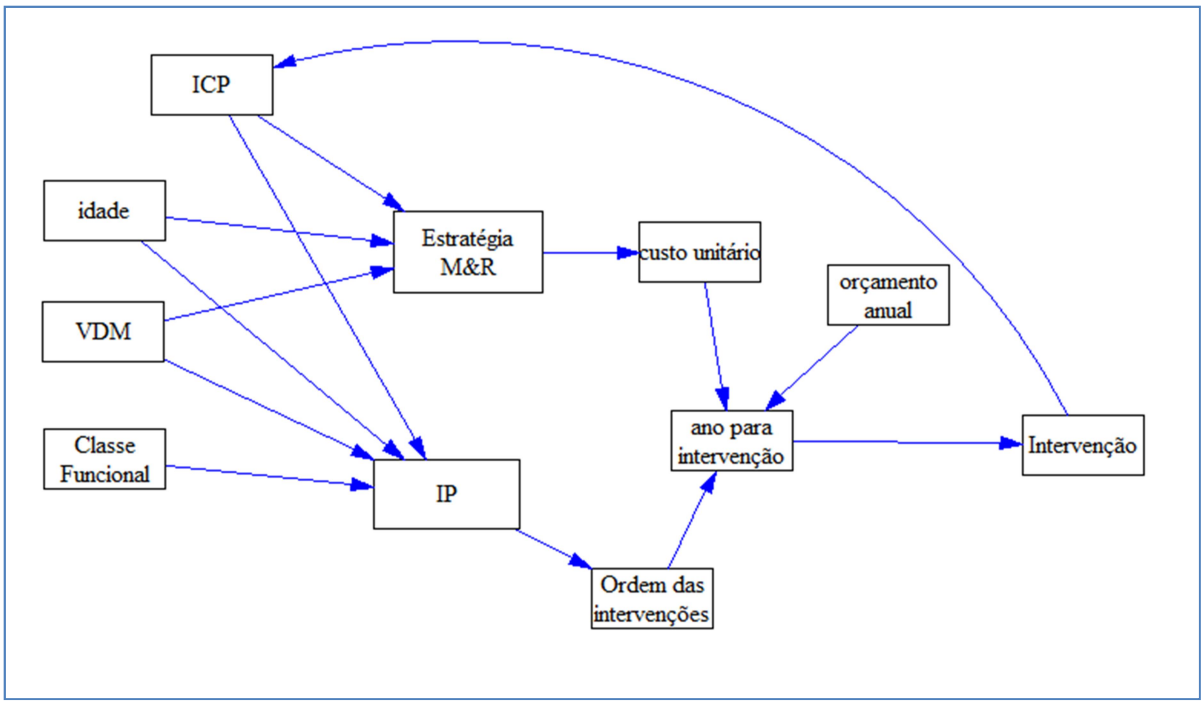


Figura 2: Diagrama de Relações Causais inicial de um SGPU

O conceito de ICP (Índice de Condição do Pavimento) foi desenvolvido na década de setenta pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) com o intuito de quantificar a condição de pavimentos de estradas militares, ruas e áreas de estacionamento. Pode ser avaliado subjetivamente ou calculado a partir de resultados de uma avaliação de defeitos no campo, na qual se registram os tipos de defeitos encontrados e sua severidade e extensão. A partir destas informações são deduzidos pontos de um total de 100, em que 100 é o limite superior da condição muito boa e 0 é o limite inferior da condição muito ruim.

A idade do pavimento é o tempo transcorrido desde a sua construção, exceto nos casos em que já houve alguma atividade de reabilitação na via, como reforço ou reconstrução. Nestes casos, no momento em que a atividade é realizada, pode-se considerar que a idade do pavimento volta a "zero", já que as atividades de reabilitação têm como característica uma mudança na estrutura do pavimento, deixando-o com características semelhantes às características de um pavimento novo.

O tráfego pode ser quantificado pelo volume diário médio (VDM), que é o volume médio de tráfego referente a 24 horas, num certo local. Quanto à classificação funcional, o Código Brasileiro de Trânsito estabelece que as vias urbanas podem ser divididas em quatro classes funcionais: vias de trânsito rápido, via arterial, via coletora e via local. Via de trânsito rápido é aquela caracterizada por acessos especiais, com trânsito livre, sem interseções em nível, sem acessibilidade direta aos lotes lindeiros e sem travessia de pedestres em nível. Via arterial é aquela caracterizada por interseções em nível, geralmente controlada por semáforo, com acessibilidade aos lotes lindeiros e às vias secundárias e locais, possibilitando o trânsito entre as regiões da cidade. Via coletora é aquela destinada a coletar e distribuir o trânsito que tenha necessidade de entrar ou sair das vias de trânsito rápido ou arteriais, possibilitando o trânsito dentro das regiões da cidade. E via local, por fim, é aquela caracterizada por interseções em nível não semaforizadas, destinada apenas ao acesso local ou a áreas restritas.

Cada uma das variáveis tem um comportamento que varia com o tempo e podem ser descritas de maneiras distintas. Esta mudança temporal de comportamento é de grande importância para a modelagem dinâmica, já que a situação encontrada hoje não é a mesma que será encontrada após alguns anos, interferindo assim nos resultados finais. A unidade de tempo utilizada será um ano.

A idade do pavimento evolui proporcionalmente ao tempo, sendo que sua contagem recomeça quando é realizada alguma atividade de reabilitação na via. Por sua vez, a classe funcional de uma via tende a não mudar quando se olha um período de tempo como o desta análise (oito anos), a não ser que haja algum projeto especial com este objetivo, que pode ser desde uma mudança no tráfego de um conjunto de ruas, que pode levar uma via local a funcionar como via coletora, ou medidas de moderação do tráfego ("traffic-calming"), que pode retirar o fluxo intenso de uma rua e fazer com que ela deixe de ser coletora e passe a ser local, ou até mesmo fazer com que uma via local vire uma via de pedestres.

O ICP tende a diminuir com o tempo, em função das solicitações do tráfego, das intempéries e do próprio envelhecimento. Zerbini (1999) desenvolveu, com base nos dados da cidade de Araraquara, equações que descrevem o comportamento do ICP com o tempo, para cada tipo de classe funcional e histórico de manutenção das vias. As equações são apresentadas na Tabela 1, em que:

ICP = Índice de Condição do Pavimento após t anos;
t = anos decorridos da avaliação.

Tabela 1: Equações dos modelos de desempenho desenvolvidos por Zerbini (1999)

	Com Manutenção	Sem Manutenção
Vias Arteriais	$ICP = 97{,}95 \cdot 0{,}9920^{t}$	$ICP = 96{,}81 \cdot 0{,}9910^{t}$
Vias Coletoras	$ICP = 98{,}53 \cdot 0{,}9940^{t}$	$ICP = 97{,}87 \cdot 0{,}9930^{t}$
Vias Locais	$ICP = 98{,}89 \cdot 0{,}9940^{t}$	$ICP = 97{,}87 \cdot 0{,}9930^{t}$

Com o objetivo de adaptar as equações disponíveis para uma situação na qual se tenha as informações atuais dos pavimentos, porém não se conhece a sua idade, é proposto o uso do ICP_i (ICP inicial), que é a condição do pavimento no momento inicial da análise. Dessa forma, a degradação do pavimento começa a ser contada do momento em que a avaliação é feita e acontece de forma constante, conforme apresentado na Tabela 2, em que:

ICP_t = Índice de Condição do Pavimento após t anos;
ICP_i = Índice de Condição do Pavimento no momento da avaliação;
t = anos decorridos da avaliação.

Tabela 2: Equações propostas para medida de desempenho do pavimento em situações onde não há registro da idade do pavimento

	Com Manutenção	Sem Manutenção
Vias Expressas e Arteriais	$ICP_t = ICP_i \cdot 0{,}9920^{t}$	$ICP_t = ICP_i \cdot 0{,}9910^{t}$
Vias Coletoras e Locais	$ICP_t = ICP_i \cdot 0{,}9940^{t}$	$ICP_t = ICP_i \cdot 0{,}9930^{t}$

O VDM, com o passar dos anos, evolui de acordo com a Equação 1:

$$VDM_n = VDM_0(1+i)^n \quad (1)$$

Sendo: VDM_n = VDM no ano n;
VDM_0 = VDM no ano zero;
n = anos;
i = taxa de crescimento do VDM, adotada igual a 5% neste trabalho.

3.2. Índice de Prioridade

Para se definir quais vias têm prioridade no recebimento das atividades de manutenção ou reabilitação, é utilizado um Índice de Prioridade (IP), determinado em função do ICP, da idade, do VDM e da classe funcional da via (Equação 2). Os cinco níveis dos fatores considerados no cálculo do IP são apresentados na Tabela 3.

$$IP = 0{,}7[(niv\_ICP - 1) \cdot 5 + niv\_IDADE] + 0{,}3[(niv\_VDM - 1) \cdot 3 + niv\_CF] \quad (2)$$

em que: IP = índice de prioridade;
niv_ICP = nível no qual se enquadra o ICP da via;
niv_IDADE = nível no qual se enquadra a idade da via;
niv_VDM = nível no qual se enquadra o VDM da via;
niv_CF = nível no qual se enquadra a classe funcional da via.

Tabela 3: Definição dos níveis dos fatores ICP, Idade e VDM

ICP	1	2	3	4	5
	Muito Ruim	Ruim	Regular	Bom	Muito Bom
(0 – 100)	0 – 30	30 – 50	50 – 70	70 – 90	90 – 100
IDADE	1	2	3	4	5
	Muito Velho	Velho	Regular	Novo	Muito Novo
(anos)	> 20	20 – 15	15 – 10	10 – 5	< 5
VDM	1	2	3	4	5
	Muito Alto	Alto	Regular	Baixo	Muito Baixo
(UVP/1000)	> 30	30 – 15	15 – 5	5 – 1	< 1

3.3. Escolha da Estratégia de M&R

De acordo com as informações disponíveis sobre cada pavimento, é possível fazer a escolha da atividade de M&R que deve ser realizada no trecho, de modo que atenda às suas necessidades. A técnica de apoio à decisão utilizada neste trabalho foi a Árvore de Decisão (Fernandes Jr. et al., 2006), sendo a estratégia de M&R escolhida em função do ICP, da Idade e do VDM do segmento analisado. Os fatores de entrada são considerados em níveis, como apresentado na Tabela 3, e as Estratégias disponíveis são as apresentadas na Tabela 4.

3.4. Fator de Decisão: Custo

Pesquisa realizada por Lima (2007), com respostas de diversos municípios brasileiros de médio porte, constatou que um dos fatores mais levados em consideração na hora da decisão sobre qual trecho deve sofrer intervenção é o custo, pois o orçamento anual disponível é um fator limitante. Assim, neste trabalho, após a hierarquização de todos os trechos, de acordo com o IP, e da determinação, para cada um deles, da melhor estratégia de manutenção ou reabilitação, calcula-se o custo total da intervenção recomendada para cada trecho a partir do custo unitário e da área que necessita de manutenção. Com o custo acumulado, na ordem decrescente de prioridade, e conhecendo-se o orçamento anual disponível, determinam-se quais atividades podem ser desenvolvidas naquele ano e quais devem ser feitas nos anos seguintes. Além disso, essa análise também pode servir solicitações de dotação orçamentária complementar, a fontes estatais e privadas, inclusive estrangeiras.

Tabela 4: Atividades de M&R consideradas e seus respectivos custos unitários

Estratégia	Descrição	Custo unitário (R$/m²)
0	Não fazer nada	-
1	Manutenção Corretiva	2,00
2	Manutenção Preventiva	5,00
3	Reforço Convencional	18,00
4	Reforço com Fresagem	25,00
5	Reconstrução	50,00

4. TESTE DO SGPUD

Com o objetivo de testar o uso da ferramenta de modelagem dinâmica a um Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos, foi utilizada, inicialmente, uma base de dados fictícia, com 10 trechos viários homogêneos, ou seja, com características estruturais e funcionais semelhantes dentro do segmento. As características de cada segmento encontram-se na Tabela 5, que fornece informações relativas à área da seção (largura da via multiplicada pelo comprimento do trecho), à classe funcional (via de trânsito rápido: 1; arterial: 2; coletora: 3; ou local: 4), ao ICP (0 a 100), idade (tempo, em anos, decorrido desde a construção do trecho ou da última atividade de reabilitação) e ao VDM.

O modelo gerado é apresentado na Figura 3, que mostra a tela do programa Vensim, indicando todos os parâmetros envolvidos na análise e as relações entre eles, indicadas por setas.

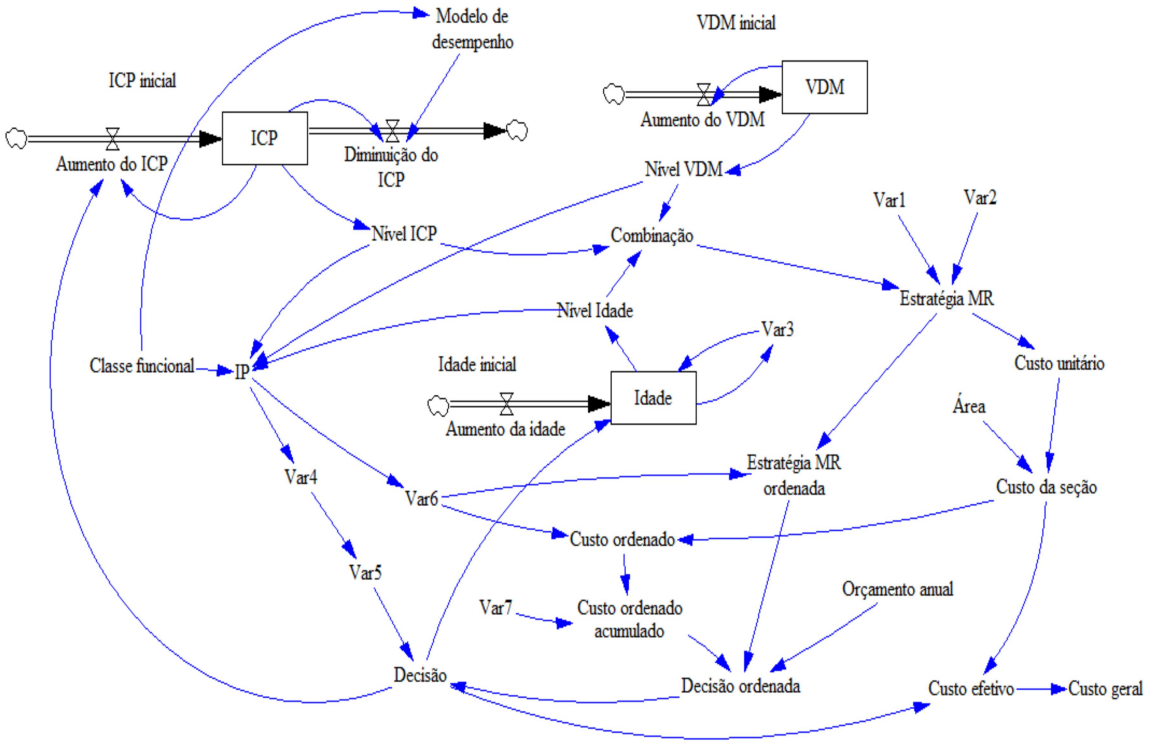


Figura 3: SGPU modelado através do programa Vensim

Tabela 5: Dados de entrada do modelo

Segmento	Área (m²)	Classe Funcional	ICP (0-100)	Idade (anos)	VDM (UVPs/1000)
1	1500	3	80	13	10
2	1500	3	60	15	15
3	1000	4	70	10	7
4	1000	4	35	7	5
5	1000	4	50	5	1
6	1500	2	30	20	30
7	1500	2	60	10	30
8	1000	3	70	7	10
9	1000	4	65	7	5
10	1000	4	45	2	4

Com o uso do programa Vensim e com os dados dos dez segmentos apresentados na Tabela 5 foi feita uma simulação com período de análise de 8 anos, considerando-se o orçamento anual disponível para cada ano igual a R$ 75.000,00. Foi considerado que, para cada tipo de intervenção, a condição do pavimento é melhorada de acordo com o indicado na Tabela 6.

Tabela 6: Valores de ICP e idade após intervenção

Ao Passar pela Atividade de M&R:	O ICP do trecho passará a ser:	E sua idade passará a ser:
Não fazer nada	o mesmo	a mesma
Manutenção Corretiva	80	a mesma
Manutenção Preventiva	85	a mesma
Reforço Convencional	90	0 (zero)
Reforço com Fresagem	95	0 (zero)
Reconstrução	100	0 (zero)

A Figura 4 indica qual estratégia de M&R foi recomendada para cada trecho, enquanto a Figura 5 indica a evolução do ICP ao longo do tempo, em que cada linha representa um trecho analisado e os picos observados significam que uma intervenção foi realizada naquele trecho, resultando em uma melhora no ICP.

Para os trechos onde foram realizadas atividades de reabilitação, a contagem da idade é reiniciada, passando novamente a zero, conforme indicado na Figura 6. Nos trechos onde foram realizadas atividades de manutenção, a idade continua a ser contada, de acordo com o tempo decorrido.

Table

Time (ano)	0	1	2	3	4	5	6	7	8
"Decisão[i]" Runs:	SGPU								
Decisão									
[i1]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
[i2]	0	0	3	0	0	0	0	0	0
[i3]	0	0	2	0	0	0	0	0	0
[i4]	0	4	0	0	0	0	0	0	0
[i5]	0	0	3	0	0	0	0	0	0
[i6]	5	0	0	0	0	0	0	0	0
[i7]	0	3	0	0	0	0	0	0	0
[i8]	0	0	2	0	0	0	0	0	0
[i9]	0	0	0	2	0	0	0	0	0
[i10]	0	0	3	0	0	0	0	0	0

Figura 4: Atividades realizadas em cada trecho por ano

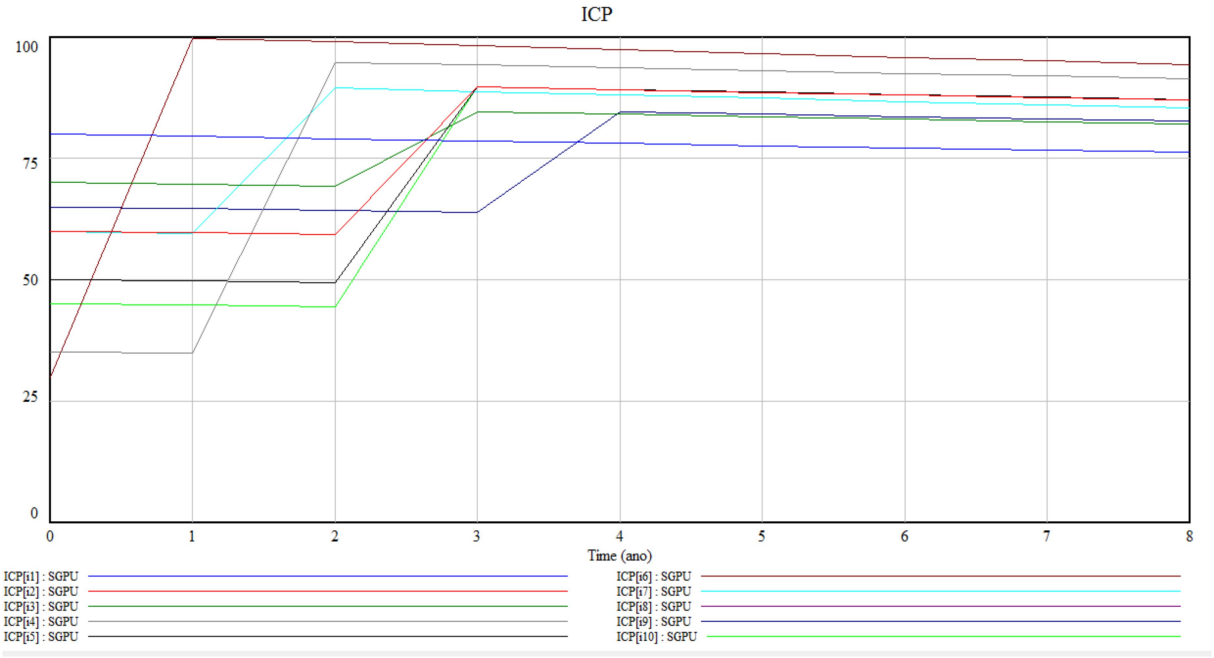


Figura 5: Evolução do ICP com o tempo, considerando-se as intervenções realizadas

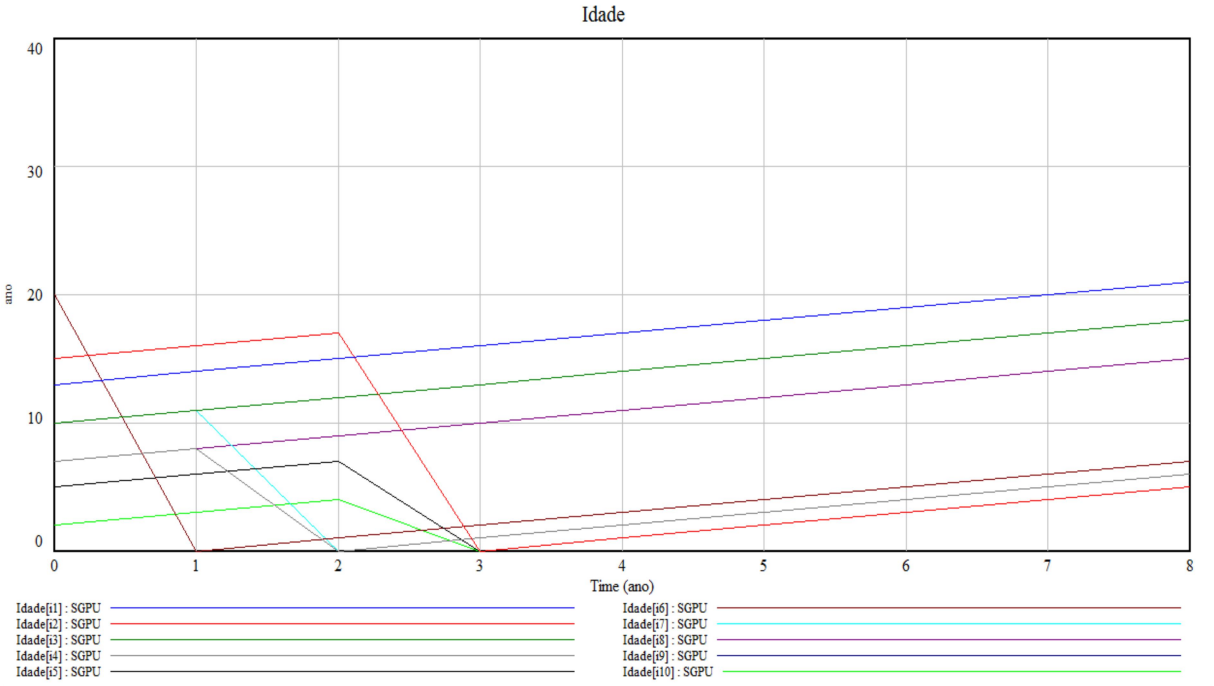


Figura 6: Evolução da idade do pavimento, considerando-se as intervenções realizadas

Conforme as atividades são realizadas, vão sendo contabilizados os custos de cada uma delas, conforme apresentado na Figura 7. Pode-se observar que, a partir do ano 4, não houve necessidade de manutenção das vias, tendo o custo ficado nulo.

O Modelo de SGPUD desenvolvido neste trabalho foi testado com os dados de uma cidade de médio porte (aproximadamente 400.000 habitantes). A análise em nível de rede apresenta a relação das estratégias de manutenção e reabilitação mais indicada para cada uma das seções da rede viária pavimentada (Figura 8).

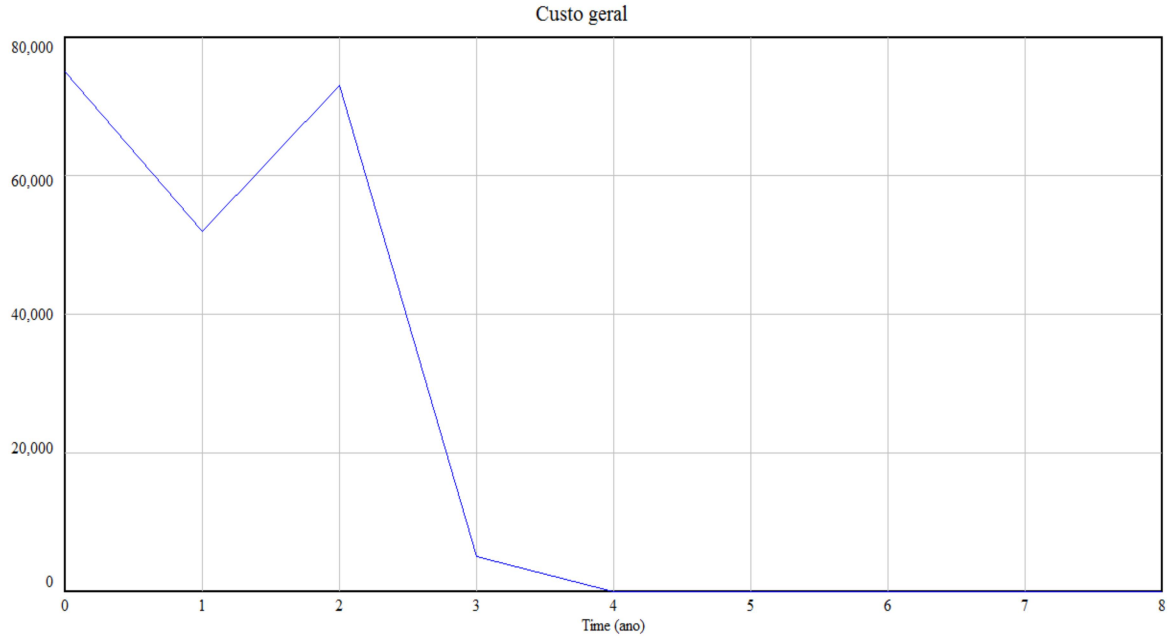


Figura 7: Custo anual, resultado da soma dos custos das atividades realizadas a cada ano

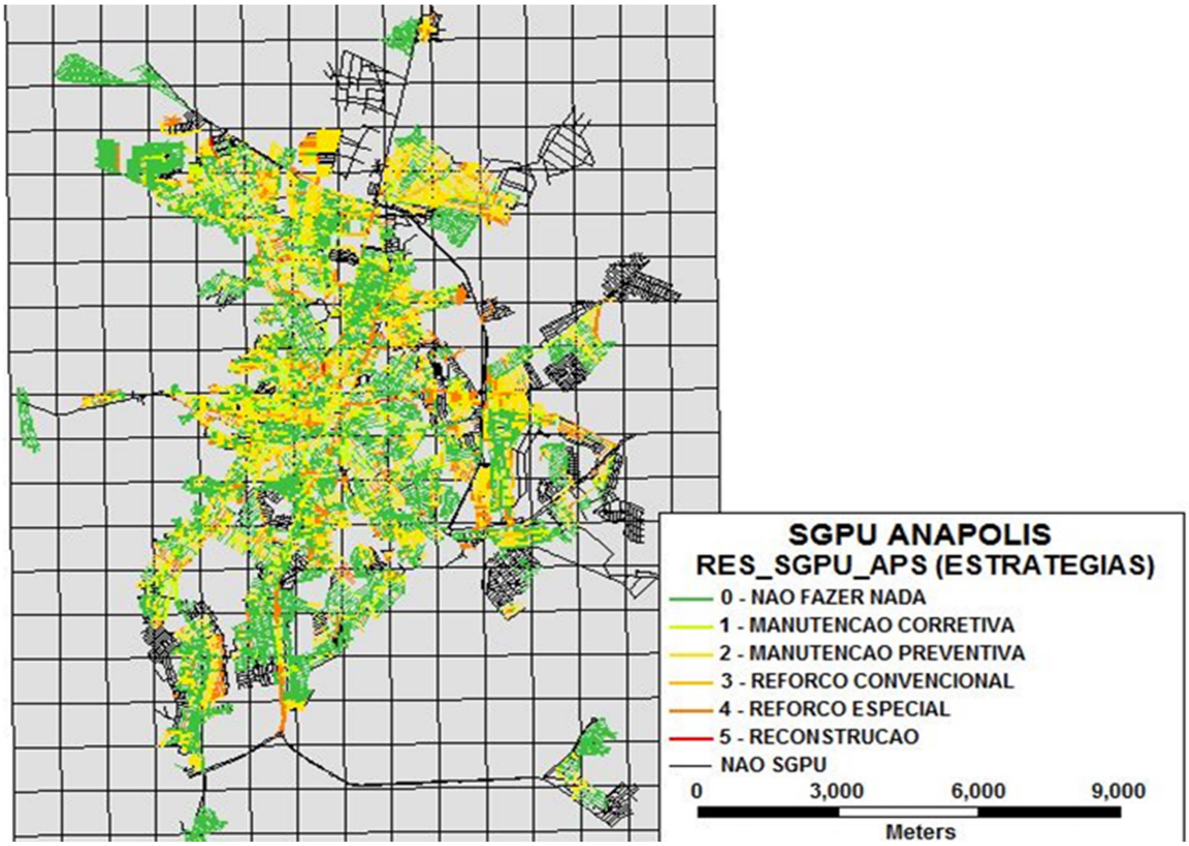


Figura 8: Recomendação de Atividades de Manutenção e Reabilitação para cada segmento

Em síntese, com base em dados de inventário (volume de tráfego e idade) e, principalmente, na avaliação da condição dos pavimentos (ICP), fez-se a seleção da estratégia de manutenção e reabilitação, cujo custo unitário multiplicado pela área da seção fornece o custo da intervenção, sendo o acumulado dos custos de intervenção em cada segmento, na ordem decrescente de prioridade, confrontados com os recursos financeiros e materiais necessários, para definição do ano recomendado para cada intervenção.

5. CONCLUSÕES

Neste estudo foi aplicada a modelagem dinâmica de sistemas a um Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos (SPGU), com uso do programa Vensim, tendo sido desenvolvido um método para formalização do processo de tomada de decisão por parte dos profissionais responsáveis pelas intervenções nos pavimentos, que permite, também, a compatibilização das estratégias de manutenção e reabilitação dos pavimentos com o planejamento de intervenções em outras infraestruturas urbanas (água, esgoto, energia elétrica, gás, telefonia etc.), com potencial para reduzir significativamente o custo total para a sociedade.

O método também foi aplicado a uma base de dados real, de uma cidade brasileira de médio porte, sendo os resultados apresentados de maneira visual, através de mapas temáticos, com o uso de um Sistema de Informações Geográficas (SIG). Todas as vias municipais foram avaliadas e foi feito um diagnóstico de cada tipo de defeito existente em cada logradouro, avaliando-se a extensão, o nível de severidade e a causa provável dos defeitos, propondo-se, ao final, medidas mitigadoras para cada seção levantada.

Os dados foram inseridos em um banco de dados vinculado a um SIG, que cadastrou a condição do pavimento em todos os logradouros municipais, facilitando o acesso às informações e a visualização dos problemas. O Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos Dinâmico (SGPUD) implantado tem informações que, devidamente analisadas, permitem à Prefeitura Municipal racionalizar a aplicação dos recursos.

Trata-se de um exemplo de processo sinérgico, com transferência de tecnologia para a sociedade, que une o poder público (prefeituras), a universidade e a iniciativa privada, representada pelas empresas prestadoras de serviços na área de infraestrutura urbana.

Os benefícios já alcançados pelo município em que o estudo de caso foi desenvolvido incluem:

- formação e aperfeiçoamento técnico dos gestores públicos e dos tomadores de decisão;
- incentivo à interdisciplinaridade, pois diversos técnicos de formações distintas trabalham e opinam nos serviços a serem executados (Engenheiros Civis, Arquitetos, Economistas, Administradores);
- incorporação da prática de manutenção preventiva das infraestruturas críticas do município, não se utilizando somente as opções remendos (tapa-buracos emergenciais) e recapeamentos sem projeto;
- a aplicação racional dos recursos, avaliada ao longo de três anos, reduziu os custos com a pavimentação asfáltica e, principalmente, melhorou a qualidade dos pavimentos, confirmando as evidências obtidas na simulação inicial, que considerou apenas 10 segmentos hipotéticos ;
- melhoria do processo licitatório para contratação de empresas especializadas em atividades de manutenção (corretiva e preventiva), reabilitação e reforço de pavimentos flexíveis;
- trata-se de processo economicamente viável, pois o custo da implantação do SGPU foi inferior a 1% do custo das atividades de manutenção e reabilitação previstas;
- possibilidade de envio de propostas e solicitações de verba ao Governo Federal e órgãos financiadores, como por exemplo, Ministério das Cidades, Banco Mundial, agências estrangeiras (JICA, GTZ etc.), pois as informações e análises têm sólida base técnica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Fernandes Jr., J. L.; Oda, S.; Zerbini, L. F. (2006) *Defeitos e atividades de manutenção e reabilitação em pavimentos asfálticos*. Gráfica EESC-USP. São Carlos.

Haas, R.; Hudson, R. W.; Zaniewsk, J. (1994) *Modern Pavement Management*. Editora Krieger Publishing Company, Malabar - Florida.

Lima, J. P. (2007) *Modelo de decisão para a priorização de vias candidatas às atividades de manutenção e reabilitação de pavimentos*. Tese de Doutorado – EESC – USP, São Carlos.

Lopes, S. B.; Pfaffenbichler, P.;Emberger, G.; Riedl, L.; Fernandes Jr., J. L. (2008) Gerência de Pavimentos Urbanos com Uso de Modelagem Dinâmica de Sistemas Diretamente Conectada com um SIG. *Anais do XXII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Rio de Janeiro.

Silva, A. N. R.; Ramos, R. A. R.; Souza, L. C. L.; Rodrigues, D. S.; Mendes, J. F. G. (2008) *SIG: uma plataforma para introdução de técnicas emergentes no planejamento urbano, regional e de transportes*. São Carlos, SP, gráfica EdUFSCar.

Zanchetta, F. (2017) *Sistema de Gerência de Pavimentos Urbanos: Avaliação de Campo, Modelo de Desempenho e Análise Econômica*. Tese (Doutorado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Zerbini, L. F. (1999) *Desenvolvimento de modelos de desempenho para utilização em sistemas de gerência de pavimentos urbanos*. Dissertação de Mestrado – EESC - USP, São Carlos.

José Leomar Fernandes Júnior (leomar@sc.usp.br)
(16) 3373-9598
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo
Av. Trabalhador são-carlense, 400 – CEP: 13566-590 - São Carlos, SP, Brasil

ESTIMATIVA DE PRODUÇÃO DE CONCRETO ASFÁLTICO USINADO A QUENTE NA OPERAÇÃO TAPA-BURACO DA CIDADE DE BELÉM DO PARÁ UTILIZANDO O MÉTODO DE PREVISÃO DA SUAVIZAÇÃO EXPONENCIAL

Camila de Cássia de Souza Barata
Carla Juliana Machado Soares
Renato da Silva Maciel
Universidade da Amazônia
Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas

RESUMO
O presente trabalho pretende contribuir para uma preparação satisfatória das equipes responsáveis pela operação "tapa-buraco" da cidade de Belém do Pará. Teve por objetivo analisar os dados de consumo de Concreto Asfáltico Usinado a Quente, visando realizar previsões de consumo que seria utilizado no mês seguinte, a partir do método da suavização exponencial. Primeiramente, foi realizada análise do processo atual e feita coleta de dados junto à Secretaria de Saneamento de Belém – SESAN, considerando o estudo da totalidade dos dados apresentados o valor médio de percentual de erro de 10,75% e um elevado valor de desvio padrão. Propõe-se então, fazer a previsão através de períodos sazonais identificados pelos dados coletados para ter mais precisão na previsão. Os resultados encontrados foram satisfatórios, apresentando média de percentual de erro na previsão de 4,39% e 8,48% para os dois períodos sazonais identificados.
Palavras-chave: previsão estatística; operação tapa-buraco; Suavização exponencial; pavimentação asfáltica.

ABSTRACT
This paper intends to contribute to a satisfactory preparation of the teams responsible for the "Cover Hole" operation in the city of Belém, Pará. The objective is to analyze the Hot mix asphalt concrete consumption data, aiming to make predctions of the consumption that would be made in the following month, through the exponencial smoothing method. Firstly, an analysis of the current process was made and then the data collection from the Belém Department of Sanitation - (Secretaria de Saneamento de Belém - SESAN). Considering the study of all presented data, the method shows an average value of percentual error of 10,75% and a high standard deviation value. Then, it is proposed to forecast through identified seasonal periods identified by the collected data in order to increase precision of the prediction. The results were satisfactory, with an average of percentual error of 4.39% and 8.48% for the two identified seasonal periods.
Keywords: statistical forecasting; Hot mix concrete asphalt; Exponential smoothing method; Asphalt paving.

1. INTRODUÇÃO

As cidades estão cada vez mais com um número de veículos maior, consequentemente com uma maior circulação dos mesmos nas ruas. Esse tráfego intenso aliado a idade do pavimento, clima, problemas na dosagem e na execução ou estrutura, fazem com que o pavimento se desgaste mais rapidamente.

Esse desgaste quase sempre é visível e um dos mais comuns, são os buracos que se formam na superfície do pavimento. Essa degradação causa inúmeros imprevistos, sendo que sua maioria atrapalha a fluidez no trânsito das cidades e assim causando congestionamentos e até mesmo acidentes. Na cidade de Belém do Pará não é diferente. Existem inúmeras patologias nos pavimentos que se espalham pela cidade causando problemas, acumulando água e dificultando a vida de quem mora ou que precisa passar por essas vias, uma das patologias mais comuns são as "panelas".

A operação "tapa-buraco" é uma ação feita pela Secretaria de Saneamento (SESAN) de Belém que visa fechar esses buracos utilizando CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente), também conhecido como CA (concreto asfáltico). Esses serviços realizados nas vias de Belém com CA são diários, sendo assim, a estatística se apresenta como uma ferramenta para a

previsão de dados quantitativos, sendo necessária e interessante para a realização desses serviços. Com o auxílio da previsão estatística estima-se conseguir realizar o controle da quantidade de CA necessária mês a mês, com uma relativa facilidade e organização e preparo, concomitantemente fazendo com que as equipes responsáveis pela operação tapa buraco consigam melhor planejamento e infraestrutura.

A previsão de informações tem se tornado cada vez mais utilizada nos meios comerciais e industriais, pois possui fácil compreensão e na atualidade se tornou mais simples, por conta dos modelos computacionais. Devido à necessidade de reparos diários, uma ferramenta que possa ajudar a prever o quanto de material asfáltico será utilizado nas ruas da cidade de Belém, poderia tornar o serviço mais eficiente e consequentemente melhoraria o desempenho do pavimento, dando uma melhor trafegabilidade nas ruas.

2. OBJETIVO

Esta pesquisa teve por objetivo prever a quantidade de massa asfáltica - CA a ser utilizada na cidade de Belém do Pará para o mês subsequente ao atual, servindo como balizador para que as equipes responsáveis pela manutenção das vias durante a operação tapa-buraco tenham mais preparo e planejamento sobre a operação.

3. SUAVIZAÇÃO EXPONENCIAL SIMPLES

Quando para armazenar dados em computadores era de um custo muito alto, a utilização de médias móveis exponencialmente ponderadas (suavização exponencial) era muito vantajosa. Esses custos deixaram de ser uma preocupação muito grande, porém a suavização exponencial continua sendo amplamente utilizada.

A Suavização Exponencial Simples (SES) é uma média ponderada que dá pesos maiores às observações mais recentes, eliminando uma das desvantagens do método de Média Móvel Simples. Segundo Casaca (2008), o modelo de Suavização Exponencial Simples (SES) pode ser utilizado quando o resultado que se quer não apresenta tendência ou sazonalidade.

Como é um modelo constante, é indicado para séries que são caracterizadas localmente pelo seu nível, com uma variação aleatória desprezável, as mudanças ocorridas numa série neste formato são muito lentas.

De acordo com Delurgio (1998) a suavização exponencial simples, exige apenas três dados: a previsão mais recente, o valor real mais recente e uma constante de suavização. A constante de suavização α determina o peso dado às observações passadas mais recentes e, controla a taxa de suavização ou da média. Geralmente seu valor está restrito ao intervalo [0; 1]. A fórmula do SES pode ser expressa por:

$$F_t = \alpha A_{t-1} + (1- \alpha) F_{t-1}$$

onde:

F_t = previsão para o período;
A_{t-1} = Valor real para o período;
F_{t-1} = previsão para o período;
α = constante de suavização.

A constante de suavização confere os pesos relativos ao valor mais recente, real e previsto. A suavização exponencial também é chamada de média exponencial. A constante α determina o peso exponencial da realidade passada.

4. PROCEDIMENTOS UTILIZANDO SUAVIZAÇÃO EXPONENCIAL

Foram coletados dados numéricos da secretaria de saneamento de Belém. Esses dados mostram a quantidade de asfalto utilizado na operação tapa-buraco utilizado na cidade desde julho de 2015 até fevereiro de 2017.

O número de equipes não foi fornecido pela Secretaria de Saneamento (SESAN), em conversa com técnicos locais, foi esclarecido que a empresa que presta serviço de recapeamento para SESAN disponibiliza equipes de acordo com a verba e veículos disponíveis, não seguindo um padrão. Foi mostrado que a verba disponível depende de variados fatores, desde liberações de licitações até períodos do ano, como o início do ano onde se arrecada IPTU, estes que influenciam diretamente na mão-de-obra de execução. O número de equipes sofre uma variação extremamente constante, fazendo que não haja um número padronizado ou especulado.

A ferramenta utilizada foi a suavização exponencial, onde se usa o programa Excel® como complemento auxiliador para obter resultados numéricos. Uma análise de série temporal foi feita para saber em que categoria os dados se encaixavam. Existem quatro tipos:

a) Tendência - elementos de longo prazo relacionados com a série de tempo (pode ser constante, descer ou ascender com o tempo);
b) Ciclo - ondas longas, mais ou menos regulares, em torno de uma linha de tendência;
c) Sazonalidade (estações) - ondas curtas, padrões regulares da série de tempo;
d) Aleatório - todos os efeitos que não foram incorporados pela série de tempo via os três componentes anteriormente citados, ou seja, é o resíduo.

Foram feitas colunas de ano, mês, quantidade de CA utilizado em toneladas (Xt), alfa, valor previsto para o alfa utilizado (α) e o erro em toneladas, para que o cálculo pudesse ser feito e os valores fossem pareados entre si. A projeção foi feita com as fórmulas: para se ter certeza de que alfa deveria ser utilizado, foi feito um cálculo do erro, quanto menor o erro para o alfa utilizado, mais preciso será a projeção, sendo cada vez mais próxima do valor real, conforme tabela 1.

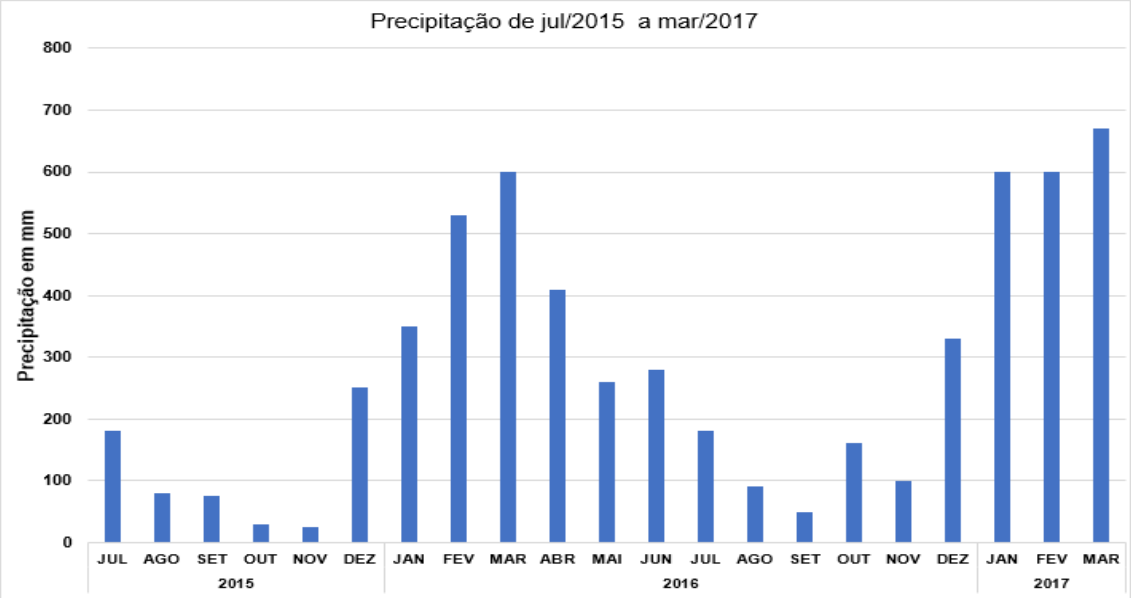
Tabela 1: exemplo

Ano	Mês	Xt (T)	α = 0,9	Erro

Fonte: autoria própria.

Ao se realizar o estudo considerando todos os valores de dados do consumo de CA fornecidos pela SESAN o melhor coeficiente alfa encontrado foi de 0,9, apresentando o menor erro, culminando em um erro médio da ordem de 9,1 toneladas. Com o intuito de melhorar o resultado, foi realizado uma comparação dos dados de evolução do consumo de CA com o índice pluviométrico fornecido pelo Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) da base de dados de Belém/PA, conforme apresentado na Figura 1. Então, os dados foram separados em dois períodos sazonais que correspondem a seis meses seguidos, o primeiro de março a agosto e o segundo de setembro a fevereiro.

Figura 1: Índice Pluviométrico de Belém/PA no período de julho/2015 a março/2017



Fonte: Instituto Nacional de Meteorologia (INMET)

A partir da divisão em dois períodos, o melhor valor de alfa continuou sendo o de 0,9. Para o período de março a agosto o percentual de erro médio calculado foi reduzido para 4,39% e no período de setembro a fevereiro o percentual de erro médio calculado foi reduzido para 8,48%. Esses Resultados serão confirmados a seguir.

5. RESULTADOS

Os dados de consumo de CA em toneladas utilizados na operação tapa-buraco na cidade de Belém/PA começaram a ser monitorados pela SESAN a partir de julho/2015. Então, foram disponibilizados para o estudo apenas 21 meses, sendo de julho/2015 até março/2017, conforme tabela 2.

Tabela 2: relação ano/mês disponíveis

Ano	Nº Mês	Mês	Xt (T)
2015	1	JUL	1.969,37
2015	2	AGO	1.469,56
2015	3	SET	923,53
2015	4	OUT	1.124,68
2015	5	NOV	852,75
2015	6	DEZ	970,5
2016	7	JAN	815,97
2016	8	FEV	672,97
2016	9	MAR	1.804,42
2016	10	ABR	2.173,63
2016	11	MAI	1.796,32
2016	12	JUN	2.076,80
2016	13	JUL	1.563,36
2016	14	AGO	797,11
2016	15	SET	1.419,17
2016	16	OUT	1.680,21
2016	17	NOV	1.614,49
2016	18	DEZ	1.949,57
2017	19	JAN	767,02
2017	20	FEV	928,89
2017	21	MAR	1894,58

Fonte: autoria própria.

Com base nos dados da tabela 2, calculou-se as projeções de consumo de CA utilizando os coeficientes alfas compreendidos entre 0,1 a 0,9, o erro e o percentual de erro em relação ao valor real, sendo observado que o menor erro se deu para o coeficiente alfa α=0,9 (Tabela 3). O erro médio é a média de todos os erros obtidos, e o desvio padrão do erro, calculado por $\sigma = \sqrt{[\ \Sigma((X-\mu)^2)\ N\ ]}$.

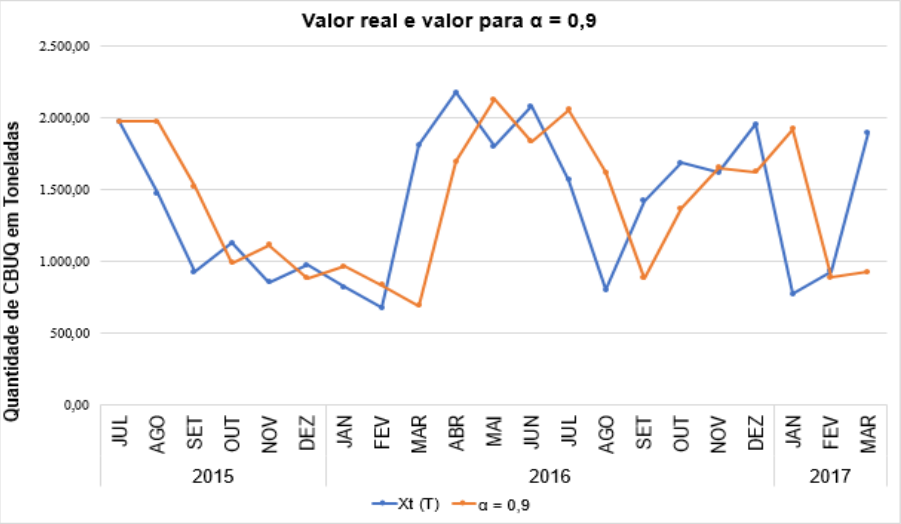
Tabela 3: Valor real, previsão e erro para o período de julho/2015 a março/2017.

Ano	**Mês**	**Xt (T)**	**α = 0,9**	**Erro (T)**
		a	b	(b-a)
2015	JUL	1.969,37	1969,37	0,00
2015	AGO	1.469,56	1969,37	499,81
2015	SET	923,53	1519,54	596,01
2015	OUT	1.124,68	983,13	-141,55
2015	NOV	852,75	1110,53	257,78
2015	DEZ	970,5	878,53	-91,97
2016	JAN	815,97	961,3	145,33
2016	FEV	672,97	830,5	157,53
2016	MAR	1.804,42	688,72	-1115,7
2016	ABR	2.173,63	1692,85	-480,78
2016	MAI	1.796,32	2125,55	329,23
2016	JUN	2.076,80	1829,24	-247,56
2016	JUL	1.563,36	2052,04	488,68
2016	AGO	797,11	1612,23	815,12
2016	SET	1.419,17	878,62	-540,55
2016	OUT	1.680,21	1365,12	-315,09
2016	NOV	1.614,49	1648,7	34,21
2016	DEZ	1.949,57	1617,91	-331,66
2017	JAN	767,02	1916,4	1149,38
2017	FEV	928,89	881,96	-46,93
2017	MAR	1894,58	924,2	-970,38
		|Erro Médio|	**9,10**
		|% Erro Médio|	**10,75**
		Desvio Padrão do Erro		**550,48**

Fonte: autoria própria.

A partir dos dados da tabela 3, foi gerado a figura 2 mostrando o comportamento do valor previsto em relação ao valor real do consumo de CA em toneladas ao longo dos meses especificados nessa tabela.

Figura 2: Consumo de CA para o período de julho/2015 a março/2017



Fonte: autoria própria.

A partir de agora, as análises serão realizadas com a divisão em dois períodos. O primeiro período compreendido entre os meses de março a agosto de cada ano, culminou em nove meses de aferições, onde calculou-se as projeções de consumo de CA utilizando os coeficientes alfas compreendidos entre 0,1 a 0,9. O menor erro encontrado deu-se para o coeficiente alfa α=0,9 (Tabela 4).

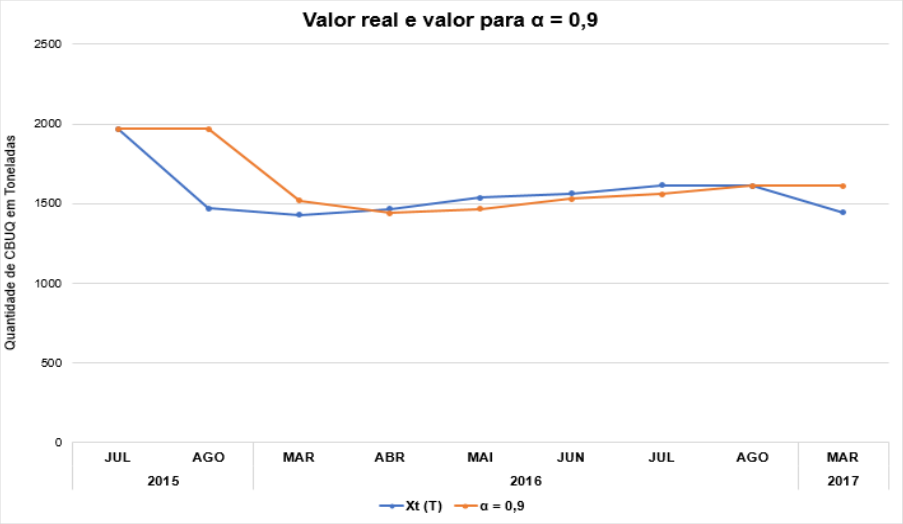
Tabela 4 – Valor real, previsão e erro para o período de março a agosto de cada ano dos dados fornecidos

Ano	**Mês**	**Xt (T)**	**α = 0,9**	**Erro (T)**
		a	b	(b-a)
2015	JUL	1969,37	1969,37	0,00
2015	AGO	1.469,56	1969,37	499,81
2016	MAR	1429,88	1519,54	89,66
2016	ABR	1467,33	1438,84	-28,49
2016	MAI	1537,96	1464,48	-73,48
2016	JUN	1563,8	1530,61	-33,18
2016	JUL	1615,1	1560,48	-54,62
2016	AGO	1609,92	1609,63	-0,29
2017	MAR	1443,95	1609,89	165,94
		|Erro Médio|		**62,82**
		|% Erro Médio|		**4,39**
		Desvio Padrão do Erro		**180,34**

Fonte: autoria própria.

A partir dos dados da tabela 4, foi gerado a Figura 3 mostrando o comportamento do valor previsto em relação ao valor real do consumo de CA em toneladas ao longo dos meses especificados nessa tabela.

Figura 3: Consumo de CA para o período de março a agosto de cada ano dos dados fornecidos



Fonte: autoria própria.

O segundo período corresponde aos meses de setembro a fevereiro de cada ano, que culminou em doze meses de aferições, onde calculou-se as projeções de consumo de CA utilizando os coeficientes alfas compreendidos entre 0,1 a 0,9. O menor erro encontrado deu-se novamente para o coeficiente alfa α=0,9 (Tabela 5).

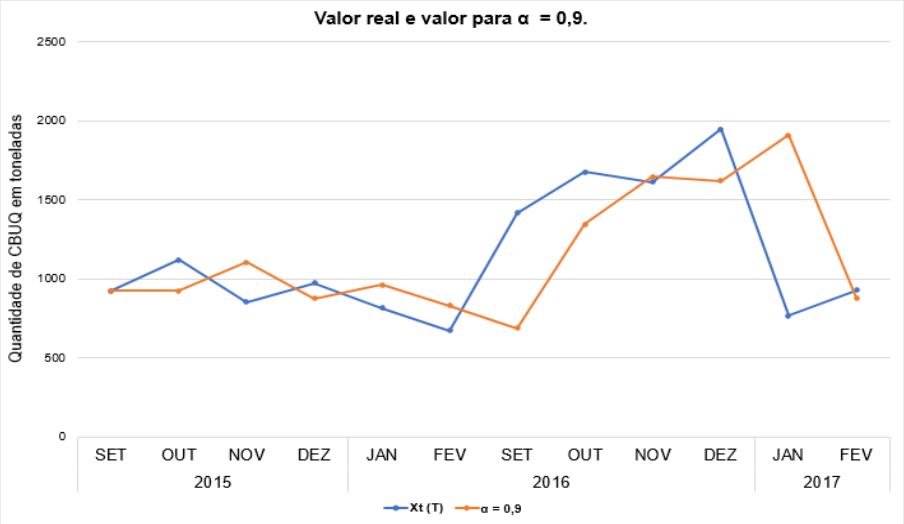
Tabela 5: Valor real, previsão e erro para o período de setembro a fevereiro de cada ano dos dados fornecidos

Ano	**Mês**	**Xt (T)**	**α = 0,9**	**Erro (T)**
		a	b	(b-a)
2015	SET	923,53	923,53	0,00
2015	OUT	1124,68	923,53	-201,15
2015	NOV	852,75	1104,57	251,82
2015	DEZ	970,5	877,93	-92,57
2016	JAN	815,97	961,24	145,27
2016	FEV	672,97	830,5	157,53
2016	SET	1419,17	688,72	-730,45
2016	OUT	1680,21	1346,13	-334,08
2016	NOV	1614,49	1646,8	32,31
2016	DEZ	1949,57	1617,72	-331,85
2017	JAN	767,02	1916,39	1149,37
2017	FEV	928,89	881,96	-46,93
		|Erro Médio|		**0,06**
		|% Erro Médio|		**8,48**
		Desvio Padrão do Erro		**451,05**

Fonte: autoria própria.

A partir dos dados da tabela 5, foi gerado a Figura 4 mostrando o comportamento do valor previsto em relação ao valor real do consumo de CA em toneladas ao longo dos meses especificados nessa tabela.

Figura 4: Consumo de CA para o período de setembro a fevereiro de cada ano dos dados fornecidos



Fonte: autoria própria.

Após as análises, apresenta-se a tabela 6 com a comparação dos valores de previsão para o mês de abril/2017 e setembro/2017, utilizando-se a suavização exponencial para a continuidade dos dados apresentados nas tabelas 4 e 5, confrontando com a continuidade dos dados apresentados na tabela 3.

Tabela 6: Comparação das previsões realizadas para o mês de abril e setembro de 2017

	α = 0,9	α = 0,9	α = 0,9
Suavização Exponencial Aplicada	Tabela 3	Tabela 4	Tabela 5
Previsão do mês 22 (Abril/2017)	1.797,54	1.460,55	-
Previsão do mês 27 (Setembro/2017)	-	-	924,20
|Erro médio|	9,1	62,82	0,06
|%Erro médio|	10,75	4,39	8,48
Desvio padrão do erro	550,48	180,34	451,05

Fonte: autoria própria.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo de caso desse trabalho mostra que é possível fazer uma previsão do consumo de CA em toneladas que será utilizado para o mês seguinte de acordo com a série histórica dos dados repassados pela SESAN, utilizando-se de ferramentas estatísticas para previsão de dados.

Com o método de previsão de dados por suavização exponencial, o panorama mostra os períodos de julho de 2015 a março de 2017, totalizando 21 meses, sendo possível prever o mês de número 22, abril/2017. Usando as fórmulas necessárias, o coeficiente α=0,9 foi o que apresentou o menor erro, sendo considerada a constante de maior credibilidade para prever o mês seguinte.

Considerando a metodologia aplicada para a utilização de todos os dados da tabela 3, o percentual de erro médio apresentado foi de 10,75% e um Desvio Padrão do Erro de 550,48 toneladas. Após a divisão dos dados em dois grupos, conforme tabela 4 e 5, que para a sua

divisão se levou em consideração as interferências pluviométricas, conseguiu-se reduzir o percentual de erro médio para 4,39% e 8,48%, e também reduzir o desvio padrão do erro para 180,4 e 451,05 toneladas, respectivamente.

Foi possível comparar as previsões de consumo de CA para o mês de abril/2017, onde a metodologia aplicada na tabela 3 estimou o consumo em 1.797,54 toneladas e a metodologia aplicada na tabela 4 estimou em 1.460,55 toneladas. Ainda foi possível realizar a previsão do mês de setembro/2017 pela metodologia aplicada na tabela 5 que estimou em 924,20 toneladas.

Por fim, foi possível realizar as estimativas de consumo de CA aplicando o método da suavização exponencial, conseguindo-se melhorar os resultados pela divisão dos dados em dois grupos. O grupo de dados correspondente aos meses de setembro a fevereiro de cada ano ainda apresentou um elevado desvio padrão em função das discrepâncias apresentadas nos valores dos meses do ano de 2016. Erros e Desvio Padrão elevados interferem significativamente na estimativa dos valores, devendo-se investigar melhor a situação dos dados, considerando outras interferências nos valores.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – NBR 7207. *Terminologia e classificação de pavimentação*. Rio de Janeiro, 1982.

BALBO, José Tadeu. *Restauração de Pavimentos Urbanos - Dificuldades e Diretrizes para Soluções.* São Carlos: 8a. Reunião de Pavimentação Urbana, 1997.

BALLOU, Ronald H. - *Gerenciamento da cadeia de suprimentos / logística empresarial [Em linha]*. 5.ª ed. Porto Alegre, RS: Bookman, 2006

BERNUCCI, Liedi Bariani et al. *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: PETROBRAS: Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto - ABEDA, 2007.

BERTOLO, Luiz Antônio. *Métodos básicos de previsão*. Catanduva, 2012.

BERTOLO, Luiz Antônio. *Previsão com Suavização Exponencial Simples*. Catanduva, 2016.

CASACA, Ana Cristina Paixão - *Previsões. In CET de organização industrial: notas de aula*. [S.l.: s.n.], 2008.

DELURGIO, Stephen A. - *Forecasting principles and applications*. Singapura: McGraw-Hill, 1998.

GIL, Antônio Carlos. *Como elaborar projetos de pesquisa*. São Paulo, 2002.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA – INMET. Disponível em: < http://www.inmet.gov.br/sim/gera_graficos.php >. Acesso em 7 de junho de 2017.

NOGUEIRA, Fernando. *Modelagem e simulação* – Modelos de previsão. Juiz de Fora: Universidade Federal de Juiz de Fora, 2009.

Camila de Cássia de Souza Barata (camilac.csb@gmail.com)
Carla Juliana Machado Soares (carlaju12@hotmail.com)
Renato da Silva Maciel (renato_mac@yahoo.com.br)
Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas, Universidade da Amazônia
Av. Alcindo Cacela, 287. Belém, PA, Brasil

PROPOSTA DE MÉTODO DE CARACTERIZAÇÃO DA INTERFACE REVESTIMENTO ASFÁLTICO-BASE GRANULAR

Samuel de Almeida Torquato e Silva
Jorge Barbosa Soares
Suelly Helena de Araújo Barroso
Universidade Federal do Ceará
Departamento de Engenharia de Transportes

RESUMO
Nos estudos sobre imprimação betuminosa, predomina nos estudos nacionais a caracterização empírica da interface revestimento asfáltico-base granular. Entretanto, tal abordagem não é compatível com métodos mecanísticos de dimensionamento. A fim de propor uma abordagem racional sobre o fenômeno de deslizamento entre as camadas em estudo, este artigo propõe um modelo constitutivo e um ensaio mecânico capaz de extrair os parâmetros de ruptura e rigidez deste modelo, utilizando o critério de Mohr-Coulomb e a Lei de Goodman, respectivamente. Os resultados experimentais corroboraram as premissas do modelo e o ensaio mostrou-se de utilização viável para outros materiais.

ABSTRACT
The relevance of asphalt coat-granular base interface is well established in Pavement Mechanics literature. However, there is a predominance of an empirical approach of characterization of this phenomenon in Brazil. Such approach is incompatible with mechanistical design methods. In order to propose a rational approach to deal with the slippage phenomenon within the asphalt coat-granular base layer interface, this paper suggests a constitutive model and a mechanical test able to assess strength and stiffness parameters of this model, by using Mohr-Coulomb failure criteria and Goodman's law, respectively. The experimental results support the model hypothesis and the test proved to be feasible to characterize other materials.

1. INTRODUÇÃO

A consideração sobre as condições de aderência entre camadas na pavimentacão fez-se necessária desde as primeiras formulações analíticas da Mecânica dos Pavimentos. Boussinesq (1885) solucionou o problema de um carregamento vertical, circular e estático sobre um meio semi-infinito e elástico linear, considerando apenas uma camada. Ao extrapolar a solução de Boussinesq para três camadas, Burmister (1943) teve de considerar como se daria a ligação entre as camadas, adicionando para isso uma premissa simplificadora: as camadas são perfeitamente aderidas e trabalham monoliticamente.

Quando se avalia a interface revestimento asfáltico-base granular, tal premissa equivale a afirmar que a imprimação, que é responsável pela aderência destas duas camadas, constitui uma cola indeformável e irrompível. Tal premissa tem sido sistematicamente falseada por ensaios de cisalhamento de interface. Mantilla e Button (1994) realizaram ensaios de cisalhamento direto e torção, entre outros, a fim de mensurar a resistência da interface revestimento asfáltico-base granular, utilizando o modelo de ruptura de Mohr-Coulomb. Os autores, ao testarem diferentes ligantes de imprimação e condições de aplicação desses, obtiveram valores de coesão entre 0 e 300kPa, e valores de 52 a 73º para o ângulo de atrito. Esses resultados evidenciam que a ligação entre essas camadas apresenta uma relação de tensão e deformação. Goodman *et al.* (1968) estabeleceram em artigo sobre Mecânica das Rochas que a tensão de cisalhamento aplicada na interface e o deslocamento relativo entre camadas seguia uma relação linear (Equação 1):

$$\tau = K_t \times \Delta u \qquad (1)$$

Onde τ é o cisalhamento na interface, Δu o deslocamento relativo entre as camadas e K_t o módulo de reação transversal. A Figura 1 ilustra a Lei de Goodman aplicada ao deslizamento de uma camada asfáltica sobre uma base granular.

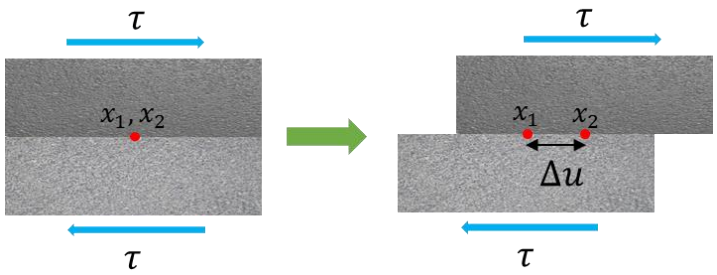


Figura 1: Lei de Goodman

A aderência é, portanto, mensurada através de K_t. No limite, se a hipótese de camadas perfeitamente aderidas fosse verdade, K_t tenderia ao infinito. Diversos pesquisadores têm verificado o efeito de K_t sobre as respostas estruturais do pavimento (Uzan *et al*., 1978; Khweir e Fordyce, 2003; Ziarie e Khabiri, 2007; Hu e Walubita, 2011). É consenso que o valor adotado de K_t possui considerável influência sobre as respostas estruturais do pavimento, tal qual a magnitude das deformações de tração no revestimento, geralmente associadas ao trincamento por fadiga. Uzan *et al.* (1978) estabeleceram que para valores de K_t menores que 10^2kPa/mm, as camadas podem ser consideradas completamente descoladas, enquanto para valores maiores que 10^5kPa/mm, as camadas podem ser consideradas perfeitamente aderidas.

Segundo Torquato e Silva *et al.* (2015), a aderência entre as duas camadas superiores do pavimento é muito mais relevante estruturalmente do que a aderência entre as camadas subjacentes. Possivelmente por esta razão, a literatura internacional costuma conter estudos sobre a aderência entre camadas asfálticas, nos países desenvolvidos é comum a utilização de camadas duplas de mistura asfáltica. Entretanto, no Brasil, costumeiramente há apenas uma camada asfáltica assente sobre a base granular e os revestimentos são mais delgados, sendo também comum a adoção de tratamentos superficiais como primeiro revestimento. Os referidos autores demonstraram que a vida útil estimada do pavimento pode se elevar em até 3 vezes quando se passa de uma condição de camadas descoladas para aderidas.

As pesquisas nacionais acerca da imprimação, como Nogami *et al.* (1988) e Rabêlo (2006), costumam se a deter à penetração do ligante de imprimação na base granular. Há, portanto, uma escassez de dados que descrevam mecanisticamente o comportamento da interface revestimento asfáltico-base granular. Mais recentemente, Almeida (2017) apresentou um trabalho mostrando a importância de se considerar também outros fatores, tais como: coesão, aderência e desgaste superficial.

O objetivo deste trabalho é propor um procedimento de caracterização mecânica da interface revestimento asfáltico-base granular a fim de contribuir com o entendimento do fenômeno da aderência entre as camadas de revestimento asfáltico e base granular a partir de uma análise mecanicista. Para o cumprimento deste objetivo, formulou-se um modelo constitutivo da interface

destas camadas e foi proposto um ensaio para extrair os parâmetros deste modelo. Por fim, submeteu-se o procedimento aqui proposto para teste em materiais tipicamente utilizados no Estado do Ceará.

2. MATERIAIS

2.1. Base granular

Utilizou-se base granular constituída de Brita Graduada Simples (BGS), caracterizada por meio dos ensaios de granulometria (DNER ME 080/94), conforme indicado na Figura 2, compactação (DNER-ME 162/94), CBR e expansão (DNER-ME 049/1994), bem como módulo de resiliência (DNIT 134/2016-ME), dentre outros, cujos resultados estão apresentados na Tabela 1.

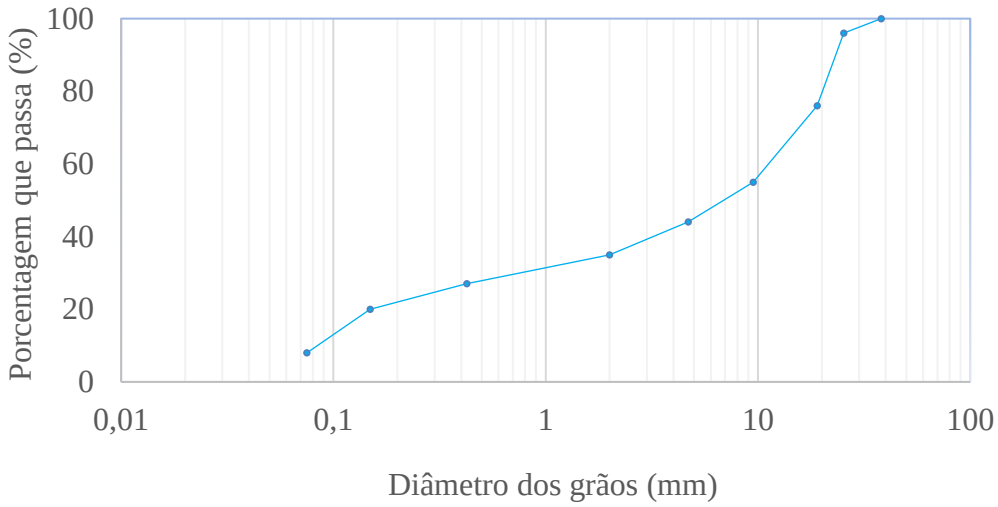


Figura 2: Curva granulométrica da BGS

Tabela 1: Caracterização da BGS

Material	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{SMáx}$ (g/cm³)	GC (%)	MR (MPa)	CBR(%)	Exp. (%)	LL (%)	LP (%)
BGS	7,8	2,156	100	478	64	0,01	NL	NP

2.2. Ligante de imprimação

Para a imprimação utilizou-se asfalto diluído de petróleo de cura média (CM-30), cujas especificações foram fornecidas pela refinaria Petrobras/Lubnor. A taxa de aplicação utilizada foi de 1L/m². A **Tabela 2** exibe a caracterização do material.

Tabela 2: Caracterização do ligante de imprimação

Propriedades	Métodos	Resultados
Viscosidade Cinemática a 60ºC (cSt)	D2170	55,4
Ponto de fulgor (°C)	D3143	41
Destilado a 225°C (% volume)	D402	19,5
Destilado a 260°C (% volume)	D402	50

Destilado a 316°C (% volume)	D402	82,9
Resíduo a 360°C por diferença (% volume)	D402	59
Água por destilação (% volume)	D95	<0,05
Solub. no Tricloroetileno no resíduo da destilação (%)	D2042	100
Ductibilidade 15,5°C no resíduo da destilação (cm)	D113	150

2.3. Mistura asfáltica

A dosagem e a compactação da mistura asfáltica do tipo Concreto Asfáltico deram-se pela metodologia Marshall (DNER-ME 043/95). O ligante asfáltico CAP 50/70 advém da refinaria Petrobras/Lubnor e o TMN da mistura asfáltica é de 12,5mm.

3. MODELAGEM CONSTITUTIVA DA INTERFACE

Os ensaios de cisalhamento de interface como os realizados por Mantilla e Button (1994), normalmente detectam que a imprimação garante um ganho de aderência entre as camadas de revestimento e base. Porém, esta não é a única fonte de aderência. Segundo Lambe e Whitman (1995), as subcamadas granulares também apresentam aderência, a diferença é que esta é fornecida apenas pelo atrito entre os agregados.

Desta forma, propõe-se neste artigo que a aderência entre revestimento asfáltico e base granular provenha de duas fontes, quais sejam: ligante de imprimação e atrito entre os agregados de ambas as camadas. Este segundo dependente da tensão compressiva sobre a interface O módulo de reação transversal K_t, portanto, pode ser escrito da seguinte forma:

$$K_t = K_{imp} + K_{fat} \quad (2)$$

$$K_{fat} = \alpha\sigma \quad (3)$$

Onde K_{imp} representa a parcela da aderência fornecida pelo ligante de imprimação e K_{fat} a parcela fornecida pelo atrito entre os agregados das camadas, sendo descrito em função de uma constante α e da tensão de compressão σ. A Figura 3 representa graficamente as Equações 2 e 3.

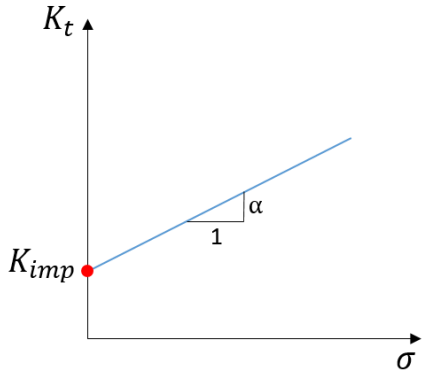


Figura 3: Módulo de reação transversal em função da tensão axial

A partir do mesmo raciocínio, o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é adotado. A parcela de coesão desta envoltória é justificada pelo ligante de imprimação, enquanto a parcela dependente da tensão, pelo atrito entre os agregados das camadas, conforme descreve a Equação 4.

$$\tau_{max} = c + \sigma \tan \varphi \quad (4)$$

Onde τ_{max} é a máxima tensão de cisalhamento, c a coesão, σ a tensão de compressão sobre a interface e φ o ângulo de atrito. A **Figura 4** mostra a envoltória de ruptura descrita pela Equação 4.

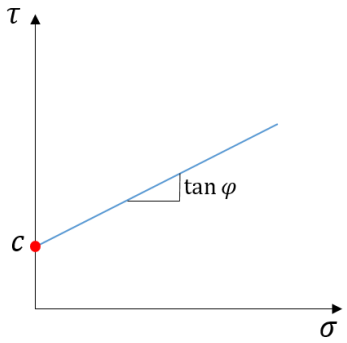


Figura 4: Envoltória de Mohr-Coulomb

A modelagem da aderência, descrita pelo módulo de reação transversal K_t, e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb podem ser representados através de análogos mecânicos. A **Figura 5** descreve o modelo proposto através de duas molas, uma para K_{imp} e outra para K_{fat}, e outro elemento para representar a ruptura da interface.

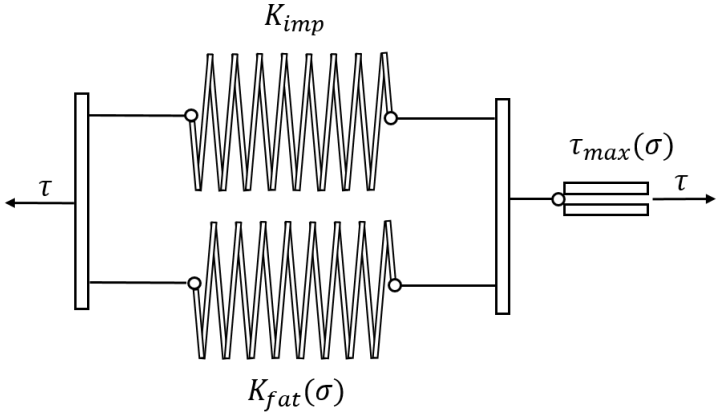


Figura 5: Modelo constitutivo proposto

4. ENSAIO DE CISALHAMENTO DE INTERFACE

O procedimento do ensaio de cisalhamento desenvolvido na presente pesquisa se deu em duas etapas principais: a confecção do corpo de prova e o rompimento deste. Na primeira etapa, procurou-se reproduzir as condições de campo em termos de energia e umidade de compactação

da camada de base, temperatura e taxa de aplicação do ligante, energia e temperatura de compactação da mistura asfáltica. Após moldado o corpo de prova, a ruptura da interface se deu pela aplicação monotônica da tensão de cisalhamento, estando a interface submetida aos diferentes níveis de tensão axial.

4.1. Confecção do corpo de prova

O molde construído para a confecção do corpo de prova foi constituído de dois cilindros vazados de 3cm de altura e 5cm de raio (**Figura 6**). O cilindro inferior foi rosqueado à base metálica (Aço 1020), enquanto o cilindro superior se apoiou simplesmente sobre o inferior.

A primeira etapa da confecção do corpo de prova foi a compactação da base (NBR 7182/1986). Neste trabalho, utilizou-se a energia modificada correspondente a 2,7MJ/m³. De posse da curva de compactação, o material de base foi compactado de modo que sua altura final fosse de aproximadamente 3cm para que a interface ficasse exposta e pudesse ser rompida posteriormente. Eventuais imprecisões podem ser corrigidas, pois o rosqueamento do molde inferior torna sua altura ajustável.

Em seguida, pesou-se o corpo de prova, para que ele fosse mantido em laboratório à temperatura ambiente até que ele perdesse 50% da umidade. Usualmente, este processo dura cerca de 1 dia, a depender do material e das condições ambientais.

A etapa seguinte foi a aplicação da imprimação. Para tal, deve-se varrer a superfície da amostra e irrigá-la com água à taxa de 1L/m². Após 15 minutos de secagem, aplica-se o ligante de imprimação à taxa desejada. Para este artigo, aplicou-se 1L/² para todas as amostras. Por fim, espera-se 24h para que o ligante de imprimação penetre na base. Em seguida, a camada asfáltica é aplicada (**Figura 7**) e compactada sobre a base imprimada. Tal compactação foi realizada manualmente através do método Marshall.

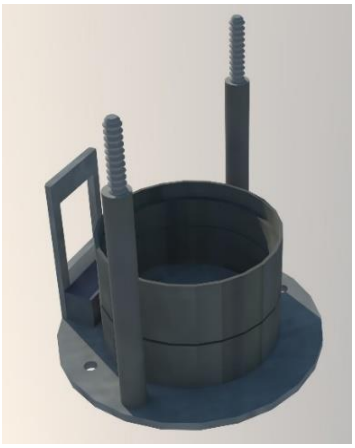


Figura 6: Molde de compactação



Figura 7: Aplicação da mistura asfáltica

4.2. Aplicação do carregamento e ruptura do corpo de prova

A tensão axial foi aplicada por meio de uma haste parafusada que transmite o esforço através de uma mola (Figura 8). De posse de sua constante elástica (0,3kN/mm), a mola é utilizada como dinamômetro e pela medição de sua deformação infere-se a tensão axial aplicada na interface.

$$\sigma = \frac{F}{A} = \frac{k\Delta x}{\pi r^2}$$

Onde σ é a tensão axial, F a força axial, A a área do corpo de prova, k a constante da mola, Δx a deformação da mola e r o raio do corpo de prova.



Figura 8: Aplicação do carregamento axial

O carregamento transversal, responsável pelo cisalhamento da interface, foi aplicado pela *Universal Testing Machine* (UTM) por meio de uma garra a ela acoplada que se acomoda à força circular do corpo de prova (Figura 9). Esta carga foi aplicada de maneira monotônica à taxa de 20kPa/s. A garra deve ser posicionada de modo que fique próxima ao limite superior da interface, a fim de minimizar o braço de alavanca que vai da interface ao ponto de aplicação da carga. A Figura 9 ilustra a aplicação da carga transversal na condição de tensões axiais nulas.



Figura 9: Aplicação carga transversal

Há, entretanto, que se considerar que parte das tensões de cisalhamento são absorvidas pelo atrito entre a placa de aço que recebe as tensões axiais e a mistura asfáltica. Através do uso de um plano inclinado e recursos audiovisuais, aferiu-se o coeficiente de atrito dinâmico entre a placa e a mistura, equivalente a 0,16. Portanto, simplificadamente, para o cálculo da tensão de cisalhamento resistida pela interface, desconta-se 16% da tensão axial aplicada.

5. DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A Figura 10 demonstra a relação existente entre o cisalhamento máximo suportado pela interface e a tensão axial sobre ela aplicada (compressão positiva). A relação crescente suporta a hipótese de que a envoltória de Mohr-Coulomb descreve a resistência ao cisalhamento desta interface, bem como a pequena variação dos pontos sujeitos ao mesmo nível de tensão axial sugere a reprodutibilidade do ensaio. Tanto os valores de coesão (45,77kPa) quanto de ângulo de atrito (62,93°) estão dentro dos limites dos resultados obtidos por Mantilla e Button (1994).

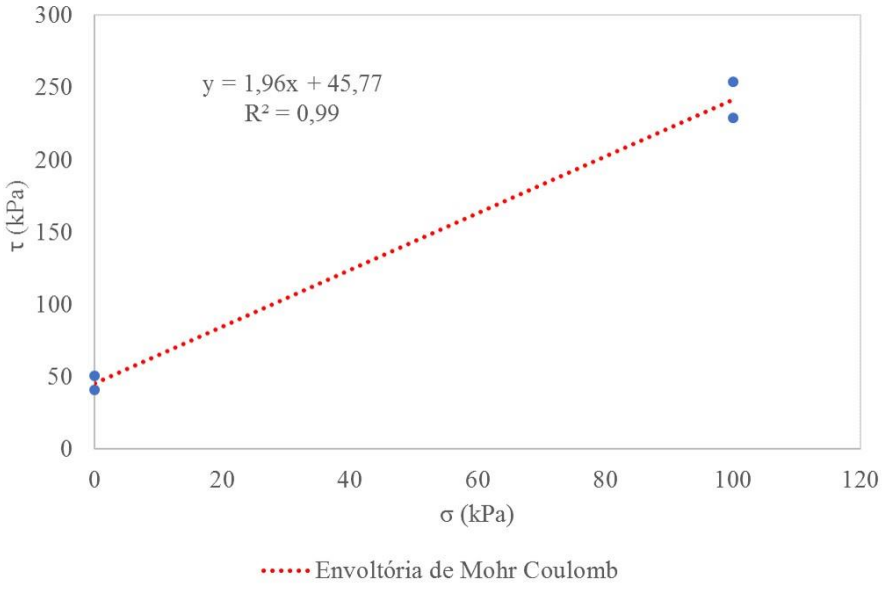


Figura 10: Envoltória de ruptura da interface

No que diz respeito ao módulo de reação transversal (K_t), o gráfico apresentado na Figura 11 corrobora a hipótese de que esta variável é função da tensão axial aplicada sobre a interface, mas que há também uma parcela independente, quando a tensão axial é nula. Estes resultados concordam com o modelo proposto, uma vez que a parcela de K_t dependente da tensão axial, representada por K_{fat} (Equação 2), é modelada pela Equação 3, enquanto o termo independente é representado por K_{imp}, correspondente à contribuição do ligante de imprimação no ganho de aderência. A **Tabela 3** apresenta a caracterização completa da interface, conforme os 4 parâmetros (K_{imp}, α, C, φ) do modelo proposto.

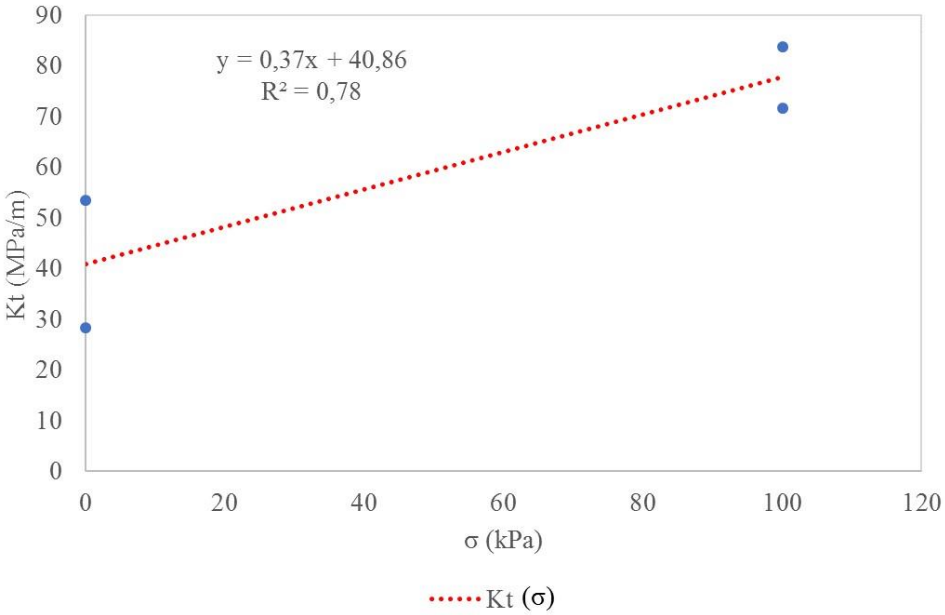


Figura 11: Curva do módulo de reação transversal

Tabela 3: Caracterização da interface

σ (kPa)	**K_t (MPa/m)**	**τ (kPa)**	**K_{imp} (kPa/mm)**	**α (mm^{-1})**	**C (kPa)**	**Φ (°)**
0	$0{,}28 \times 10^2$	41,00	40,86	0,37	45,77	62,93
0	$0{,}54 \times 10^2$	50,55				
100	$0{,}72 \times 10^2$	228,67				
100	$0{,}84 \times 10^2$	254,14				

É interessante confrontar os resultados com os limites propostos por Uzan *et al.* (1978) para qualificar a interface ensaiada quanto à sua importância estrutural. Segundo os autores, as camadas podem ser consideradas aderidas se $K_t \geq 10^5$kPa/mm, por outro lado, se $K_t \leq 10^2$, podem ser consideradas descoladas. Conforme mostra a Figura 12, a interface ensaiada se aproxima mais da condição descolada, o que significa que ela teria reduzida relevância estrutural num pavimento. Entretanto, deve-se ressaltar que esta conclusão é apenas indicativa e se limita aos materiais ensaiados e ao tipo de revestimento estudado. Acredita-se que para o uso de revestimentos mais delgados, caso dos tratamentos superficiais, essa constatação possa ser diferente. Adicionalmente, a influência da aderência na interface sobre a resposta estrutural varia conforme os materiais utilizados na estrutura, espessuras adotadas e outros fatores.

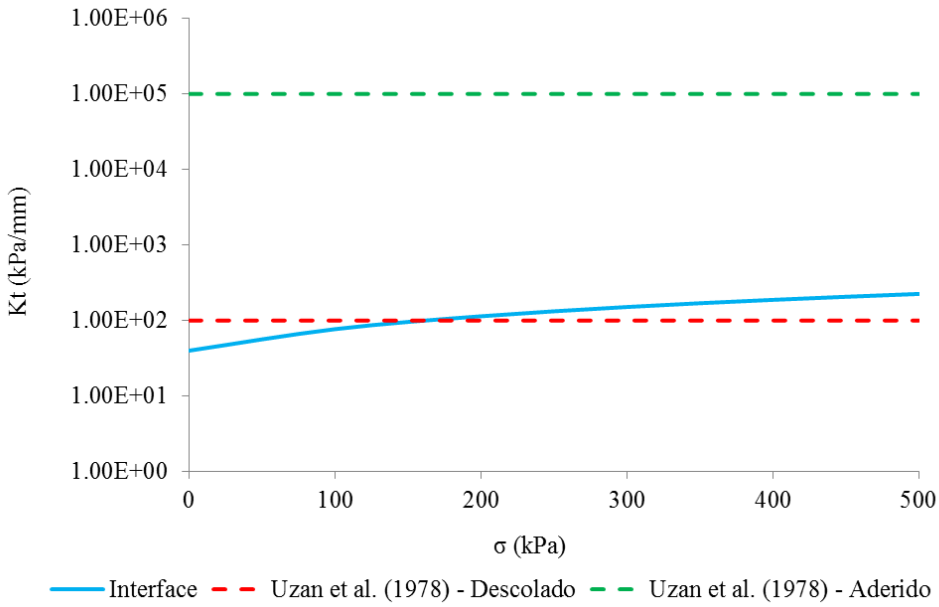


Figura 12: Comparação entre a curva de K_t da interface e os limites de Uzan *et al.* (1978)

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O ensaio proposto cumpriu sua proposta de caracterizar a interface reproduzindo as condições de aplicação dos materiais em campo no que se refere à temperatura do revestimento asfáltico, energia de compactação e umidade do material granular. Além disso, o processo desde a confecção até a ruptura dos corpos de prova durou 1 semana, o que tornou o ensaio prático para ser utilizado em pesquisa, inclusive para teste e desenvolvimento de novos materiais de imprimação.

No que diz respeito ao modelo constitutivo, pode-se concluir que os resultados empíricos suportaram a formulação proposta, a dependência dos parâmetros de resistência e módulo de reação transversal em relação à tensão axial foi confirmada. Tal modelo é uma importante contribuição deste trabalho, pois seus parâmetros podem ser utilizados em simulação computacional, o que viabiliza a consideração da interface de maneira mais realista em métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento.

A interface estudada mostrou-se ineficaz estruturalmente, para a solução de base BGS e revestimento do tipo CA testado, porém isso não deve ser um fator que desestimule a pesquisa acerca da aderência entre camadas. Pelo contrário, reforça a importância do estudo de outros materiais existentes e desenvolvimentos de novos, pois o entendimento do comportamento da interface é necessário para aproximar as camadas da condição de aderência perfeita, o que elevaria de maneira considerável a vida útil dos pavimentos asfálticos. Investigações com revestimentos mais esbeltos, como os tratamentos superficiais duplos que representam 61% das rodovias do estado do Ceará, precisam ser incentivadas, tendo em vista a função estrutural desses ser minimizada em análise mecanística-empírica.

Finalmente, conclui-se que o método de caracterização proposto apresentou resultados promissores para a modelagem da interface revestimento asfáltico-base granular. Entretanto, é necessária a realização de mais ensaios com uma maior diversidade de materiais a fim de garantir a reprodutibilidade e a aplicabilidade do procedimento aqui apresentado quando sujeito às diferentes condições.

REFERÊNCIAS

Almeida, F. D. (2017). Avaliação da Penetração, Coesão, Aderência e Desgaste Superficial de Ligantes Alternativo e Comerciais para Aplicação na Imprimação Betuminosa de Rodovias. *Dissertação de Mestrado*. Fortaleza, Ceará, Brasil. Universidade Federal do Ceará.

Boussinesq, J. (1885). Application des potentiels à l'étude de l'Equilibre et du Mouvement des Solides Elastiques.

Burmister, D. (1943). The theory of stresses and displacement systems and applications to the design of airport runways. *Highway Research Board*, 126-148.

Goodman, R., Taylor, R., & Brekke, T. (1968). A model for the mechanics jointed rock. *Transportation Research Board*, 637-659.

Hu, X., & Walabita, L. (2011). Effects of layer interfacial bonding conditions on the mechanistic responses in asphalt pavements. *Journal of Transportation Enginnering*, 28-36.

Khweir, K., & Fordyce, D. (2003). Influence of layer bonding on the prediction of pavement. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Transport*, 73 - 83.

Lambe, T., & Whitman, R. (1995). *Soil Mechanics 2.ed*. Nova York: John Wiley & Sons Inc.

Mantilla, C., & Button, J. (1994). Prime coat methods and materials to replace cutback asphalt. *FHWA - Research Report 1334-1F*. Austin, Texas.

Nogami, J., Villibor, D., & Fabbri, G. (1988). Imprimadura asfáltica em bases de solo arenoso fino laterítico. *Anais da XV Reunião Anual de Pavimentação*. Florianópolis.

Rabêlo, A. N. (2006). Contribuição ao estudo da imprimação betuminosa das bases rodoviárias do estado do Ceará. *Dissertação de Mestrado*. Fortaleza, Ceará, Brasil. Universidade Federal do Ceará.

Torquato e Silva, S., J. Bastos, & Soares, J. (2015). Influência da aderência na análise de pavimentos asfálticos. *44º RAPv - 18º ENACOR*. Foz do Iguaçu, Brasil.

Uzan, J., Livneh, M., & Eshed, Y. (1978). Investigation of adhesion properties between asphaltic concrete layers. *Transportation Research Board*, 495-521.

Ziari, H., & Khabiri, M. (2007). Interface condition influence on prediction of flexible pavement life. *Journal of Civil Engineering and Management*, 71-76.

AVALIAÇÃO DE PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE DOSADAS PELA METODOLOGIA *SUPERPAVE*

Matheus Covelo Machado
Taciano Oliveira da Silva
Heraldo Nunes Pitanga
Adriano de Freitas Teixeira
Valéria Martins da Costa Pena
Giovani Levi Sant'Anna
Universidade Federal de Viçosa

RESUMO
Este trabalho teve por objetivo principal analisar o comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pela metodologia *Superpave*, empregando-se o ligante asfáltico CAP 50/70. A faixa granulométrica selecionada para o estudo foi a "C", destinada à camada de rolamento, segundo a especificação ES 031 (DNIT, 2006a). O teor asfáltico de projeto obtido foi de 3,8% em relação a massa total da mistura. Para essa mistura, a razão entre as médias dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração por compressão diametral foi similar ou inferior àquelas identificadas na literatura técnica para misturas asfálticas similares. Comparativamente a misturas asfálticas similares dosadas pelo método *Marshall*, essa razão foi significativamente diferente, realçando as possíveis incongruências entre esses métodos de dosagem e compactação. Com o presente trabalho, busca-se expandir o conhecimento das propriedades mecânicas de misturas asfálticas a quente dosadas segundo as exigências da metodologia *Superpave*.

ABSTRACT
This study aimed to analyze the mechanical behavior of hot mix asphalt, dosed by *Superpave* methodology, using the asphalt binder CAP 50/70. The *C* particle size range was selected for the study, used in the surface course according to the specification ES 031 (DNIT, 2006a). The design asphaltic mixture contained 3.8% asphalt binder, in relation to the total mas of the mixture. For this mix, the ratio between the mean values of the results of tests of resilient modulus and tensile strength by diametrical compression was similar to or lower than those identified in the pertinent literature for similar asphalt mixtures, Compared to similar asphalt mixtures dosed by the Marshall method, this ratio was significantly different, highlighting the possible differences between these dosing and compaction methods. With the present study, it is sought to expand the knowledge of the mechanical properties of hot mix asphalt dosed according to the requirements of the Superpave methodology.

1. INTRODUÇÃO

O modal rodoviário lidera a matriz de transportes do Brasil, contando, segundo o boletim estatístico da Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2015), com 1.720.643 km de rodovias, dos quais 210.619 km são de rodovias pavimentadas. Mesmo representando pouco mais que 12% de toda malha rodoviária brasileira, as rodovias pavimentadas suportam grande parte do transporte, tanto de cargas quanto de passageiros.

Independentemente do tipo de pavimento rodoviário (rígido, flexível ou semi-rígido), tal estrutura deve ser projetada para resistir adequadamente aos esforços gerados pelo tráfego e pelo clima, além de garantir que o rolamento dos veículos se dê com conforto e segurança (Balbo, 2007). A estrutura do pavimento flexível, em particular, a mais amplamente empregada nas rodovias brasileiras, é composta, basicamente, pelas camadas de sub-base, base e revestimento asfáltico, com eventual presença da camada de reforço do subleito.

Por ser a camada externa do pavimento, o revestimento asfáltico sofre mais intensamente as ações do tráfego e das intempéries, justificando o estudo de suas propriedades mecânicas visando a averiguação prévia de seu desempenho sob solicitações similares às solicitações impostas em serviço (Bernucci *et al*., 2008).

Segundo Nascimento (2008), um dos fatores que influencia o desempenho do pavimento flexível é a correta dosagem experimental da mistura asfáltica constituinte da camada de revestimento. No Brasil, a técnica de dosagem *Marshall* é bastante utilizada, pois se trata de uma metodologia simples e de baixo custo, na qual se utilizam impactos de um soquete metálico como método de compactação. Contudo, uma técnica mais recente tem representado um avanço nas metodologias de dosagem, que é o sistema *Superpave*, pois este simula melhor as condições de compactação de campo, considerando variáveis climáticas e de tráfego como parâmetros na escolha dos materiais usados na mistura asfáltica destinada a compor a camada de revestimento asfáltico (Motta *et al*., 1996).

A necessidade de um novo método de dosagem veio da observação de deformações permanentes prematuras em rodovias americanas de tráfego pesado, durante os anos 80. Tais deformações foram associadas ao excesso de ligante nas misturas dosadas segundo o método *Marshall* e levavam a acreditar que os corpos de prova compactados com impacto estavam apresentando densidades diferentes das misturas asfálticas produzidas em campo (Vasconcelos, 2004).

Dessa forma, foi apresentada pelo *Strategic Highway Research Program* (SHRP), programa de estudo desenvolvido nos EUA sobre materiais asfálticos, a metodologia *Superpave*, cuja principal inovação é a forma de compactação da mistura asfáltica. Enquanto no método de dosagem *Marshall* a compactação é feita por impacto (golpes), no método de dosagem *Superpave* ela é realizada por amassamento (giros), utilizando-se do Compactador Giratório *Superpave* (CGS). Dosagens de concreto asfáltico feitas pelas metodologias *Marshall* e *Superpave* podem resultar em teores de projeto semelhantes ao se manter a granulometria da mistura dos agregados, entretanto os parâmetros volumétricos e as características mecânicas das misturas compactadas se mostram diferentes, influenciados, fundamentalmente, pela forma de compactação (Marques *et al*., 2001).

Segundo Nascimento *et al.* (2006), as dosagens *Marshall* e *Superpave* para energias equivalentes fornecem teores de ligante de projeto similares, porém, em termos de propriedades mecânicas tais como o módulo de resiliência (MR) e a resistência à tração por compressão diametral (RT), podem resultar em valores diferentes, pois as estruturas do esqueleto mineral geradas pela compactação por impacto (*Marshall*) e por amassamento (*Superpave*) são distintas e interferem no valor dessas propriedades mecânicas. Informações complementares sobre a metodologia *Superpave* e seu protocolo podem ser encontradas em Bernucci *et al.* (2008) e em *Asphalt Institute* (2001).

Dentro dessa perspectiva, considerando-se o caráter ainda incipiente do emprego da metodologia *Superpave* no Brasil e buscando expandir o conhecimento das propriedades mecânicas de misturas asfálticas a quente dosadas segundo as exigências dessa metodologia, realizou-se, nesse trabalho, um estudo de parâmetros mecânicos derivados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) e de módulo de resiliência (MR) a fim de contribuir para um melhor entendimento das respostas do material, quando dosado e compactado pela metodologia *Superpave*.
Adicionalmente, o presente trabalho visa ampliar o banco de dados nacionais pertinentes à dosagem de misturas asfálticas pela referida metodologia, a fim de que a mesma possa gradualmente ser considerada nos centros de pesquisa especializados, nos laboratórios dos cursos de graduação e pós-graduação e, consequentemente, na prática profissional da engenharia rodoviária nacional, contribuindo para a redução das patologias derivadas de

eventuais incompatibilidades entre a dosagem de laboratório e o procedimento de execução em campo dessas misturas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Materiais

Para a realização dos ensaios de laboratório, foram utilizados os seguintes agregados: brita 0, brita 1 e pó de pedra. Esses agregados foram provenientes da pedreira Ervália, localizada no município de Ervália, situado na Zona da Mata Norte do estado de Minas Gerais. A faixa granulométrica adotada neste trabalho foi a C da especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006a), destinada à camada de rolamento de pavimentos flexíveis. O ligante asfáltico utilizado neste trabalho foi o CAP 50/70, oriundo da empresa Stratura Asfaltos S/A, localizada na cidade de Betim - MG.

2.2. Métodos

A Tabela 1 identifica os ensaios realizados sobre os materiais e misturas asfálticas previstos nesse programa experimental de pesquisa, com correspondente indicação da norma adotada. Os correspondentes valores de massa específica máxima medida (Gmm) de cada mistura asfáltica foram determinados segundo o método *Rice*, regido pela norma D 2041 (ASTM, 2011).

Tabela 1: Ensaios realizados no programa experimental de pesquisa.

Material			
Agregado graúdo	Agregado miúdo	Ligante asfáltico	Mistura asfáltica
Análise granulométrica - ME 083 (DNER, 1998a)	Análise granulométrica - ME 083 (DNER, 1998a)	Penetração - ME 155 (DNIT, 2010a)	Massa específica máxima medida - D2041 (ASTM, 2011)
Abrasão Los Angeles - ME 035 (DNER, 1998b)	Massa específica -ME 194 (DNER, 1998d)	Ponto de fulgor - ME 148 (DNER, 1994c)	Resistência à tração por compressão diametral - ME 136 (DNIT, 2010c)
Absorção - ME 081 (DNER, 1998c)		Ponto de amolecimento - NBR 6560 (ABNT, 2008)	Módulo de resiliência - ME 135 (DNIT, 2010b)
Adesividade ao ligante betuminoso - ME 078 (DNER, 1994b)		Massa específica e densidade relativa - ME 193 (DNER, 1996)	Dosagem *Superpave* - AASHTO M 323 (2013), AASHTO R 35 (2014)
Índice de forma - ME 086 (DNER, 1994a)			

A metodologia de dosagem seguida baseou-se nos procedimentos M 323 (AASHTO, 2013), R 35 (AASHTO, 2014), descritos pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO).

Os corpos de prova foram confeccionados utilizando o ligante à 165ºC e os agregados à 175ºC, ambos aquecidos em estufas. Após a homogeneização dos materiais, as misturas asfálticas eram encaminhadas para o envelhecimento de curto prazo, onde permaneciam por um período de duas horas à 140ºC, junto com os moldes de compactação. Dando sequência ao procedimento, os moldes de compactação com a mistura asfáltica dentro eram levados ao CGS para a aplicação do esforço de compactação. A compactação foi feita à 140ºC para garantir que o CAP apresentasse a viscosidade proposta pela especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006a). Após a compactação, o corpo de prova é retirado do molde e resfriado à temperatura ambiente em uma superfície plana.

A presente pesquisa considerou, para fins de projeto, a condição de tráfego médio a alto (N de 3.10^6a 10.10^6 solicitações do eixo padrão AASHTO), para a qual se definem, conforme Tabela

2, os respectivos números de giros do equipamento CGS pertinentes aos esforços de compactação em Ninicial, Nprojeto e Nmáximo, os dois primeiros para avaliar a compatibilidade da mistura, o último para selecionar o teor de asfalto de projeto. A partir do tráfego considerado, Bernucci et al. (2008) sugerem que o projeto da mistura asfáltica envolveria ensaios de previsão de desempenho a uma temperatura além do projeto volumétrico da mesma, Nível 2 da metodologia Superpave, porém no Laboratório de Asfalto e Misturas do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa não se dispõe de equipamentos para realizar os ensaios exigidos pelos demais níveis.

Tabela 2: Números de giros do equipamento CGS especificados na norma de dosagem *Superpave* (Bernucci *et al*., 2008).

Parâmetros de compactação			Tráfego
$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	
6	50	75	Muito leve (local)
7	75	115	Médio (rodovias colaterais)
8	100	160	Médio a alto (vias principais, rodovias rurais)
9	125	205	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesado)

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1. Caracterização dos agregados

As respectivas granulometrias dos agregados empregados na composição das misturas asfálticas consideradas na dosagem *Superpave* estão apresentadas na Figura 1 e na Tabela 3, a qual também reúne os demais índices físicos característicos desses materiais. Os agregados apresentaram propriedades adequadas para a utilização em misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico, em conformidade com a especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006a).

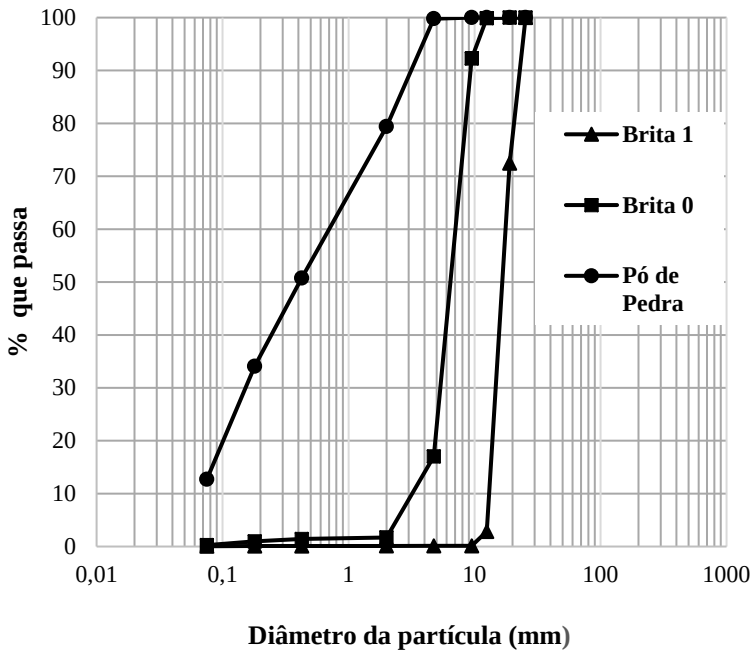


Figura 1: Curvas granulométricas dos agregados minerais empregados na pesquisa.

Tabela 3: Índices físicos dos agregados minerais empregados na pesquisa.

Índice físico	Magnitude do índice físico		
	Brita 0	Brita 1	Pó de pedra
Abrasão Los Angeles (%)	44,9	44,9	-
Absorção (%)	0,65	0,68	-
Adesividade ao ligante betuminoso	Satisfatória	Satisfatória	-
Índice de forma (%)	0,68	0,68	-
Massa específica real (g/cm^3)	2,816	2,818	2,782
Massa específica aparente (g/cm^3)	2,771	2,775	-

3.2. Caracterização do ligante asfáltico

As características físicas do ligante asfáltico empregado na pesquisa estão reunidas na Tabela 4. Nota-se que todos os resultados obtidos estão em conformidade com a especificação de material EM 095 (DNIT, 2006b) para o CAP 50/70.

Tabela 4: Índices físicos do ligante asfáltico empregado na pesquisa.

Índice físico	Magnitude do índice físico
Penetração (dmm)	51
Ponto de fulgor (ºC)	343
Ponto de amolecimento (ºC)	51
Massa específica real (g/cm^3)	1,001
Densidade relativa	1,004

3.3. Caracterização das composições de agregados minerais das misturas tentativas

Atendendo às exigências da metodologia *Superpave*, as três composições granulométricas tentativas de agregados minerais empregadas na dosagem são apresentadas na Figura 2, em conjunto com os limites da faixa C da especificação ES 031 (DNIT, 2006a) e com as restrições estabelecidas por essa metodologia (pontos de controle).

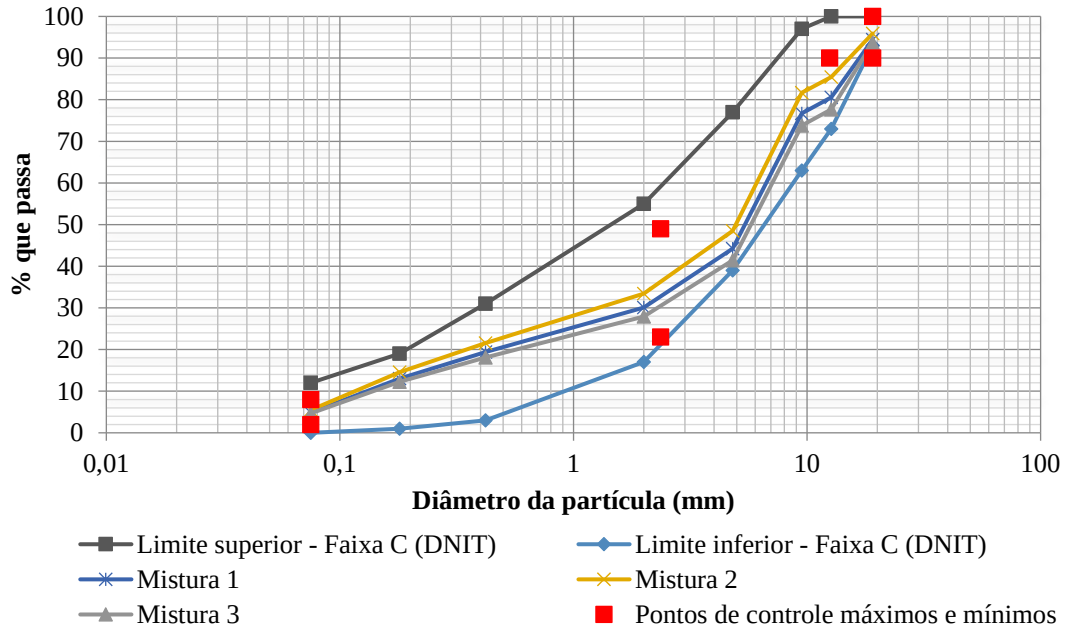


Figura 2: Curvas granulométricas das misturas de agregados minerais tentativas empregadas na dosagem *Superpave* e dos limites da faixa C do DNIT.

As percentagens dos agregados minerais em cada uma dessas composições e os correspondentes valores de massas específicas real (Gsa), aparente (Gsb), efetiva (Gse) e máxima medida (Gmm) são apresentados na Tabela 5, ressaltando-se que os três primeiros índices são pertinentes à mistura dos agregados (sem ligante), e o último é pertinente à mistura asfáltica (agregados e ligante).

Tabela 5: Características das composições granulométricas tentativas previstas na dosagem *Superpave*.

Agregado	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
		% na mistura de agregados	
Brita 0	43	44	43
Brita 1	20	15	23
Pó de pedra	37	41	34
Massas específicas	Mistura 1	Mistura 2	Mistura 3
Gsa (g/cm^3)	2,804	2,804	2,805
Gsb (g/cm^3)	2,768	2,768	2,768
Gse (g/cm^3)	2,786	2,785	2,786
Gmm (g/cm^3)	2,586	2,596	2,579

3.4. Resultados das dosagens tentativas

Para as composições granulométricas tentativas adotadas no programa experimental, a metodologia de dosagem Superpave indicou os valores de percentagem estimada de ligante (Pl,est) apresentados na Tabela 6, os quais foram adotados na preparação das amostras compactadas no Compactador Giratório *Superpave* (CGS). Para o número de giros de projeto ($N_{projeto}$), os parâmetros volumétricos de interesse (VAM, RBV, %Gmm a $N_{inicial}$, %Gmm a $N_{máximo}$, P/A) foram quantificados, conforme apresentado nessa mesma Tabela.

Tabela 6: Percentagens estimadas de ligante para as misturas tentativas e correspondentes valores dos parâmetros volumétricos de interesse segundo a metodologia *Superpave*.

Mistura tentativa	Percentagem estimada de ligante (%)	VAM (%)	RBV (%)	%Gmm a $N_{inicial}$	%Gmm a $N_{máximo}$	P/A
1	3,7	13,5	70,3	88,8	97,0	1,34
2	3,8	13,2	69,8	89,7	97,0	1,48
3	3,8	14,4	72,2	87,3	97,4	1,20

Os parâmetros volumétricos apresentados na Tabela 6 devem respeitar as exigências da metodologia *Superpave* descritas na Tabela 7, que, para o tráfego admitido nesse trabalho e o Tamanho Máximo Nominal (TMN = 19,0 mm) do agregado, são VAM > 13%, RBV entre 65% e 75%, %Gmm a $N_{inicial}$< 89%, %Gmm a $N_{máximo}$< 98% e P/A (relação pó/asfalto ou pó/betume efetivo) entre 0,6 e 1,2.

À luz dos resultados obtidos, constata-se que a mistura 1 não atende ao requisito da relação pó/asfalto, pois se mostrou superior ao limite de 1,2. Já a mistura 2, além de também apresentar resultado superior a 1,2 para a relação pó/asfalto, não respeitou o limite máximo do requisito %Gmm a $N_{inicial}$. Os parâmetros volumétricos da mistura 3 estão de acordo com a especificação, possibilitando, portanto, sua utilização como mistura granulométrica de projeto. Com isso, foram confeccionados dois corpos de prova para quatro teores de ligante diferentes (3,8%, 3,8% ± 0,5% e 3,8%+1,0%), obtendo-se os resultados apresentados na Tabela 8.

Tabela 7: Requisitos volumétricos do método *Superpave* (Bernucci *et al*., 2008).

Tráfego N AASHTO x 10^6	Densidade relativa requerida (%Gmm)			Vazios no Agregado Mineral (VAM), % mínima						Relação Betume-Vazios (RBV), em %	Relação Pó-Asfalto (P/A), em %
				Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm							
	$N_{inicial}$	$N_{projeto}$	$N_{máximo}$	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75		
< 0,3	≤ 91,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	70 - 80	0,6 - 1,2
0,3 a 3	≤ 90,5	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 78	0,6 - 1,2
3 a 10	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2
10 a 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2
> 30	≤ 89,0	96,0	≤ 98,0	11,0	12,0	13,0	14,0	15,0	16,0	65 - 75	0,6 - 1,2

Tabela 8: Resumo dos parâmetros volumétricos da mistura granulométrica de projeto compactada no número de giros correspondente a $N_{projeto}$.

Teor de ligante (%)	%Gmm a $N_{inicial}$ (N=8)	%Gmm a $N_{projeto}$ (N=100)	%Gmm a $N_{máximo}$ (N=160)	Vv (%)	VAM (%)	RBV (%)	Massa específica (g/cm³)
3,3	87,65	95,69	96,84	4,31	13,17	67,30	2,485
3,8	87,74	96,05	97,21	3,95	13,20	70,04	2,497
4,3	89,15	97,66	98,91	2,34	12,91	81,87	2,519
4,8	89,48	98,88	100,00	1,12	12,96	91,37	2,530

As curvas de variação das propriedades volumétricas de interesse em função do teor de ligante, para a compactação no número de giros $N_{projeto}$, são apresentadas na Figura 3.

Analisando os resultados, percebeu-se que a mistura asfáltica com teor de ligante asfáltico de 3,8% apresentou Vv de 3,95%, muito próximo, portanto, ao volume de vazios alvo de 4% prescrito pela metodologia *Superpave*.

Além disso, o resultado de 13,2% de VAM está de acordo com a especificação dessa metodologia para esse parâmetro volumétrico, conforme Tabela 7, que exige uma porcentagem maior que 13%. O parâmetro RBV apresentou resultado igual a 70,04%, que se encontra dentro do intervalo de 65% a 75% também prescrito pela metodologia de dosagem para a categoria de tráfego admitida nesse trabalho.

Os resultados em relação aos parâmetros de densidade relativa requerida %Gmm a $N_{inicial}$ e %Gmm a $N_{máximo}$ também atenderam aos requisitos *Superpave* presentes na Tabela 7 (87,74% e 97,21%, respectivamente).

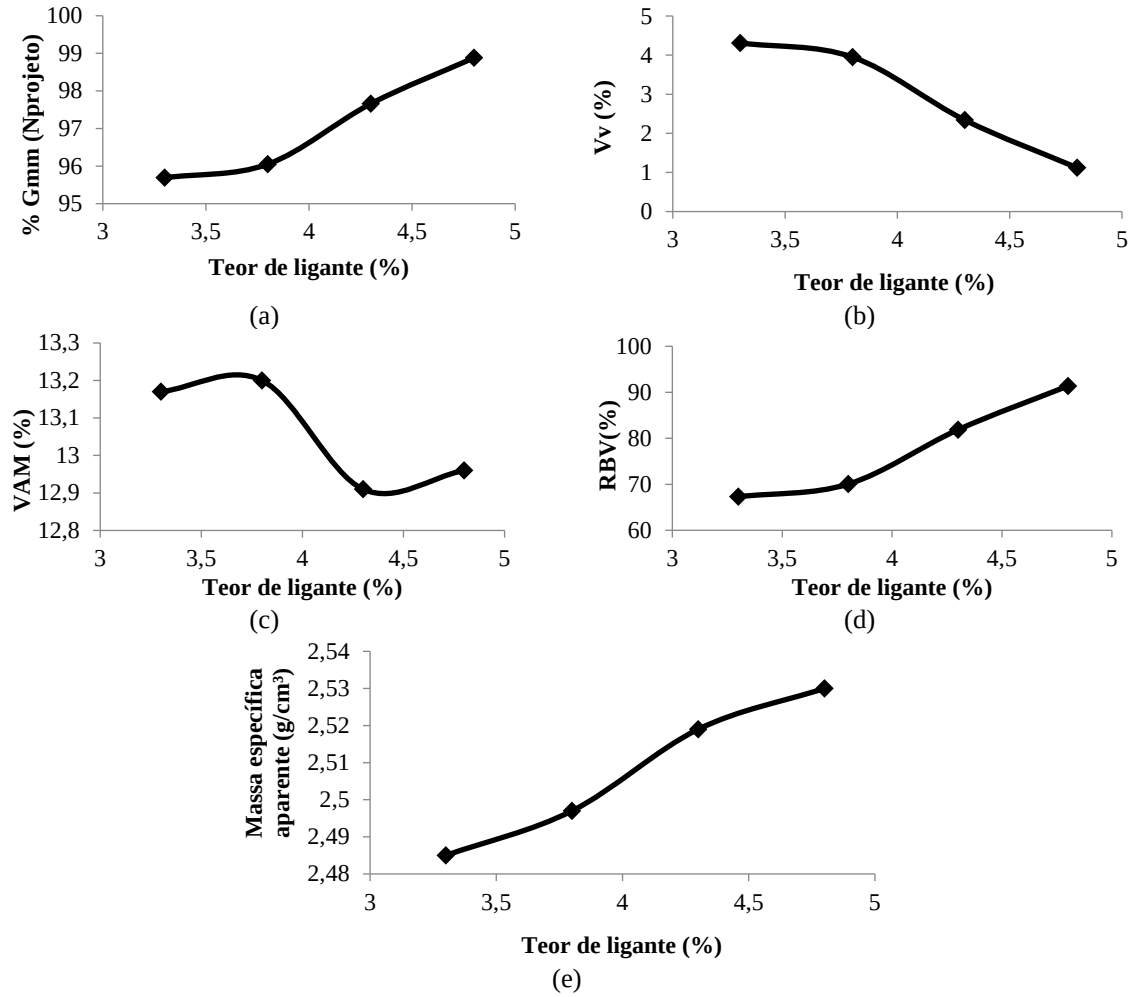


Figura 3: Curvas de variação dos parâmetros volumétricos de interesse da dosagem *Superpave* em função do teor de ligante, para a compactação no $N_{projeto}$: (a) %Gmm; (b) Vv; (c) VAM; (d) RBV; (e) Massa específica aparente.

Após essa análise, a mistura granulométrica 3, com teor de ligante asfáltico de 3,8%, foi adotada como a mistura asfáltica de projeto. Na Tabela 9, encontra-se o resumo dos valores das propriedades volumétricas da mistura de projeto, juntamente com os critérios extraídos da Tabela 7 para a categoria de tráfego admitida nesse trabalho.

Tabela 9: Propriedades volumétricas da mistura de projeto e correspondentes critérios limites estabelecidos pela metodologia *Superpave* para a categoria de tráfego adotada.

Propriedade da mistura	Resultado	Critério
Vv	3,95%	4%
VAM	13,20%	≥13%
RBV	70,04%	65% a 75%
Relação Pó-Asfalto (P/A)	1,20	0,6 a 1,2
%Gmm a $N_{inicial}$ (N=8)	87,74%	< 89%
%Gmm a $N_{máximo}$ (N=160)	97,21%	< 98%

3.5. Resultados dos ensaios mecânicos sobre a mistura de projeto

3.5.1. Resistência à tração por compressão diametral (RT)

A Tabela 10 apresenta os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) realizados sobre corpos de prova da mistura asfáltica de projeto. Segundo a especificação de serviço ES 031 (DNIT, 2006a), misturas asfálticas usinadas a quente, dimensionadas para a camada de rolamento, devem obter resistência à tração por compressão diametral estática, ensaiadas a 25°C, superior a 0,65 MPa, o que foi atendido pela mistura asfáltica de projeto compactada no $N_{projeto}$=100, para a qual obteve-se a média de 1,20 MPa.

Tabela 10: Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral estática (RT) sobre corpos de prova da mistura asfáltica de projeto.

Corpo de prova	Carga de ruptura (kgf)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Resistência à tração por compressão diametral (MPa)	Resistência à tração por compressão diametral média (MPa)	Desvio padrão médio (MPa)
1	1212	99,91	62,40	1,24		
2	1123	99,91	62,64	1,14	1,20	0,04
3	1233	100,03	63,81	1,23		

3.5.2. Módulo de resiliência (MR)

A Tabela 11 apresenta os resultados dos ensaios para determinação do módulo de resiliência (MR) da mistura asfáltica de projeto, compactada no $N_{projeto}$=100 giros e também ensaiada a 25°C.

Tabela 11: Resultados dos ensaios de módulo de resiliência sobre corpos de prova da mistura asfáltica de projeto.

Corpo de prova	Módulo de resiliência (MPa)	Módulo de resiliência médio (MPa)	Desvio padrão médio (MPa)
1	3668		
2	3570	3733	152
3	3960		

Para fins comparativos, apresentam-se, na Tabela 12, os resultados de propriedades mecânicas de revestimentos asfálticos derivados de ensaios similares aos contemplados nesse trabalho, também baseados na dosagem *Superpave* de misturas asfálticas e destinados à faixa granulométrica C. E a fim de estender essa comparação dos resultados de propriedades mecânicas de revestimentos asfálticos, a Tabela 13 apresenta resultados de pesquisas que utilizaram a metodologia de dosagem *Marshall* e destinados também à faixa granulométrica C. Além das propriedades mecânicas de interesse, a saber, módulo de resiliência (MR) e resistência à tração estática por compressão diametral (RT), foram indicados os correspondentes valores da relação MR/RT.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), a razão MR/RT tem sido considerada pela literatura técnica como um indicador da vida de fadiga de misturas asfálticas compactadas, visto que tal índice aglutina, simultaneamente, dados de rigidez e de resistência do material, sendo preferível, de um lado, uma menor magnitude dessa razão, devido à necessidade estrutural de se projetar camadas de revestimento asfáltico que tenham baixa rigidez, visando evitar a elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento, e, de outro lado, uma elevada

resistência à tração, visto que uma maior resistência à tração na ruptura é, geralmente, também associada a uma maior resistência à fadiga. Leite *et al.* (2000) e Pinheiro *et al.* (2003) estimam que misturas com razão MR/RT da ordem de 3000, tal como a da presente pesquisa, apresentam um bom comportamento estrutural sob a ação das solicitações dinâmicas devidas ao tráfego e intempéricas devidas ao clima, ou seja, tendem a ser, simultaneamente, adequadamente flexíveis e resistentes aos esforços de tração gerados por tais solicitações. Nesse cenário, para uma mesma RT, uma menor relação MR/RT pode ser particularmente vantajosa, visto que permite o dimensionamento de revestimentos asfálticos menos espessos para uma mesma vida de fadiga. Salienta-se, porém, segundo Vasconcelos (2004), que o parâmetro MR/RT não deve eliminar a necessidade de estudo da vida de fadiga de misturas asfálticas, uma vez que o ensaio de fadiga considera diferentes níveis de tensão.

Tabela 12: Comparativo entre os resultados dessa pesquisa e os obtidos na literatura técnica para a faixa C do DNIT e para ligantes asfálticos similares.

Mistura/Autor	Módulo de resiliência – MR (MPa)	Resistência à tração por compressão diametral – RT (MPa)	MR/RT
Concreto asfáltico – CAP 50/60 – Vasconcelos (2004)	6003	1,72	3490
	6421	1,47	4368
	4181	1,43	2924
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Araújo *et al*. (2008)	2982	0,88	3389
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Borges *et al.* (2016)	4496	1,16	3875
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Bruxel (2015)	3584	1,15	3117
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Pinheiro *et al.* (2014)	3988	1,16	3438
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Presente pesquisa	3733	1,20	3111

Tabela 13: Resultados de outras pesquisas obtidos na literatura técnica para a faixa C do DNIT e para ligantes asfálticos similares, utilizando a dosagem *Marshall*.

Mistura/Autor	Módulo de resiliência – MR (MPa)	Resistência à tração por compressão diametral – RT (MPa)	MR/RT
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Borges *et al*. (2016)	4073	0,91	4475
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Tinajeros *et al.* (2016)	2656	1,11	2393
Concreto asfáltico – CAP 50/70 – Prudente (2015)	5723	1,06	5399

Pode-se notar que a mistura asfáltica projetada nesse trabalho apresentou um comportamento satisfatório em relação ao que é recomendado na literatura em termos de RT, MR e a razão MR/RT. Comparando as misturas asfálticas projetadas utilizando a metodologia de dosagem *Superpave* com as misturas produzidas a partir do método *Marshall*, observou-se que a relação MR/RT possui diferenças significativas na ordem de grandeza, além de que há uma maior disparidade nos resultados fornecidos pelo método de dosagem *Marshall*.

4. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esse artigo visou contribuir com a ampliação do banco de dados técnico-científicos nacionais pertinentes à aplicação da metodologia de dosagem *Superpave*, ainda tímida em nosso país, buscando estimular o desenvolvimento de novas pesquisas que contemplem o emprego do

referido método e, consequentemente, que fomentem a perspectiva de sua inserção crescente no âmbito da prática da Engenharia Rodoviária nacional. Sua motivação decorreu da constatação, em campo, da incidência de patologias precoces em rodovias dosadas segundo a metodologia *Marshall*, o que realça a importância técnica de se considerar, na dosagem de misturas asfálticas constituintes da camada de revestimento asfáltico dessas rodovias, uma metodologia que seja mais representativa das condições executivas em campo, sobretudo da compactação dessas misturas. Para as particularidades dessa pesquisa, os resultados dos ensaios mecânicos realizados sobre a mistura asfáltica de projeto são indicativos, com base na literatura técnica correspondente a misturas e ensaios similares, de um desempenho estrutural satisfatório em termos de resistência aos mecanismos de trincamento térmico e/ou por fadiga, o que, porém, não exclui a necessidade de realização de ensaios de fadiga para tais misturas.

REFERÊNCIAS

AASHTO M 323 (2013). *Specification for Superpave Volumetric Mix Design*. *American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.*

AASHTO R 35 (2014). *Practice for Superpave Volumetric Design for Asphalt Mixtures*. *American Association of State Highway and Transportation Officials, USA.*

ASTM D2041 (2011). *Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. American Society for Testing and Materials, USA.*

Araújo Júnior, P. C., A. C. Vale, J. B. Soares e M. D. T. Casagrande (2008). Análise Laboratorial do Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP 30/45 – em Misturas Asfálticas. *Anais do 19° Encontro do Asfalto*, Rio de Janeiro.

Asphalt Institute (2001). *Superpave Mix Design*. *Superpave Series* N°2 (SP-2), USA.

ABNT (2008). NBR 6560. *Materiais betuminosos - determinação do ponto de amolecimento - método do anel e bola*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Balbo, J. T. (2007). *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Editora Oficina de textos, São Paulo.

Bernucci, L. B., L. M. G. Motta, J. A. P. Ceratti e J. B. Soares (2008). *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. ABEDA, Rio de Janeiro.

Borges, P. R., G. S. Pereira, T. O. Silva, H. N. Pitanga, G. L. Sant'Anna, C. A. T. Carmo e G. L. O. Marques (2016). Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pela metodologia *Marshall* e compactadas no compactador *Marshall* e no CGS (Compactador Giratório *Superpave*). *Anais do XXX ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, Rio de Janeiro.

Bruxel, D. F. (2015). *Estudo do comportamento viscoelástico de concretos asfálticos convencionais e modificados através de ensaios de laboratório e de análise de desempenho*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Santa Maria, Santa Maria, 129p.

CNT (2015). Boletim Estatístico – CNT – Março, 2015. Disponível em: <http://www.cnt.org.br/Paginas/Boletins_Detalhes.aspx?b=3>. Acesso em 20 de maio de 2015.

DNER - ME 086 (1994a). *Agregados – determinação do índice de forma: método de ensaio.* Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNER – ME 078 (1994b). *Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso: método de ensaio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, São Paulo.

DNER – ME 148 (1994c*). Material betuminoso – determinação dos pontos de fulgor e de combustão: método de ensaio.* Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNER – ME 193 (1996). *Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade: método de ensaio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNER – ME 083 (1998a). *Agregados – análise granulométrica: método de ensaio.* Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNER – ME 035 (1998b). *Agregados – determinação da abrasão "Los Angeles": método de ensaio.* Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, São Paulo.

DNER – ME 081 (1998c). *Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo: método de ensaio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNER – ME 194 (1998d). *Agregados – determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco de Chapman: método de ensaio*. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Rio de Janeiro.

DNIT - EM 095 (2006b). *Cimento asfáltico de petróleo – Especificação de material.* Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

DNIT – ES 031 (2006a). *Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico: especificação de serviço*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

DNIT - ME 155 (2010a). *Material asfáltico - Determinação da penetração: método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

DNIT - ME 135 (2010b). *Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência: método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.

DNIT - ME 136 (2010c). *Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral: método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes Rio de Janeiro.

Leite, L. F. M., L. M. G. Motta, L. B. Bernucci e J. B. Soares (2000). Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory. *Proceedings, Asphalt Rubber: the pavement material of the 21st century*. Vilamoura, p. 309-318.

Marques, G. L. O., L. M. G. Motta e L. M. Leite (2001). Exemplos de Dosagem Superpave no Brasil. *Anais da 33ª Reunião Anual de Pavimentação*, Florianópolis.

Motta, L. M. G., I. Tonial, L. M. F. Leite e R.S. Constantino (1996). *Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas*. Tradução comentada, IBP.

Nascimento, L., L. Leite, E. F. Campos, G. Marques e L. Motta (2006). Uso da tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. *Anais do 18º Encontro do Asfalto*, Rio de Janeiro.

Nascimento, L. A. (2008). *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 204p.

Pinheiro, G. S., R. L. Oliveira, F. P. Rossato, D. S. Pereira e L.P. Specht (2014). Análise comparativa dos parâmetros de RT e MR para misturas com diferentes ligantes asfálticos a diferentes temperaturas. *Anais do XXVI Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia – CRICTE 2014*, Alegrete, p. 1-4.

Pinheiro, J. H. M., J. B. Soares e L. F. M. Leite (2003). Caracterização de misturas asfálticas com borracha produzidas pelos processos úmido e seco. *Anais do XVII ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, Rio de Janeiro, p.116-129.

Prudente, C. Q. A. (2015). *Estudo laboratorial de misturas asfálticas a quente utilizadas em Goiás*. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 113 f.

Tinajeros, R. A. P., T. O. Silva, H. N. Pitanga, D. C. Lima e G. L. O. Marques (2016). Estudo do comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente produzidas com ligantes convencional e modificado por polímero SBS. *Anais do XXX ANPET – Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, Rio de Janeiro.

Vasconcelos, K. L. (2004). *Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias***.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 132 p.

Matheus Covelo Machado (matheus.covelo@gmail.com)
Taciano Oliveira da Silva (taciano.silva@ufv.br)
Heraldo Nunes Pitanga (heraldo.pitanga@ufv.br)
Adriano de Freitas Teixeira (adrianodft@gmail.com)
Valéria Martins da Costa Pena (valeriamcpena@gmail.com)
Giovani Levi Sant'Anna (santannagiovani@yahoo.com.br)
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa
Av. Peter Henry Rolfs, s/n – Campus Universitário, Viçosa, MG, Brasil

AVALIAÇÃO DA RELAÇÃO ENTRE PROPRIEDADES DE FORMA DOS AGREGADOS, PARÂMETROS DO ESQUELETO MINERAL E O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Daniele Soares Ibiapina
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco
Universidade Federal do Ceará

RESUMO
Esta pesquisa tem como objetivo principal avaliar a relação entre propriedades de forma de agregados, parâmetros do esqueleto mineral e o comportamento mecânico da mistura asfáltica, com relação à resistência à deformação permanente desses materiais. Para atingir esse objetivo, um banco de dados de agregados analisados no *Aggregate Image Measurement System 2* (AIMS2) foi organizado e categorizado. Com base nos resultados, a classificação das propriedades de forma proposta pela metodologia AIMS2 foi customizada para agregados nacionais, utilizando dois métodos estatísticos: quartis e clusters. Para avaliar as correlações entre propriedades de forma dos agregados e parâmetros do esqueleto mineral formado, diferentes misturas asfálticas serão dosadas, segundo a metodologia *Superior Performing Asphalt Pavements* (Superpave), com uma combinação de agregados com diferentes propriedades de forma, obtidas a partir do uso do Micro-Deval e uma granulometria de projeto fixa, seguindo a faixa C do DNIT. Essas misturas serão analisadas no software *Image Processing and Analysis System* (iPas2). Para estabelecer as correlações existentes essas misturas serão avaliadas a partir dos resultados do ensaio uniaxial de carga repetida e de seu parâmetro mecânico, o *Flow Number* (FN). A técnica de análise estatística realizada para avaliar as correlações será a regressão linear. Espera-se, com os resultados encontrados poder otimizar a escolha de agregados, ainda na fase de projeto, com vistas a produzir misturas asfálticas com desempenho satisfatório, com relação à deformação permanente.

Daniele Soares Ibiapina (daniele@det.ufc.br)
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco (veronica@det.ufc.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará
Campus do Pici, Bloco 703, Fortaleza, CE, Brasil, CEP: 60440-554

AVALIAÇÃO DAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DE MISTURAS ASFÁLTICAS MODIFICADAS COM ADIÇÃO DO ÓLEO DA SOJA E DO ÓLEO DE MILHO

Ablenya Grangeiro de Barros
Christian Rafael Ziegler
Daniel Beserra Costa
Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva
Laiana Ferreira da Costa
Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena
Universidade Federal de Campina Grande
Laboratório de Engenharia de Pavimentos

RESUMO
A incorporação de aditivos oriundos de oleaginosas ao ligante asfáltico é um agente viável para a redução de temperaturas de usinagem e aplicação da massa asfáltica. Estudos acerca de parâmetros reológicos comprovaram a viabilidade da adição do óleo de soja e milho ao ligante asfáltico, em seu estado novo e residual. O presente trabalho objetiva estudar a aplicação destes óleos em substituição parcial ao asfalto mediante sua influência em propriedades mecânicas das misturas asfálticas. Os resultados apontam que as adições tendem a reduzir a resistência à tração, rigidez e resistência à deformação permanente das misturas. Estes valores, contudo, continuaram atendendo aos requisitos exigidos para o desempenho do pavimento. A susceptibilidade à umidade, entretanto, não atendeu às especificações mínimas no maior teor de adição dos óleos. Não foi verificada interferência do processo de fritura nos aspectos analisados, confirmando o uso do óleo residual e conferindo um descarte ecológico para este resíduo.

ABSTRACT
Additions of organic additives derived from oilseeds on asphalt binders can reach reductions on temperatures of machining and compaction of asphalt mixtures. Studies regarding rheological aspects have confirmed the feasibility of inserting new and after consumption (residual) soybean oil and corn oil into the asphalt binder. The present study aims to evaluate the effects of modifying the asphalt binder with these oils, concerning mechanical properties of the asphalt mixtures. The results shown that the oils addition tends to reduce the asphalt mixtures maximum strength, stiffness and resistance to permanent deformation. These values, however, still meet the specifications for performance of the resulting pavement. The moisture sensitivity, nonetheless, did not result in acceptable values for the mixtures with the highest content of oil. Overall, it could not be verified an interference of the frying process regarding the aspects analysed, therefore confirming the use of the residual oils and contributing to the environmentally friendly dispose of the residual oil.

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, o pouco investimento em infraestrutura de outros meios de transporte faz com que a grande maioria das transferências de bens e circulação de pessoas seja realizada pela malha rodoviária. Entretanto, ao mesmo tempo em que a pavimentação de rodovias oferece benefícios aos usuários, durante sua execução ocorre elevado consumo energético e emissões de gases de efeito estufa no meio ambiente (LUCENA et al., 2016).

Para produção das misturas asfálticas é necessário submeter o ligante asfáltico a temperaturas que promovam a viscosidade necessária para que este recubra os materiais granulares. No processo de usinagem a quente são utilizadas temperaturas entre 140 ^{o}C e 180^{o}C. Estas temperaturas podem ocasionar oxidação e envelhecimento precoce do ligante, visto que suas propriedades são alteradas, causando uma elevação em sua consistência e consequente aumento da rigidez da mistura asfáltica (MELLO, 2014 apud CAVALCANTE, 2016). Este fato, aliado à necessidade de um desenvolvimento sustentável e uma maior eficiência energética na área da pavimentação tem impulsionado a busca por temperaturas de usinagem e aplicação das misturas asfálticas inferiores às convencionalmente utilizadas (CAPITÃO et al, 2012). As misturas mornas, expressão usada no Brasil para designar o termo *Warm Mix*

Asphalt (WMA), correspondem a tecnologias que permitem atingir reduções na temperatura de trabalho da massa asfáltica entre 30ºC e 50ºC em relação às misturas usinadas a quente. Através da WMA, reduz-se a oxidação do ligante; a emissão de fumos, prejudiciais à saúde humana e ao meio ambiente; aumenta-se a distância de transporte de massa asfáltica como também se reduz o consumo de combustível da usina e possibilita a utilização de uma quantidade maior de material de fresado na mistura.
Budny (2012) afirma que a introdução de aditivos orgânicos no ligante asfáltico é um dos processos usados na obtenção de reduções das temperaturas de usinagem e compactação de misturas asfálticas devido à diminuição de viscosidade promovida ao ligante. Aditivos com origem em oleaginosas se apresentam como agentes viáveis neste sentido, tal como verificado em Souza (2012), que utilizou o óleo da mamona; Lucena et al. (2016), por meio do óleo da moringa e Costa et al. (2015) com o óleo de linhaça. A presente pesquisa baseia-se nos resultados obtidos por Portugal (2016) em seu estudo sobre a incorporação ao ligante asfáltico do óleo de soja e de milho nas condições novo e pós-consumo (residual). Analisando o aspecto reológico de ligantes asfálticos modificados por uma série de teores de adição destes óleos, encontrou-se os teores ótimos nos quais o desempenho do ligante não é comprometido, conforme a Tabela 1.

De acordo com a CONAB (2016) a soja e o milho ocupam primeiro e segundo lugar na produção nacional de grãos, correspondendo, respectivamente, a 48% e 39,63% desta. Os óleos extraídos desses grãos, largamente utilizados em processos de frituras, geram uma quantidade significativa de resíduos que se descartados de forma irregular geram impactos ambientais negativos. Desta forma, a utilização do óleo residual nas misturas asfálticas se caracteriza como um "aditivo verde", pois promove um descarte ecológico a este insumo.

Segundo Costa et al. (2015) a adição de polímeros como modificadores do ligante asfáltico ocorrem comercialmente, sendo o polímero estireno-butadieno-estireno (SBS) o mais utilizado para este fim. A adição do SBS proporciona melhorias físicas, químicas e reológicas ao asfalto convencional, conferindo-lhe características elásticas e elevada resistência à oxidação. Em contrapartida, a adição do polímero eleva a viscosidade do ligante modificado, aumentando sua temperatura de trabalhabilidade. Nesse contexto, a incorporação dos óleos vegetais ao asfalto modificado por polímero pode ser viável por manter suas características elásticas e resistência à oxidação, além de proporcionar reduções de viscosidade.

Segundo o relatório NCHRP 691 – *Mix Design Pratices for Warm Mix Asphalt*, que em 2011 formalizou e generalizou métodos para dosagem e avaliação de diferentes processos de misturas mornas, este tipo de mistura deve apresentar características de resistência, durabilidade e desempenho similar às misturas convencionais (FILHO, 2013). No entanto, é destacada a existência de possíveis problemas relacionados ao seu uso, como a sensibilidade à umidade e menor resistência à deformação permanente.

Desta forma, a presente pesquisa visou avaliar, por meio do desempenho mecânico das misturas asfálticas, o efeito da adição do óleo de soja e milho ao ligante modificado por polímero SBS, sendo avaliada a influência do processo de cozedura dos óleos nesse comportamento.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Preparação das misturas e caracterização dos ligantes asfálticos

Nesta etapa utilizou-se o ligante modificado pelo polímero estireno-butadieno-estireno (SBS), óleo de milho e óleo de soja (novos e residuais). O ligante modificado pelo SBS foi obtido da distribuidora Stratura Asfaltos S/A. Os óleos de soja e de milho (novos) foram adquiridos no comércio da cidade de Campina Grande-PB, ambos da marca Liza. Como forma de obter as quantidades necessárias de óleos residuais para a realização desta pesquisa, coletou-se os insumos resultantes de frituras domésticas após três reutilizações dos óleos "Liza", os quais foram submetidos a decantação e posterior filtragem com de filtro de papel.

As misturas do ligante e os óleos foram realizadas em um agitador mecânico de baixo cisalhamento, de acordo com procedimentos previamente estabelecidos em Faxina (2006) e Souza (2012). Após a estabilização da temperatura de 135ºC, os teores ótimos dos óleos (Tabela 1) foram adicionados em proporção ao peso do ligante modificado com SBS, na rotação pré-estabelecida em 406 rpm durante 20 minutos para a homogeneização da mistura.

Tabela 1: Teores ótimos dos aditivos encontrados em Portugal (2016)

Característica	Teor ótimo
Adição do óleo de milho novo	2%
Adição do óleo de milho residual	1%
Adição do óleo de soja novo	1%
Adição do óleo de soja residual	2%

Os ligantes asfálticos (puro e modificados) foram caracterizados por meio dos ensaios de penetração (DNIT-ME 155/2010), ponto de amolecimento (DNIT-ME 131/2010) e viscosidade rotacional no viscosímetro Brookfield (ASTM D 4402), antes e após o procedimento de envelhecimento a curto prazo utilizando a estufa RTFO - *Rolling Thin Film Oven* (ABNT 15235/09). Estes resultados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Resultados das caracterizações dos ligantes asfálticos

Característica	Ligante puro	+ 2% milho novo	+ 1% milho residual	+ 1% soja novo	+ 2% soja residual
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	63,8	86,7	70,7	87,7	89,5
Ponto de amolecimento, °C	52,0	52,5	53,5	52,0	51,5
Viscosidade Rotacional a 135°C, cP	978,5	810	863,7	890,0	803,75
Viscosidade Rotacional a 150°C, cP	464,0	395,5	421,5	427,0	390,5
Viscosidade Rotacional a 177°C, cP	159,5	141,0	148	147,8	139,2
Penetração retida, %	69,8	70,8	83,2	61,3	73,2
Perda de massa, %	0,046	0,062	0,027	0,090	0,052
Variação do ponto de amolecimento, °C	3,75	2,8	5,3	4,5	5,8

Observa-se que as amostras se enquadraram no exigido pela norma DNIT - ME 129/2011 que especifica para cimentos asfálticos de petróleo modificados por polímero elastomérico a penetração retida mínima de 60%, o aumento no ponto de amolecimento pós-RTFO a até 7◦C, a viscosidade máxima de 3000 cP e a variação de massa máxima de 1%.

Tabela 3: Temperaturas de usinagem e compactação para os ligantes asfálticos e reduções alcançadas

Amostra	Temperatura de usinagem - TU (◦C)	Redução (◦C)	Temperatura de compactação - TC (◦C)	Redução (◦C)
Ligante puro	175	-	162,5	-
+ 2% óleo milho novo	168	7	157,5	5
+ 1% óleo milho residual	168,8	6,2	158,5	4
+ 1% óleo soja novo	168,8	6,2	159,0	3,5
+ 2% óleo soja residual	167,5	7,5	156,8	5,7

A partir da premissa de que as temperaturas de usinagem e compactação (TUC) apropriadas são aquelas nas quais o ligante asfáltico apresenta uma viscosidade de 0,17 ± 0,02 Pa.s e 0,28 ± 0,03 Pa.s, respectivamente, obteve-se, mediante o ensaio de viscosidade rotacional, os valores apresentados na Tabela 3.

As reduções nas temperaturas de usinagem e compactação apresentadas em relação ao ligante 55/75 demonstraram um potencial vantajoso na adição dos óleos de milho e soja, novos e residuais, no que se refere às reduções das TUCs. É também verificado que, conforme o aumento dos acréscimos dos óleos ao ligante asfáltico, há uma interferência direta na diminuição da temperatura da mistura.

De acordo com Gong (2015) apud Portugal (2016) o efeito da redução da viscosidade em asfaltos modificados com SBS ocorre pelo fato de que o óleo alivia a agregação de moléculas polares, além de possivelmente penetrar no polímero e reduzir a fricção molecular.

Uma vez que as reduções das temperaturas alcançadas com os óleos residuais e novos foram próximas, comprova-se a possibilidade do uso dos óleos residuais como forma de diminuir a viscosidade do ligante, consequentemente reduzindo as temperaturas de usinagem e compactação, o que contribui para uma destinação ecológica destes resíduos.

2.2 Caracterização dos agregados e dosagem das misturas asfálticas

Os agregados utilizados para confecção das misturas asfálticas foram: brita 19mm, brita 12,5mm e pó de pedra, todos de origem granítica, além de areia de leito de rio e cal hidratada. As caracterizações destes foram realizadas através dos ensaios de massa específica do agregado graúdo e miúdo (DNIT-ME 081/98 e DNIT-ME 084/95, respectivamente); abrasão Los Angeles (DNIT 035/98 - ME); equivalente areia (DNIT 054/97 - ME), cujos resultados estão apresentados na Tabela 4, e granulometria dos agregados graúdos e miúdos (DNIT-ME 083/98), expressas na Figura 1.

Tabela 4: Resultados de massa específica real e aparente, abrasão Los Angeles e equivalente de areia dos agregados.

Característica	Brita 19	Brita 12,5	Areia	Pó de pedra
Massa específica Real (g/cm³)	2,49	2,76	2,60	2,58
Abrasão Los Angeles, %	17,4	25,4	-	-
Equivalente de Areia, %	-	-	87	60
Massa específica Aparente (g/cm³)	2,48	2,74	2,38	2,56

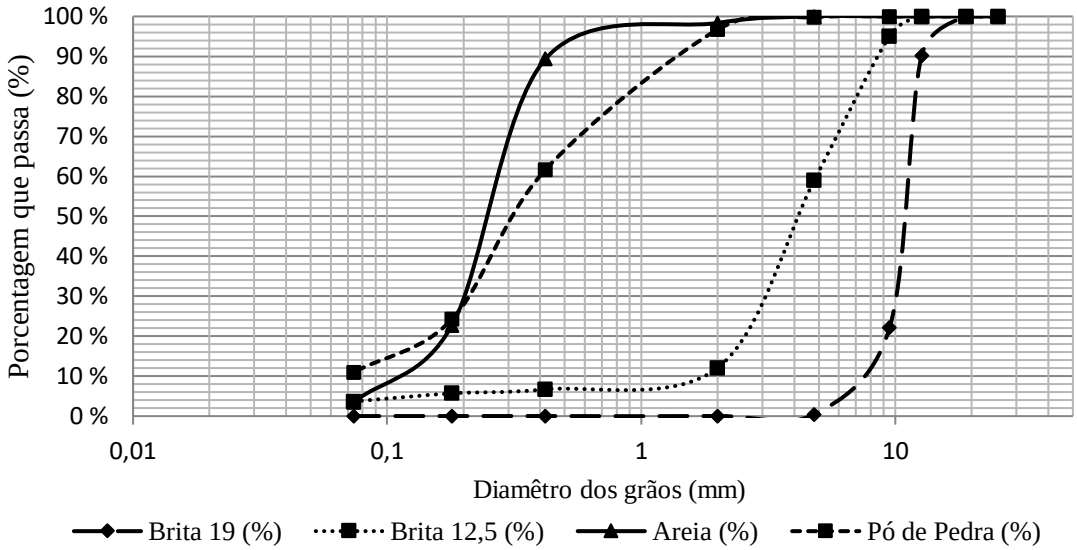


Figura 1: Curva granulométrica dos agregados

A partir da composição granulométrica dos agregados, enquadrada na faixa granulométrica "B" estabelecida pelo DNIT, e obedecendo aos critérios de pontos de controle e zona de restrição da metodologia Superpave apresentados na curva Fuller intermediária (Figura 2), foram obtidas as proporções de agregados apresentadas na Tabela 5.

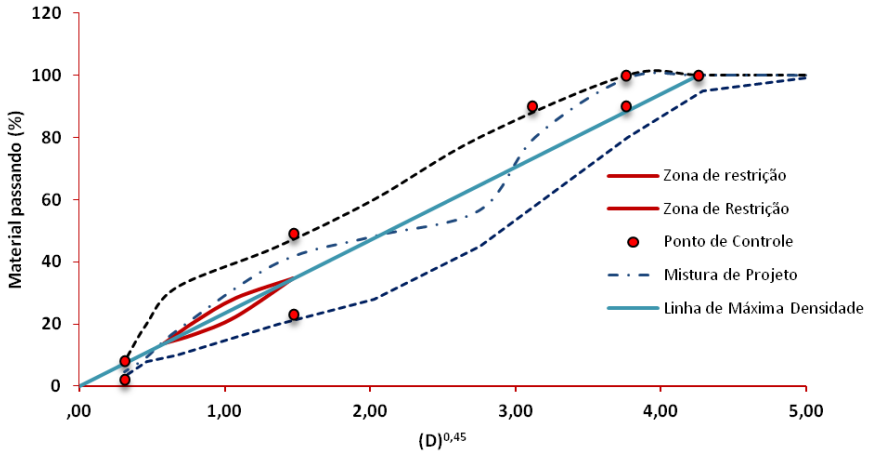


Figura 2: Curva Fuller intermediária

Tabela 5: Proporção de agregados encontrada a partir da composição granulométrica

Brita 19	Brita 12,5	Areia	Pó de pedra	Fíller
30%	23%	15%	30%	2%

A premissa inicial do projeto de misturas asfálticas é atingir um volume de vazios de 4% para o número de giros de projeto e vazios no agregado mineral (VAM) igual ou maior a 17%. Para fins de dosagem da mistura, utilizou-se o ligante puro. Por meio do compactador giratório Servopac, foram moldados dois corpos de prova no teor de ligante inicial de 4,5% estimado para a mistura, bem como nos teores de ± 0,5% e + 1% em relação ao teor inicial,

com um número de giros igual a 100. Satisfeitas as propriedades volumétricas mencionadas, determinou-se o teor ótimo de ligante como igual a 4,87%.

2.3 Propriedades mecânicas das misturas asfálticas

Os corpos de prova (CPs) foram moldados utilizando a mesma composição granulométrica e mesmo teor de asfalto, alterando-se apenas o tipo de ligante utilizado. Portanto, os ensaios mecânicos tiveram por objetivo avaliar a interferência da adição dos óleos no desempenho mecânico das misturas asfálticas em comparação às amostras de controle (ligante puro). Os parâmetros de comparação foram obtidos por meio dos ensaios descritos nos itens a seguir.

2.3.1 Resistência a tração (RT) por compressão diametral

Neste ensaio determinou-se a tensão máxima suportada pela mistura asfáltica até sua ruptura, à temperatura de 25ºC. Baseando-se nos procedimentos da norma DNIT- ME 136/2010, duas forças diametralmente opostas são aplicadas a um corpo de prova cilíndrico por meio de frisos metálicos, gerando tensões de tração uniformes perpendicularmente ao seu diâmetro. A carga foi aplicada através de uma prensa mecânica, a uma velocidade de 0,8 ± 0,1mm/s.

2.3.2 Módulo de resiliência

A norma da ABNT 16018/2011 estabelece a medição das deformações reversíveis instantâneas provocadas por condições cíclicas de carregamento e descarregamento nos corpos de prova.

Este ensaio foi realizado em um equipamento composto por um sistema pneumático de carregamento com controle do tempo e frequência de aplicação da carga, um sistema de medição do deslocamento axial do corpo de prova - LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*) e um software para coleta e análise de dados. O procedimento consistiu na aplicação em compressão diametral de 100 ciclos de uma carga de ondas quadradas, com valor igual a 10% da força da RT, frequência de 60 ciclos por minuto (1Hz), com tempo de aplicação de 0,10 segundo seguido de 0,90 segundo de repouso. Para materiais viscoelásticos, esse ciclo de carregamento e descarregamento simula o efeito proveniente da passagem dos pneus dos veículos.

2.3.3 Dano por umidade induzida (Lottman modificado)

O ensaio *Lottman* modificado é amplamente usado para avaliar o dano por umidade em misturas asfálticas a partir da verificação do potencial de deslocamento de sua película de asfalto sob a ação da água em ciclos de gelo e degelo. Portanto sendo considerado um medidor de adesividade que considera o efeito deletério da água quanto a propriedades mecânicas. Problemas de adesividade podem causar defeitos como a desagregação e o deslocamento (*stripping*) da camada de revestimento que, quando submetidas às ações do tráfego e da água, tendem a maximizar danos no pavimento, ocasionando o aparecimento de patologias como buracos e panelas.

O ensaio seguiu métodos especificados na AASHTO T283. Moldaram-se quatro CPs apresentando volume de vazios de 7% ± 1% para cada tipo de mistura asfáltica, os quais foram divididos em dois grupos: um com condicionamento e outro sem. O processo de condicionamento consiste na saturação dos CPs ao grau de 70% a 80%. Em seguida, acondicionou-se os CPs saturados em sacos plásticos com aproximadamente 10 mL de água para leva-los a refrigeração à temperatura de -18°C, por um período mínimo de 16 horas.

Posteriormente ao congelamento, são imersos em um banho em água destilada à temperatura de 60° C, por um período de 24 horas. Por fim, submete-se os corpos de prova um último banho em água destilada à temperatura de 25°C, durante 2 horas, com o intuito de estabilizar sua temperatura e rompê-los através do ensaio de resistência a tração por compressão diametral. Os CPs do grupo não condicionado tiveram sua temperatura regularizada num banho de água destilada a 25°C durante duas horas, simultaneamente ao CPs do grupo condicionado, e em seguida foram também submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral. A análise é feita pela razão entre as resistências à tração das amostras previamente condicionadas (RTu) e das amostras sem condicionamento (RT). Este valor (em porcentagem) é denominado Resistência Retida à Tração (RRT).

2.3.4 Módulo Dinâmico (|E|)*
Segundo Ponte et al. (2014, apud GAMA 2016), tanto o módulo dinâmico quanto o módulo resiliência medem a rigidez da mistura asfáltica. O segundo, porém, não permite uma modelagem apropriada dos fenômenos comumente associados aos pavimentos por não considerar suas deformações não elásticas, além de apresentar limitações para contabilizar os efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento (BERNUCCI et al., 2008).

O ensaio, seguindo o método da AASHTO TP-62/2009, é conduzido sob carregamento uniaxial de compressão senoidal em corpos de prova de 100mm de diâmetro por 150mm de altura. A deformação axial recuperável resultante da amostra, oriunda da tensão aplicada, é medida com LVDTs e usada para o cálculo do módulo dinâmico. O procedimento é repetido para diferentes temperaturas e frequências de carregamento com o intuito de se construir uma curva mestra que incorpore os efeitos das duas variáveis citadas, tempo (t) e temperatura. O ensaio foi realizado em três temperaturas (4°C; 21°C e 37 °C) e em seis frequências de carregamento (0,1; 0,5; 1; 5; 10 e 25Hz) para cada temperatura.

2.3.5 Flow Number
O ensaio de deformação pelo critério diametral (*Flow Number*) é um teste de medida de deformação permanente de misturas asfálticas. Para Budny (2012), os ensaios de aplicação de cargas estáticas não representam bem as deformações permanentes verificadas em campo, dessa forma, as aplicações de cargas repetidas são mais indicadas para simular o efeito da passagem contínua de veículos pesados sobre a estrutura do pavimento.

O *Flow Number* representa o número de ciclos aplicados ao corpo de prova onde se começa a verificar o cisalhamento a volume constante, isto é, o número de ciclos de cargas tolerados pelo pavimento até a fluência. Os corpos de prova para realização deste ensaio mediam 150mm de altura, diâmetro de 100mm e volume de vazios de 7% ± 0,5. O ensaio consiste na aplicação de cargas repetidas de 204kPa em corpos de prova condicionados a uma temperatura de 60°C.

3. RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.1 Resistência à tração por compressão diametral (RT)
Na Figura 3 são apresentadas as médias dos resultados deste ensaio realizado em três CPs de cada tipo de mistura asfáltica: o grupo de controle, com ligante não aditivado (puro), e os grupos com ligantes aditivados com os diferentes óleos.

Verifica-se que os valores da RT atendem à tensão mínima de 0,70 MPa a 25◦C estabelecida na norma DNIT-ES 385/1999 para concretos asfálticos com asfalto polímero. As misturas em adição de 1% de óleo de milho e soja, independentemente da sua condição nova ou residual, apresentaram os maiores valores de RT, evidenciando o aumento da resistência da mistura asfáltica em comparação àquela com ligante puro. Este comportamento pode estar relacionado a um melhor envolvimento do ligante aditivado aos demais componentes da mistura asfáltica. Na adição dos teores de 2% dos óleos de milho e soja, no entanto, o efeito lubrificante dos aditivos no ligante pode ter comprometido a coesão dos componentes da mistura, causando a queda observada na RT.

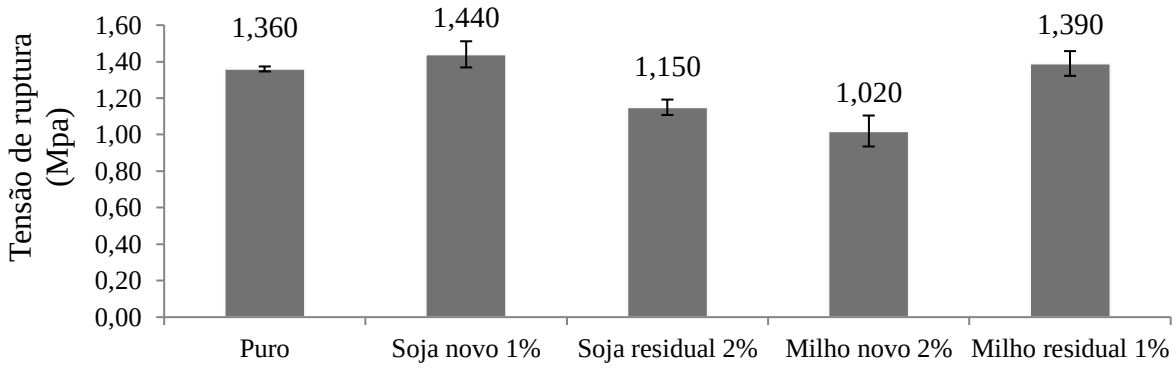


Figura 3: Resultados do ensaio resistência à tração por compressão diametral

3.2 Módulo de resiliência (MR)

Segundo Gama (2016), para se efetuar a análise de deformabilidade da estrutura de um pavimento é necessário conhecer as relações tensão-deformação dos materiais que compõem suas camadas, sendo o módulo de resiliência (MR) o parâmetro considerado chave para a compreensão desse comportamento.

O ensaio aqui realizado para obtenção do módulo de resiliência ocorreu a 25°C, utilizando a carga de 10% da RT e um coeficiente de *Poisson* de 0,3. Na Figura 4 constam os resultados médios obtidos a partir de dois corpos de prova.

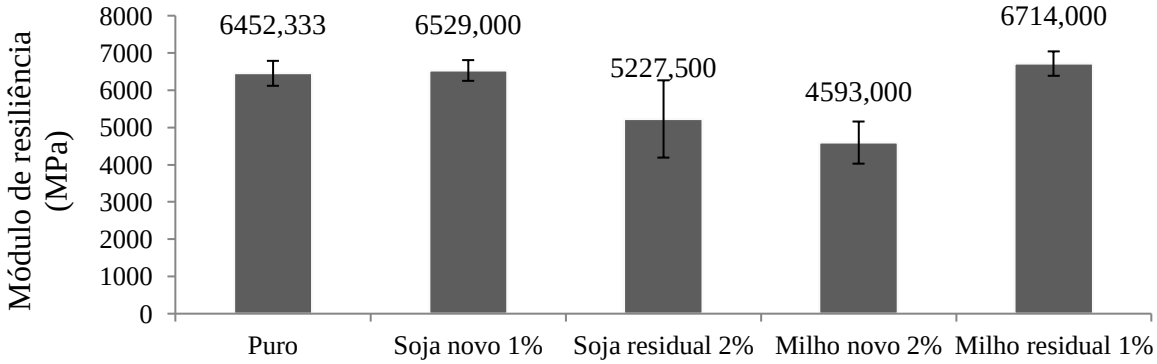


Figura 4: Resultados do módulo de resiliência

Observa-se que, assim como nos resultados da RT, as misturas com teor de óleo de 1% apresentaram valores de MR simulares à mistura com ligante puro, enquanto aquelas com teor de 2% de aditivo apresentaram uma queda significativa no módulo. Conclui-se que a adição

de 2% dos óleos promove redução da rigidez da mistura. MR altos, entretanto, não refletem em excelência ao pavimento, pois as misturas asfálticas devem possuir resistência à ruptura por carregamento estático, mas também flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego (SOUZA, 2012). Como os valores de módulo de resiliência tenderam a diminuir com o aumento sucessivo dos teores dos aditivos de milho e soja, não foi possível verificar nenhuma interferência do processo de fritura quanto à rigidez da mistura.

3.3 Dano por umidade induzida (Lottman modificado)

Na tabela 6 são apresentados os valores médios obtidos a partir de dois CPs condicionados e dois não condicionados para cada grupo de misturas. A resistência ao dano é observada por meio da relação (RRT) entre a resistência a tração por compressão diametral dos CPs com (RTu) e sem condicionamento (RT).

Tabela 6: Resultado do ensaio de *Lottman* modificado

Amostra	RT (MPa)	RTu (MPa)	RRT (%)
Ligante puro	1,13	1,05	93,68
+ 2% óleo milho novo	1,12	0,65	58,37
+ 1% óleo milho residual	0,98	0,86	88,31
+ 1% óleo soja novo	1,09	0,80	73,52
+ 2% óleo soja residual	1,03	0,72	69,85

De acordo com a AASHTO, o valor de RRT mínimo para que a mistura seja considerada não susceptível à ação deletéria da água é 80%. Neste caso, apenas as misturas com ligante puro e com adição de 1% de óleo milho residual foram consideradas adequadas. A norma DNIT-ME 031/2006, entretanto, preconiza a RRT mínima de 70%. Para este valor, apenas as misturas com ligante aditivado ao teor de 2% dos óleos de milho e soja não atenderam ao estabelecido.

Todas as amostras modificadas apresentaram sensibilidade à umidade maior do que aquela com ligante não aditivado, demonstrando a interferência destes aditivos quanto à manutenção do comportamento adesivo das misturas asfálticas. Isto pode estar relacionado às menores temperaturas de trabalhabilidade, que podem acarretar umidade não completamente expulsa da mistura. Os valores de RRT tenderam a reduzir conforme o aumento do teor de óleo, o que evidencia que não há interferência no processo de fritura na resistência retida.

3.4 Módulo dinâmico (|E*|)

Como descrito em Costa (2017), as curvas mestras são representadas por meio de uma curva contínua (log |E*| *versus* log f) elaboradas a partir do processo de superposição tempo-temperatura na temperatura de referência de 21°C. Esta representação gráfica, obtida a partir dos valores médios de dois CPs, fornece informações sobre o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. Uma curva mestra cujos valores formam uma linha horizontal caracterizaria uma mistura com comportamento puramente elástico. Já uma curva próxima do

vertical corresponderia a um concreto asfáltico muito susceptível às variações de frequência e de temperatura (OTTO, 2009).

Por meio da reunião das curvas mestras de todas as misturas (Figura 5) é possível verificar que as misturas avaliadas apresentaram comportamentos semelhantes quanto à queda da rigidez conforme o aumento da temperatura. A rigidez de todas as misturas também caiu com a diminuição da frequência de aplicação de carga.



Figura 5: Curvas mestras da mistura de controle e demais misturas modificadas

3.5 *Flow Number* (FN)

Os resultados das médias de dois CPs submetidos ao ensaio do *Flow Number* são apresentados na Figura 6.

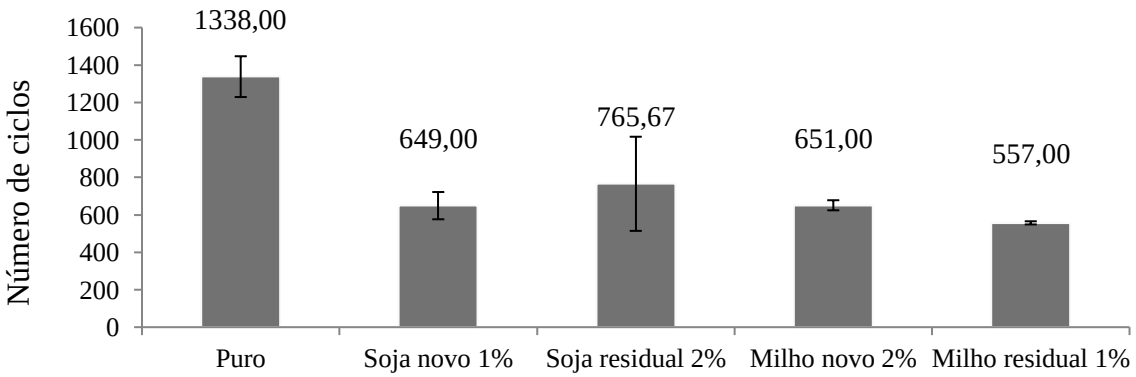


Figura 6: Resultados do ensaio de *Flow Number*

Percebe-se que a mistura composta por ligante não aditivado apresentou resultados superiores de FN, suportando, portanto, um maior número de ciclos de carregamento até a ruptura, o que indica uma maior resistência à deformação permanente.

A partir dos resultados obtidos pode-se inferir que as misturas com adição de óleo teriam um maior potencial à deformação permanente, dado a queda dos valores de FN entre 43% e 58% em comparação à mistura de controle. A resistência à deformação permanente, como aqui já

relatado, é uma das grandes preocupações no que se refere a misturas mornas, visto que as menores temperaturas de usinagem e compactação resultariam também em uma menor rigidez inicial da mistura (FILHO, 2013).

Ainda sim, o número de ciclos até a fluência de todas as amostras se enquadraram no valor recomendado por Nascimento (2008) para rodovias de tráfego médio, que deve ser superior a 300. Já para rodovias de alto volume de tráfego, este valor é no mínimo 750 ciclos, o que foi obtido na mistura em adição de 2% de óleo de soja residual e na mistura de controle.

4. CONCLUSÕES

A pesquisa foi conduzida como forma de avaliar as propriedades mecânicas de misturas asfálticas com ligante modificado por SBS aditivado pelos teores de 2 e 1% de óleo de milho novo e residual, respectivamente, e 1 e 2% do óleo soja novo e residual, respectivamente. A partir da metodologia Superpave, foram moldados corpos de prova da mistura de controle (ligante puro) e das misturas com as diferentes adições dos óleos. Realizou-se os ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT), módulo de resiliência (MR), dano por umidade induzida (*Lottman modificado*), módulo dinâmico e *Flow Number*.

Os resultados de RT, bem como do MR, apresentaram leves aumentos nas misturas aditivadas a 1% e reduções naquelas com 2% dos óleos em relação à mistura de controle. Estes valores, ainda sim, se apresentaram maiores que o mínimo normatizado. Em relação ao dano por umidade induzida, as misturas com ligante aditivado ao teor de 2% não atenderam ao estabelecido pela norma DNIT-ME 031/2006. Quanto à resistência à deformação permanente, houve uma queda dos valores de FN entre 43% e 58% em comparação à mistura de controle. Estes números de ciclos, entretanto, se enquadram no mínimo exigido para rodovias de tráfego médio. No que se refere às propriedades viscoelásticas, as misturas apresentaram a mesma tendência de queda de rigidez conforme o aumento da temperatura e diminuição da frequência de aplicação de carga.

Diante disto, pôde-se comprovar a viabilidade quanto ao desempenho mecânico da utilização dos óleos de soja e de milho (novo e residual) como um promotor de redução das temperaturas de produção e de compactação das misturas asfálticas no teor de 1% de adição dos óleos de cozinha. Além disto, tendo em vista que o processo de fritura não foi refletido nos resultados, destaca-se o uso do óleo residual por apresentar maiores benefícios ambientais, sendo uma alternativa para misturas mornas, além de promover um descarte ecológico para este insumo. No teor de 2% do aditivo ao ligante asfáltico, no entanto, faz-se necessário maiores estudos, especialmente no que refere à baixa coesão indicada pelo ensaio de dano por umidade induzida, o que pode comprometer o desempenho a longo prazo do pavimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO (2007) T 283/2007 – *Standard Method of Test for Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage*. American Association of State Highway and Transportation Officials, EUA.

AASHTO (2009) TP 62 – *Determining modulus of hot mix asphalt (HMA)*. American Association of State Highway and Transportation Officials, EUA.

ABNT (2009) NBR 15235/09 – *Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.

ABNT (2011) NBR 16018/11 – *Materiais asfálticos - Misturas asfálticas – Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.

ASTM (2013) D 4402 – *Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscometer*. American Society for Testing and Materials, EUA.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G. DA, CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2008) *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA.

BUDNY, J. (2012) *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

CAPITÃO, S.D.; PICADO-SANTOS, S.G.; MARTINHO, F. (2012) Pavement engineering materials: Review on the use of warm-mix asphalt. *Construction and Building Materials*, v 36, pg 1016–1024.

CAVALCANTE, F. P. (2016) *Efeito da adição dos óleos de ricinus communis e linus asitatissimom nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo puro e modificado.* Tese de doutorado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB.

COSTA, D. B.; CAVALCANTE, F. B.; RODRIGUES, J. K. G.; MENDONÇA, A. N. G. D.; LIRA, Y. C. (2015) Influência da adição do óleo de linhaça nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo. *44ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação.*

COSTA, L. F. (2017) *Análise do uso das fibras do pseudocaule da bananeira em misturas asfálticas SMA*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB.

CONAB (2016) – *Observatório Agrícola – Acompanhamento da safra brasileira de grãos.* Brasília, DF. <http://www.conab.gov.br/conabweb/>. Acesso em 20 fevereiro 2017.

DNIT (1995) ME 084/95 – *Agregado miúdo – determinação da densidade real.* Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (1997) ME 054/97 – *Equivalente areia*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (1998) ME 035/98 – *Agregados: Determinação da abrasão "Los Angeles".* Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (1998) ME 081/98 – *Determinação da absorção e da densidade do agregado graúdo.* Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (1998) ME 083/98 – *Agregados – Análise Granulométrica*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (1999) ES 385/99 – *Pavimentação - concreto asfáltico com asfalto polímero*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2006) ME 031/2006 – *Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2010) ME 131/2010 –*Material asfáltico – Determinação do ponto de amolecimento – Método anel e bola*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2010) ME 136/2010 –*Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2010) ME 155/2010 –*Material asfáltico – Determinação da penetração*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2011) ME 129/2011– *Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico – Especificação de material*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

FAXINA, A. L. (2006) *Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha*. Tese de doutorado - Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, SP.

FILHO, N. W. (2013) *Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas.* Dissertação de mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE

GAMA, D. (2016) *Efeito da adição de polímeros reativo, não-reativo e ácido polifosfórico e suas combinações nas propriedades de ligantes asfálticos.* Tese de doutorado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB.

LUCENA, L. C. F. L; SILVEIRA I. V.; COSTA,D.B. (2016) Avaliação de ligantes asfálticos modificados com óleo da Moringa Oleífera Lam para uso em misturas mornas. *Revista Matéria*. artigo 11681, pp.65-75.

NASCIMENTO, L. A. H. (2008) *Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Rio de Janeiro, RJ.

OTTO, G. G. (2009) *Misturas asfálticas mornas – Verificação da fadiga e do módulo complexo.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

PORTUGAL, A.C. (2016) *Estudo do Emprego do Óleo Vegetal como Ligante no Cimento Asfáltico De Petróleo*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB.

SOUZA, J.L.S. (2012) *Estudo das Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Cimento Asfáltico de Petróleo Modificado com Óleo de Mamona*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB.7

Ablenya Grangeiro de Barros (ablenyagb@gmail.com)
Christian Rafael Ziegler (crziegler1@hotmail.com)
Daniel Beserra Costa (daniel.beserra@gmail.com)
Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva (cesar.vtr@hotmail.com)
Laiana Ferreira da Costa (laianaferreira02@gmail.com)
Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena (ledach@uol.com.br)
Universidade Federal de Campina Grande - UFCG
Av. Aprígio Veloso, 882 - Bloco CT - CEP 58.429-140 - Bairro Universitário - Campina Grande - PB - Brasil

OBTENÇÃO DA CURVA MESTRA DE MÓDULO DINÂMICO COM USO DO ENSAIO DE RESSONÂNCIA POR IMPACTO EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Gessyca Menezes Costa
Fernando Silva Albuquerque
Elayne Louise Firmino Machado Freitas
Departamento de Engenharia Civil
Universidade Federal de Sergipe

RESUMO
O módulo dinâmico descreve a rigidez dos materiais viscoelásticos, tais como as misturas asfálticas. Este parâmetro, usado no dimensionamento de pavimentos, é obtido por meio do ensaio de Compressão Axial Dinâmico (CAD). Entretanto, o equipamento é muito robusto e dispendioso, o que dificulta a sua aplicação em laboratório e canteiros de obra de pavimentação. Por isso faz-se uso de métodos alternativos simplificados, como o ensaio de Ressonância por Impacto (RI), para obter os modelos de curva mestra. A partir deste é possível determinar as características dos materiais sob a aplicação de um pulso por um martelo e o registro da frequência natural amortecida por um acelerômetro. Mediante os dois ensaios, construíram-se curvas mestras que caracterizam o comportamento mecânico do material sob a ação de diferentes temperaturas e frequência de carregamentos. Estas curvas foram comparadas e verificou-se a alta repetitividade, a fácil execução e os bons resultados da metodologia proposta.

ABSTRACT
The dynamic modulus describes the stiffness of the viscoelastic materials, such as asphalt mixtures. This parameter is used in road surfaces scaling and obtained through the Dynamic Axial Compression test (DAC), however the equipment is very robust and expensive, which makes difficult his application in laboratory and paving construction sites. Therefore is used simplified alternative methods, like the Impact Resonance test (IRT) for obtaining master curve predicting models. Using that is possible to determine the materials characteristics under application of a pulse for a hammer and registration of the natural frequency deadened by an accelerometer. From those two tests there were built master curves, which characterize the material along the time, under action of different temperatures and loadings frequency. These curves were compared and there were confirmation of high frequency, easy execution and good results of the proposed methodology.

1. INTRODUÇÃO

Sabe-se que o pavimento tem por objetivo principal resistir aos esforços provenientes do tráfego de veículos e do clima, além de oferecer conforto e segurança em sua utilização. O projeto deste visa, sobretudo, economizar os processos sem reduzir a durabilidade do produto final. Por estes, dentre outros motivos, a engenharia de pavimentos está cada vez mais se desenvolvendo, o que torna válido o estudo de novas metodologias para o aprimoramento do setor (Huang, 2004).

Ainda, tem-se que os pavimentos asfálticos são constituídos basicamente de brita e ligante asfáltico (CAP). Dessa maneira é imprescindível analisar o comportamento dos materiais viscoelásticos frente ao carregamento e a temperatura, pois se tratam de estruturas com alta susceptibilidade a estes dois fatores. A curva mestra de módulo dinâmico em função da frequência reduzida pode ser usada para representar essa influência (Balbo, 2007).

Este parâmetro, o módulo dinâmico, representa a relação entre as amplitudes de tensão e deformação do material viscoelástico linear, sendo fundamental para a caracterização das misturas asfálticas para o dimensionamento estrutural de pavimentos. O método de ressonância por impacto (RI) para obtenção de módulo dinâmico se destaca pela sua simples execução e viabilidade para os canteiros de obra quando comparado ao ensaio de Compressão Axial Dinâmico, usualmente aplicado para este fim.

O presente trabalho tem como objetivo, portanto, a obtenção da curva mestra do módulo dinâmico com o uso do ensaio de ressonância por impacto (RI) em duas misturas asfálticas estudadas. A mesma será comparada com a curva mestra resultante do ensaio de compressão axial realizado na mesma mistura asfáltica.

2. CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas herdam o comportamento viscoelástico linear do ligante asfáltico em temperatura de uso na pavimentação. Em razão disso apresentam respostas em função não somente da forma do carregamento, mas também da frequência da carga aplicada, ou seja, diferentes reações para carregamentos estáticos e dinâmicos, ainda que submetidos a esforços de mesma intensidade (Bernucci *et al.*, 2006).

O material viscoelástico, quando exposto à aplicação de pulsos de carga com menor duração aparenta maior rigidez. Quando a duração é maior, a rigidez diminui. A duração do esforço está relacionada à velocidade dos veículos e o limite se dá no carregamento estático. A frequência desses pulsos é de suma importância, pois quanto maior, menor será o tempo entre os picos de carga. Além desses (duração e frequência do carregamento), observar a temperatura também é relevante, visto que com o seu aumento a rigidez diminui e, se submetido a baixas temperaturas, o processo inverso acontece, com diminuição do ângulo de fase e da parcela viscosa. O ângulo de fase representa a diferença/defasagem entre o pulso de tensão e o pulso de deformação (Huang, 2004).

3. MÓDULO DINÂMICO

Papazian (1962) realizou um experimento de forma que aplicava em um corpo de prova, a temperaturas controladas, tensões axiais senoidais a variadas frequências, e media seus respectivos deslocamentos. Este procedimento resultou, segundo Pritz (1998), na relação de amplitudes de tensão-deformação de materiais viscoelásticos lineares e é chamado de módulo dinâmico (equação 1). Além disso, o módulo complexo (equação 2) é constituído pela soma entre as fases elástica e viscosa, representadas pelo módulo de armazenamento (equação 3) e módulo de perda (equação 4), respectivamente. Percebe-se então que a diferença entre os picos das curvas de tensão e deformação é dada pelo ângulo de fase (δ), que representa a defasagem do tempo de recuperação dos materiais viscoelásticos.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (1)$$

$$E^* = E' + iE'' \quad (2)$$

$$E' = \frac{\sigma_0 cos\delta}{\varepsilon_0} \quad (3)$$

$$E'' = \frac{\sigma_0 sen\delta}{\varepsilon_0} \quad (4)$$

Nos quais σ_0: amplitude da tensão aplicada;
ε_0: amplitude da deformação;
E^*: módulo dinâmico;
E': parte real, correspondente à parcela elástica do material;
E'': parte imaginária, correspondente à porção viscosa do material;
δ: ângulo de fase.

O módulo dinâmico pode, então, oferecer uma caracterização das misturas asfálticas frente ao carregamento que ocorre nos pavimentos, já que estes estão submetidos à aplicação de

diferentes frequências de cargas ao longo do tempo e uma variação diária de temperatura (Sides *et al.*, 1985).

3.1. Determinação do Módulo Dinâmico

Este parâmetro normalmente é obtido por meio da aplicação axial de um carregamento senoidal em corpos de prova cilíndricos. O ensaio de Compressão Axial Dinâmico é repetido sob diferentes frequências de carregamento e temperaturas, de maneira a gerar curvas que representam o comportamento da mistura (AASHTO T342, 2011). Para unificar estas curvas, faz-se uso do Princípio da Superposição Tempo-Temperatura (PSTT) e do fator de deslocamento, que possibilita construir uma curvatura uniforme e sinuosa denominada de curva mestra (Pereira, 2012).

Fundamentado no princípio de que todo corpo está em movimento de agitação, inclusive em seus átomos, é possível determinar as características mecânicas dos materiais. Deste modo, a Mecânica das Vibrações busca determinar a frequência característica de cada material utilizando os conceitos de movimento oscilatório harmônico para diversos sistemas, como o composto por massa-mola-amortecedor (usado para os viscoelásticos). Essa ciência é bastante utilizada para ensaios não-destrutivos como o de Ressonância por Impacto (RI). Este ensaio é bastante preferível quando comparado ao CAD devido a sua simplicidade, eficiência e por ser mais viável economicamente (Kim e Kim, 2016).

Além dos fatores já citados, a preferência entre o ensaio proposto em comparação ao convencional se dá tanto em termos de dimensionamento de pavimentos, quanto em ensaios de campo, para determinação do módulo dinâmico e ângulo de fase. No entanto, para isso seria necessário criar um banco de dados, já aplicável em outros países, para os valores de fatores de deslocamento para misturas utilizando os diversos tipos de CAP disponíveis no mercado nacional, necessário para a construção das curvas mestras.

3.1.1. Ensaio de Ressonância por Impacto (RI)

O ensaio de Ressonância por Impacto é realizado pela aplicação de um impulso por um martelo e do registro da resposta por meio de um acelerômetro. Essa resposta é traduzida em forma de frequência natural por meio das séries de Fourrier e das Equações Diferenciais Ordinárias. Para melhor caracterização da amostra são obtidas as frequências em dois modos de vibração, torsional e flexural (f_1 e f_2 da figura 1), o que permite a obtenção de parâmetros como Módulo Dinâmico e coeficiente de Poisson (Rydén, 2009).

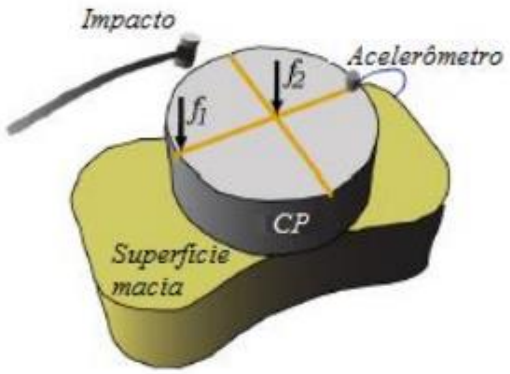


Figura 1: Esquema do ensaio de RI.
Fonte: Rydén (2009).

Os valores de módulo dinâmico (|E*|) são determinados com base na frequência de ressonância, que corresponde à coincidência do movimento oscilatório provocado pelo impacto com o movimento interno característico do material. A frequência ressonante natural é aquela correspondente ao pico de amplitude máxima. No entanto, por causa das características viscoelásticas do material, a frequência natural sofre a defasagem do tempo nas curvas tensão e deformação, que resulta em uma frequência natural amortecida. Por este motivo, torna-se necessário converter a frequência natural amortecida (f_d) em natural não amortecida (f_n) por meio do fator de amortecimento (ζ) (Equação 5), pois as equações de contorno do sistema desconsideram o amortecimento sofrido (Rao, 2009).

$$f_d = \sqrt{1-\zeta^2} * f_n \tag{5}$$

Para calcular este fator, Kweon e Kim (2006) e Rydén et al. (2001) conseguiram relacionar as duas frequências utilizando o método de largura de banda. Costa (2017) observou que este método apresenta um baixo coeficiente de variação. Além disso, por Soleto e França (2006), a largura de banda do sistema é a diferença entre os pontos de meia potência, ou seja, em $f_R/\sqrt{2}$, e f_R é a amplitude referente ao pico máximo obtido (Figura 2). Aplicando os pontos de meia potência em uma vibração excitada harmonicamente, o amortecimento será:

$$\zeta = \frac{\Delta f}{2f_R} \tag{6}$$

Em que ζ: fator de amortecimento;
Δf: largura de banda (0,707 do pico máximo);
f_R: frequência natural amortecida máxima.

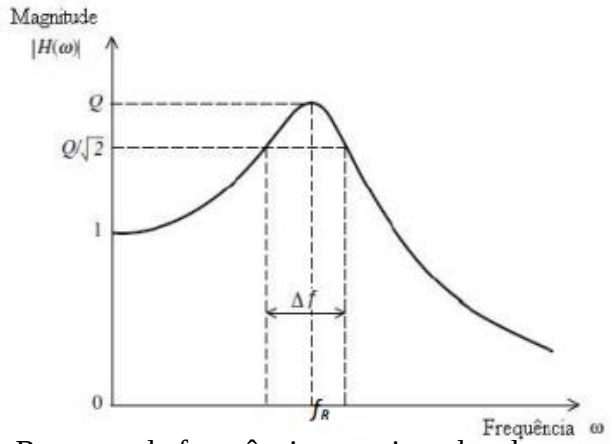


Figura 2: Resposta da frequência a um impulso de um oscilador simples.
Fonte: Costa (2017)

Com este método é possível determinar o ângulo de fase e o módulo dinâmico. Mesmo com a determinação de apenas um valor de frequência natural e, portanto, não existir a sobreposição de pontos, também é possível construir a curva mestra. Kweon e Kim (2006) apresentaram a curva mestra de módulo dinâmico em função da frequência reduzida, mesmo sem a sobreposição dos pontos, a partir de um fator de deslocamento horizontal prévio. Este fator de deslocamento depende somente do tipo de cimento asfáltico da mistura. Deste modo, há, principalmente nos EUA, um amplo banco de dados que pode ser utilizado.

De acordo com as orientações de Kim e Kim (2016), adaptado da norma ASTM E1876 (2009), para f_1 e f_2, determina-se um valor de módulo de armazenamento pela equação (7).

$$E_{S_i} = \frac{48.\rho.f_{n_i}^2.R^4.\pi^2(1-\upsilon^2)}{K_i^2.h^2} \quad (7)$$

Nos quais E_{S_i}: módulo de armazenamento;
ρ: massa específica do disco (kg/m³);
f_{n_i}: frequência ressonante natural não-amortecida (Hz);
R: raio do corpo de prova (m);
υ: coeficiente de Poisson, tabelado pela ASTM E1876 (2009) a partir das relações entre $\frac{f_{d2}}{f_{d1}}$ e $\frac{h}{r}$;
K_i: fator geométrico, tabelado pela ASTM E1876 (2009) em função de $\frac{h}{r}$ e υ;
h: espessura do corpo de prova (m).
O índice i representa os modos de vibração 1 e 2, por f_1 e f_2, respectivamente.

É válido ressaltar que ambas as equações (3) e (7) resultam em módulo de armazenamento, no entanto a primeira é proveniente da mecânica dos materiais e a segunda da mecânica das vibrações, sendo esta última detalhada em Costa (2017). Para converter o módulo de armazenamento (E_{S_i}) em módulo dinâmico ($|E^*|_i$) é necessário obter o ângulo de fase, que pode ser determinado a partir da relação com o fator de amortecimento:

$$\emptyset = \tan^{-1}(2\zeta) \quad (8)$$

Após calcular o módulo dinâmico para cada modo de vibração (9), por fim, obtém-se o módulo dinâmico como a média dos valores para os modos 1-1 e 1-2 (equação 10).

$$|E^*|_i = \frac{E_{S_i}}{\cos(\emptyset_i)} \quad (9)$$

$$|E^*| = \frac{|E^*|_1 + |E^*|_2}{2} \quad (10)$$

4. MATERIAIS E MÉTODOS

O presente estudo é a continuação de um trabalho realizado com uma parceria entre o Centro de Pesquisas Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES/Petrobras), localizado no Rio de Janeiro, e o Laboratório de Topografia e Transportes (LTT) do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Sergipe (UFS). O CENPES dosou as misturas, confeccionou os corpos de prova e realizou o ensaio de módulo dinâmico pelo método de compressão axial dinâmico, através da norma AASHTO T 342-11. A UFS ficou responsável por realizar o ensaio de Ressonância por Impacto, construir as curvas mestras de ambas as metodologias e, por fim, compará-las e verificar a acurácia dos resultados.

4.1. Materiais e Equipamentos

A execução deste procedimento se deu através do *Nondestructive Evaluation 360 Plataform* (NDE 360), equipamento de fácil utilização, desenvolvido pela *Oslon Instruments Inc*. Faz parte dele um pequeno martelo, para aplicar o impacto, um acelerômetro, que capta a resposta da amostra ao sofrer o impulso, e um sistema de aquisição de dados. Este processador, além dos valores necessários para realizar os cálculos, também fornece (graficamente) a vibração medida pelo acelerômetro. A extração dos dados foi feita com uso do software *winFTS*, fornecido pela *Oslon Instruments Inc*.

Mediante uma câmara de resfriamento, puderam-se manter os discos na temperatura desejada

de ensaio e, assim, realizá-lo. Atentou-se para a posição dos discos nos apoios, de modo que eles estivessem centralizados e bem apoiados. As duas amostras utilizadas foram dosadas pelo CENPES por meio da metodologia *Superpave*, ambas com o uso do compactador giratório, oriundas dos estados do Rio de Janeiro e Pernambuco (Tabela 1).

Tabela 1: Origem e composição das amostras utilizadas.

	Identificação	Tipo de Ligante (CAP)	Dosagem	Agregados	Procedência
CP 02	A-RJ-3045	30/45	Superpave	Sepetiba	RJ
CP 14	A-PE-6085	60/85	Superpave	Paraíso	PE

4.2. Métodos

4.2.1. Ensaio de Compressão Axial Dinâmico (CAD)

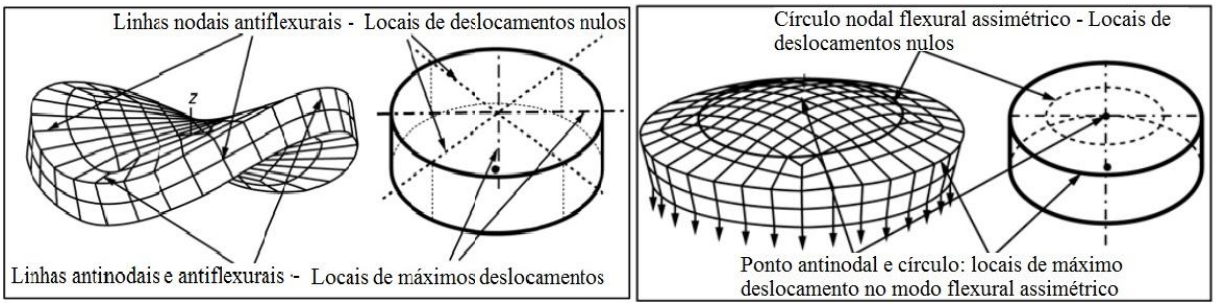
O ensaio de Compressão Axial Dinâmico foi realizado em concordância com as recomendações da norma norte americana AASHTO T 342-11. Os corpos de prova apresentavam formato cilíndrico, com 150 mm de altura por 100 mm de diâmetro. Para determinada faixa de temperatura e frequências de cargas, obtinham-se valores de módulo dinâmico e ângulo de fase, por meio da aplicação axial senoidal de um carregamento.

Colocou-se o corpo de prova numa câmara de resfriamento, onde foi submetido às temperaturas de 4, 20 e 40ºC e, para cada uma das condições, sofreu aplicação de carga em frequências de 25, 10, 5, 1, 0,5, 0,1 Hz, nesta ordem. Utilizou-se uma prensa servo-hidráulica MTS modelo 810 para a imposição do carregamento e dois extensômetros para a medida da deformação, fixados a 180º com o auxílio de elásticos (Nascimento, 2015).

4.2.2. Ensaio de Ressonância por Impacto (RI)

Pelo fato de não existirem normas específicas para a execução do teste e determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas, utilizaram-se neste trabalho as diretrizes da ASTM E1876 (2009) e ASTM C215 (2008), além dos modelos desenvolvidos por Kweon e Kim (2006), Rýden (2009), Kim e Kim (2016) e Costa (2017). O ensaio consiste em aplicar um impulso para registrar a frequência natural do material com o uso do acelerômetro. A norma ASTM E1876 (2009) estabelece, para CPs em forma de discos finos (L/D>0,25), como obter o coeficiente de Poisson através da relação entre duas frequências naturais, obtidas nos modos de vibração torsional (f_1) e flexural (f_2).

Na primeira vibração, as deformações na seção transversal do CP são normais ao plano e simétricas em torno de dois diâmetros ortogonais ao plano do disco, produzindo uma torção. Para reproduzi-la, colocou-se o acelerômetro na extremidade do disco, a 45º de um ponto de apoio e aplicou-se o impulso a 180º do acelerômetro (Figura 4a). Na segunda vibração, as deformações na seção transversal são normais ao plano e uniformes ao longo de uma distância radial a partir do centro e em torno de todo o CP. Para reproduzi-la, posicionou-se o acelerômetro na extremidade do disco e aplicou-se o impulso no centro da amostra (Figura 4b). O ensaio de RI foi realizado nas temperaturas de -5º, 0º, 10º, 20º, 30º, 40º e 55ºC para cada corpo de prova.



(a) (b)

Figura 3: (a) Primeira vibração natural, f_1; (b) Segunda vibração natural, f_2.
Fonte traduzida: ASTM E1876 (2009)

Posteriormente ao registro das frequências, tornou-se necessário transformar a frequência natural amortecida em não amortecida, já que a norma não considera o amortecimento causado pelo material viscoelástico. Essa conversão foi possível ao calcular o fator de amortecimento pela equação (5).

Com o auxílio da norma ASTM E1876 (2009), conseguiram-se os valores para o coeficiente de Poisson (υ) e geométricos K_1 e K_2, fazendo interpolação quando necessário. Por fim, computou-se o módulo de armazenamento pela equação (7), converteu-o em módulo dinâmico com o uso do ângulo de fase, para os dois modos de vibração, e obteve-se a média desses. Os valores obtidos serão apresentados na seção dos Resultados e Discussões.

4.2.3. Construção da Curva Mestra

Na elaboração da curva mestra foi definida a temperatura de referência como 20ºC. Essa definição tem por objetivo unir as curvas geradas pelas diferentes temperaturas do ensaio em uma única curva, visto que, segundo o princípio de Superposição Tempo-Temperatura, estes fatores (tempo e temperatura) causam efeitos semelhantes em relação ao módulo dinâmico sobre materiais viscoelásticos. A superposição dos pontos na construção da curva torna-a uniforme e sinuosa. Além disso, na curva mestra o módulo dinâmico deve estar em função da frequência reduzida, obtida a partir da relação com o fator de deslocamento.

No ensaio de CAD, para unificar as temperaturas, adotaram-se manualmente valores constantes de fatores de deslocamento. Para a temperatura de 20ºC este valor foi unitário. A partir destes e com o uso do software STATISTICA 7, foi possível modelar a função polinomial quadrática (equação 11) que ajustou os resultados do fator de deslocamento para cada CP.

$$\log SF = \alpha_1 T^2 + \alpha_2 T + \alpha_3 \quad (11)$$

Em que: T é a temperatura em ºC.

No ensaio de RI, com as constantes α_1, α_2 e α_3 definidas para cada CP pelo ensaio convencional, aplicaram-se as respectivas temperaturas do ensaio de RI e, assim, calcularam-se os fatores de deslocamento. Destaca-se que cada temperatura (-5º, 0º, 10º, 20º, 30º, 40º e 55ºC) gera um ponto da curva, ao aplica-la na função para a temperatura de referência de 20ºC. Novamente pelo STATISTICA 7, modelou-se uma função sigmoidal (equação 12), com os valores da frequência reduzida (multiplicação da frequência natural não amortecida pelo fator de deslocamento) e dos módulos dinâmicos máximo e mínimo dos dois modos de vibração. A partir desta função construiu-se a curva mestra.

$$|E^*| = \frac{E_{MÁX} + E_{MÍN}}{\left(1 + e^{(b_1 + b_2 \log f_r)}\right)} \quad (12)$$

A relação entre as curvas, os fatores de deslocamento, as constantes e os modelos gerados para cada método são apresentados na seção Resultados e Discussões.

5. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com o objetivo de facilitar a compreensão do trabalho, alguns dos exemplos e cálculos desta seção apresentarão apenas os resultados do CP 02, referente à mistura A-RJ-3045.

5.1. Curva Mestra do Módulo Dinâmico para o Ensaio de Compressão Axial Dinâmico

Como já mencionado, gerou-se uma curva contínua ao adotar manualmente valores constantes de fatores de deslocamento para cada temperatura, para as duas misturas analisadas. A partir do ajuste dos dados e pelo software STATISTICA 7, foi possível obter os modelos polinomiais de fator de deslocamento para as misturas estudadas (Tabela 2). Esses modelos serviram para a construção da curva mestra tanto no ensaio de Compressão Axial Dinâmico (CAD) quanto para o de Ressonância por Impacto (RI). É importante observar a necessidade da criação de um banco de dados de fatores de deslocamento para os diferentes tipos de CAPs brasileiros, de forma a tornar possível a utilização do ensaio de RI quando não há disponibilidade do ensaio CAD.

Tabela 2: Coeficientes do modelo polinomial dos CPs.

	Alfa 1	Alfa 2	Alfa 3
CP 02	0,001209	-0,20266	3,56943
CP 14	0,001276	-0,19644	3,41858

Por fim, com o módulo dinâmico em função da frequência reduzida (multiplicação da frequência de carregamento pelo fator de deslocamento), ajustaram-se as curvas mestras de cada corpo de prova. Tais curvas são apresentadas na seção 5.2, juntamente com os resultados do ensaio de ressonância por impacto nas figuras 4 e 5.

5.2. Curva Mestra do Módulo Dinâmico para o Ensaio de Ressonância por Impacto

5.2.1. Cálculo do Módulo Dinâmico

Após a obtenção das frequências naturais dos dois modos de vibração, calculou-se a relação entre elas, para então determinar os coeficientes de Poisson e Geométricos (tabela 3) pela ASTM E1876 (2009). Para cada ponto de ensaio foram determinados os fatores de amortecimento nos modos 1-1 e 1-2, pelo método da Largura de Banda (Equação 6). A partir da equação (8) foi possível obter os resultados de ângulo de fase nos modos 1-1 e 1-2 (tabela 3). Calculou-se o módulo de armazenamento que, finalmente, foi convertido em módulo dinâmico com o uso do ângulo de fase, para ambos os modos de vibração (tabela 4). Os módulos de armazenamento e dinâmicos do CP 14 estão apresentados na Tabela 5.

5.2.1. Construção da Curva Mestra

Através dos coeficientes α_1, α_2 e α_3 do ensaio de CAD e aplicando as temperaturas de -5º, 0º, 10º, 20º, 30º, 40º e 55ºC na função polinomial, foram calculados os fatores de deslocamento para o ensaio de RI. Com os respectivos fatores de deslocamento foi possível computar a frequência reduzida, multiplicando seus resultados pela frequência natural não-amortecida de cada modo de vibração. Para elaborar a curva com o uso da função sigmoidal, calculou-se o logaritmo da frequência reduzida. A frequência reduzida e seus respectivos valores de módulo dinâmico por esta função foram colocados em ordem decrescente.

Por fim, a partir do módulo dinâmico (pela função sigmoidal) em função da frequência reduzida (tabela 6), em escala logarítmica, ajustaram-se as curvas mestras para o ensaio de RI apresentadas na subseção 5.2 nas figuras 4 e 5.

Tabela 3: Ângulos de fase pelos modos 1-1 e 1-2, relação f1/f2 e coeficientes de Poisson e geométricos (ASTM E1876), CP 02.

Temp (°C)	Φ1 (graus)	Φ2 (graus)	f1/f2	ν	K1	K2
-5	1,18	3,40	1,537	0,26	4,508	6,937
0	2,43	3,02	1,558	0,28	4,449	6,948
10	2,29	4,37	1,562	0,28	4,449	6,948
20	4,98	7,80	1,587	0,30	4,390	6,960
30	8,15	7,36	1,641	0,34	4,265	6,975
40	10,18	8,14	1,719	0,39	4,103	6,989
55	10,43	19,72	1,826	0,46	3,863	7,003

Tabela 4: Módulo de Armazenamento e Módulo Dinâmico, CP 02.

	Modo 1-1			Modo 1-2			
Temp (°C)	fn (Hz)	Es1 (Mpa)	|E*1| (Mpa)	fn (Hz)	Es2 (Mpa)	|E*2| (Mpa)	|E*|med (Mpa)
-5	7536,82	29340,88	29392,48	11579,62	29245,42	29251,65	29322,07
0	7257,03	27662,39	27700,97	11302,55	27506,83	27531,63	27616,30
10	6701,28	23544,70	23613,21	10465,10	23538,57	23557,43	23585,32
20	6081,27	19681,67	19865,30	9635,25	19656,67	19731,14	19798,22
30	5452,19	16273,47	16408,71	8951,55	16402,16	16569,33	16489,02
40	4475,77	11324,95	11440,34	7704,11	11564,47	11749,43	11594,89
55	3261,51	6289,41	6681,28	5884,36	6230,46	6335,07	6508,17

Tabela 5: Módulo de Armazenamento e Módulo Dinâmico, CP 14.

	Modo 1-1			Modo 1-2			
Temp (°C)	fn (Hz)	Es1 (Mpa)	|E*1| (Mpa)	fn (Hz)	Es2 (Mpa)	|E*2| (Mpa)	|E*|med (Mpa)
-5	6979,96	26211,62	26280,01	10464,71	26257,67	26274,80	26277,40
0	6354,21	22903,36	22975,47	10047,42	22990,69	23012,84	22994,15
10	6073,64	20482,01	20571,32	9353,53	20411,50	20467,57	20519,45
20	5528,87	17197,49	17520,50	8666,24	17224,75	17356,39	17438,44
30	3520,18	8320,51	8620,78	7098,23	8210,30	8755,58	8688,18
40	3092,76	6057,07	6238,25	5620,06	6141,40	6311,79	6275,02
55	2939,50	5520,59	8438,82	4376,33	3757,31	3929,31	6184,07

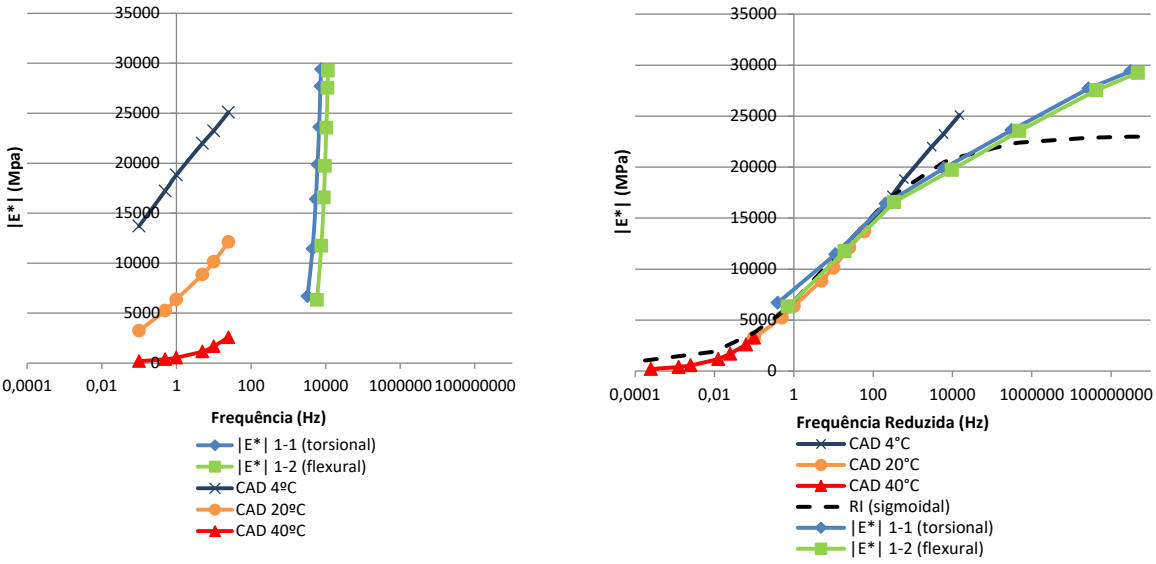
Em que: f_n é a frequência natural não-amortecida;
E_{si} é o módulo de armazenamento;
|E*| é o módulo dinâmico.

Tabela 6: Frequências reduzidas e módulos dinâmicos (função sigmoidal), para os CPs 02 e 14, em ordem decrescente.

CP 02						CP 14					
FR	E*sig	FR	E*sig	FR	E*sig	FR	E*sig	FR	E*sig	FR	E*sig
474951412,602	22991,801	9631,476	20807,803	1,000	6852,417	283404727,881	22090,768	8669,829	16849,515	1,304	3468,350
309131314,781	22981,638	6078,888	20473,386	0,708	6306,608	189030959,463	22055,316	5531,160	16232,164	1,000	3226,684
41937874,823	22909,520	338,554	17292,263	0,392	5439,072	26341142,029	21802,419	334,912	11617,449	0,876	3111,680
26927069,316	22885,931	206,206	16541,669	0,100	3761,114	16658719,713	21718,372	166,091	10366,278	0,100	1671,186
482473,318	22407,943	19,238	12299,014	0,010	1900,799	357071,969	20328,807	22,507	7005,922	0,010	832,894
308949,849	22306,313	11,176	11247,276	0,001	916,907	231861,689	20060,189	12,386	6121,679	0,001	406,829

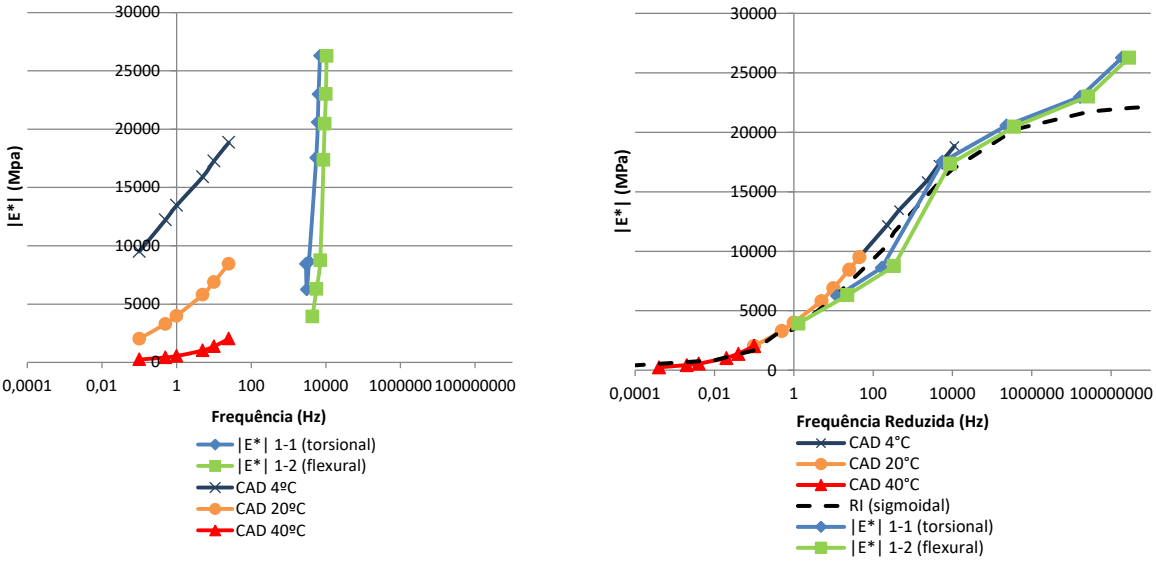
5.2. Comparativo entre as Curvas Mestras de Módulo Dinâmico do ensaio de Compressão Axial Dinâmico e de Ressonância por Impacto

Como pôde ser visto ao longo desta seção de resultados e discussões, houve a necessidade de transformar tanto a frequência de carregamento (ensaio CAD) quanto a frequência natural (ensaio RI) em frequência reduzida. A comparação entre os métodos de ensaio só é possível por causa da construção da curva mestra, que usa o módulo dinâmico em função da frequência reduzida, já que a frequência natural do material independe da intensidade de aplicação do impulso e a de carregamento é imposta ao corpo de prova. Assim, a frequência natural é muito superior à de carregamento e, apesar de haver relação física entre ambas, não podem ser comparadas devido a grande diferença de magnitude. Por este motivo, ajustaram-se as duas curvas em um único gráfico, o que facilitou a percepção das similaridades (Figuras 4 e 5).



(a) (b)

Figura 4: (a) Resultados experimentais do ensaio de RI e CAD para o CP 02. (b) Comparação entre as Curvas Mestras de Módulo Dinâmico do CP 02.
Fonte: Costa (2017).



(a) (b)

Figura 5: (a) Resultados experimentais do ensaio de RI e CAD para o CP 14. (b) Comparação entre as Curvas Mestras de Módulo Dinâmico do CP 14.
Fonte: Costa (2017).

Por estas curvas observa-se que para a mesma temperatura, quando o módulo dinâmico cresce, a frequência também aumenta. Tal observação confirma o desempenho característico do material viscoelástico, apresentado na seção 2.2. Além disso, exibem um comportamento sinuoso, como era esperado, e sobrepõem-se em alguns pontos, pelo princípio da superposição tempo-temperatura. Observam-se ainda as semelhanças no desempenho das curvas, que se mostram muito próximas e de comportamentos muito parecidos.

Para a análise estatística das curvas, foi realizado raiz do erro médio quadrático (REMQ%), e obteve-se um resultado de 5,95% para a mistura A-RJ-3045 e 16,53% para a mistura A-PR 6085. Dessa forma, pode-se perceber a similaridade entre as curvas mestras dos ensaio por Ressonância por Impacto e pelo ensaio de Compressão Axial Dinâmico.

5. CONCLUSÃO

O ensaio de Compressão Axial Dinâmico permitiu a obtenção de valores de módulo dinâmico e ângulo de fase, já que se trata de um ensaio normatizado e convencionalmente usado. Este serviu como base para a validação da metodologia alternativa, baseada na mecânica das vibrações. O ensaio de ressonância por impacto determinou as frequências naturais amortecidas e, a partir dos conceitos da mecânica das vibrações, foram determinados os coeficientes de Poisson, o módulo dinâmico e o ângulo de fase para cada amostra.

No entanto as frequências dos ensaios possuem valores substancialmente diferentes. Tem-se para o ensaio CAD, frequências de carregamento, que são impostas ao corpo de prova, e, para o ensaio RI, frequências naturais amortecidas, correspondentes à oscilação natural do material. Desta forma, é necessário transformar as duas frequências em frequências reduzidas com o uso do fator de deslocamento, para então poder comparar os ensaios. Esta comparação é feita através da construção da curva mestra de módulo dinâmico.

Tornou-se necessário elaborar modelos de função polinomiais para os fatores de deslocamento, além de funções sigmoidais para os módulos dinâmicos, a fim de completar a curva mestra na região de baixa frequência (de 1Hz à 0,001Hz). A validade da metodologia proposta se deu ao comparar as curvas dos dois ensaios: ambas apresentaram valores de módulo e frequência muito próximos na faixa de frequência de 0,01 a 25 Hz, além de comportamentos muito semelhantes no desenvolvimento das curvas, sobrepondo-se em alguns pontos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO T342 (2011) – *Determining Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt (HMA).*

ASTM C215 (2008) – *Fundamental Transverse, Longitudinal, and Torsional Resonant Frequencies of Concrete Specimens.*

ASTM E1876 (2009) – *Dynamic Young's Modulus, Shear Modulus, and Poisson's Ratio by Impulse Excitation of Vibration.*

Balbo, J. T. (2007) *Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração*. Oficina de Textos. 588 pgs.

Bernucci, L. B., Motta, L. M. G. da, Ceratti, J. A. P., Soares, J. B. (2006) *Pavimentação Asfáltica, formação básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro.

Costa, G. M. (2017) *Método de Ressonância por Impacto: Obtenção de Curvas Mestras de Módulo Dinâmico e Ângulo de Fase em Misturas Asfálticas Brasileiras*. 163 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe, São Cristóvão.

Huang, Y. H. (2004) Pavement analysis and design. 2ª edição. 775 pgs. Pearson Education inc.

Kim, D., Kim, Y. R. (2016) *Determination of Dynamic Modulus Values of Asphalt Mixtures Using Impact Resonance Testing of Thin Disk Specimens.* Journal of Testing Evaluation. DOI: 10.1520/JTE20150076.

Kweon, G., Kim, Y. R. (2006) *Determination of Asphalt Concrete Complex Modulus with Impact Resonance Test.* Journal of The transportation Research Board.

Nascimento, L. A. H. (2015) *Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil.* North Carolina State University.

Papazian, H.S. (1962) *The response of linear viscoelastic materials in the frequency domain with emphasis on asphaltic concrete*. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE STRUCTURAL DESIGN OF ASPHALT PAVEMENTS, Michigan, USA.

Pereira, M. M. L. (2012) *Estudo de Mistura Asfáltica de Módulo Elevado para Camadas de Base de Pavimentos.* Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Dissertação de mestrado. São Paulo.

Pritz, T. (1998) *Frequency Dependences of Complex Modulus and Complex Poisson`s Ratio of Real Solid Materials*. Journal of Sound and Vibration, n 214, pp 83-104.

Rao, S. (2009) *Vibrações Mecânicas.* Ed. Pearson. 4ª edição.

Rydén, N. (2009) *Determining the asphalt mastercurve from free-free resonant testing on cylindrical samples.* NDTCE'09, Non-Destructive Testing in Civil Engineering. França.

Rydén, N., Ulriksen, P., Park, C., Miler, R. (2001) *Portable Seismic Acquistion System (PSAS) for Pavement MASW.* Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems. DOI: 10.4133/1.2927140. SANSALONE, M., and STREETT, W. B.. Impact-Echo.

Sides, A., Uzan, J., Perl, M. (1985) *A comprehensive viscoelastoplastic characterization of sandasphalt compressive and tensile cyclic loading.* J. Test. Eval., 13, 49–59.

Soleto, J. Jr., França, L. N. F. (2006) *Introdução às vibrações mecânicas.* Ed. Edgar Blücher

Gessyca Menezes Costa (eng.gessyca@gmail.com)
Fernando Silva Albuquerque (albuquerque.f.s@uol.com.br)
Elayne Louise Firmino Machado Freitas (elaaynefreitas@hotmail.com)
Laboratório de Topografia e Transportes, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe
Avenida Marechal Rondon, s/n - Rosa Elze, São Cristóvão - SE, 49100-000

EFEITO DA MINERALOGIA DE RESÍDUOS DE ROCHAS ORNAMENTAIS NO DESEMPENHO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

Janaína Pimassoni Sagrillo Moura
Izabela de Souza Oliveira
Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira
Universidade Federal do Espírito Santo

RESUMO
Rochas ornamentais apresentam diferentes composições mineralógicas dependendo do tipo da rocha origem. Resíduos provenientes do corte de granito (RBRO-G) apresentam composição mineralógica distinta daqueles provenientes do corte de mármore (RBRO-M). Uma vez adicionados em misturas asfálticas, podem ter efeitos diferenciados. Assim, objetivando verificar a influência do tipo de resíduo de rocha ornamental foram caracterizados química e fisicamente dois tipos de resíduos, e estudadas misturas asfálticas variando o tipo de adição. Ensaios mecânicos e de adesividade foram realizados nas misturas. Constatou-se que a utilização de resíduos de rochas ornamentais como adição em misturas asfálticas, independentemente de sua composição, é viável tecnicamente, uma vez que os valores normativos mínimos foram superados, de forma similar ou superior ao da mistura sem adição. Contudo, não foi possível comprovar que a utilização de RBRO-M promove uma melhora de adesividade quando comparado ao RBRO-G, já que os valores obtidos foram similares.
Palavras-chave: Concreto asfáltico, adesividade, filer, cal hidratada, resíduo de mármore, resíduo de granito.

ABSTRACT
Ornamental rocks present different mineralogical compositions depending on the type of rock origin. The granite cuttings (RBRO-G) present mineralogical composition distinct from those of the marble cut (RBRO-M) and which, when added in asphalt mixtures, can have different effects. Thus, in order to verify the influence of the ornamental rock type, two types of residues were chemically and physically characterized, and asphalt mixtures were studied, varying the type of addition. Mechanical and adhesion tests were performed on the blends. It was found that the use of ornamental stone residues as addition in asphalt mixtures, regardless of their composition, is technically feasible, since the minimum normative values were exceeded, performing similarly or superior to the performance of the mixture without addition. However, it was not possible to prove that the use of RBRO-M promotes an improvement of adhesiveness when compared to RBRO-G, since the values obtained were similar.
Keywords: asphalt concrete, adesivity, filler, hydrated lime, ornamental rocks.

1. INTRODUÇÃO

O Estado do Espírito Santo é, atualmente, um destaque no cenário internacional de extração e beneficiamento de rochas ornamentais. É o principal produtor e o maior processador e exportador dessas rochas no Brasil. No ano de 2016, a produção capixaba correspondeu a 75% do volume físico e 81% do faturamento Brasileiro com exportações de rochas ornamentais (ABIROCHAS, 2017). Em contrapartida, a alta produção de rochas ornamentais gera uma grande quantidade de resíduos provenientes do seu beneficiamento.

De acordo com a Instrução normativa do IEMA 019/2005, as empresas têm a responsabilidade de dispor os resíduos gerados na produção de rochas ornamentais em aterro apropriado, próprio ou terceirizado, gerando um alto custo e ocasionando uma subutilização de grandes áreas, ocupando o solo para fins não produtivos. Por essa razão, os resíduos são, hoje, um dos principais problemas enfrentados pelo setor.

A utilização de subprodutos industriais na construção civil tem-se apresentado como uma solução efetiva para a destinação de passivos industriais, promovendo a redução dos impactos ambientais que o descarte inadequado ocasiona. Essa alternativa vem sendo cada vez mais

aceita pelo mercado como uma opção sustentável, apresentando, ao mesmo tempo, uma destinação adequada desses resíduos e uma redução da extração de materiais naturais.

Estudos realizados recentemente demonstram uma série de aplicações viáveis para os resíduos do beneficiamento de rochas ornamentais em materiais de construção civil, desde a substituição de parte do cimento em concretos, até a sua incorporação em cerâmicas (SILVA *et al*., 2015; SOUZA *et al*., 2005). Além dessas aplicações mais corriqueiras, estudos têm apontado para uma possível utilização desses materiais como finos no concreto asfáltico (GOTTARDI, 2015; FELIX *et al*., 2014; TAPAHUASCO *et al*., 2012; RIBEIRO *et al*., 2015).

O Estado do Espírito Santo produz diversos tipos de rochas ornamentais, mármores, granitos, quartzitos, com processos de formação e composições mineralógicas completamente diferentes, apresentando assim, quando beneficiadas, diferentes resíduos. As diferentes composições mineralógicas dos resíduos fazem com que, uma vez adicionados à mistura asfáltica influenciem de maneiras diferentes o comportamento da massa asfáltica.

Em geral, os resíduos de beneficiamento da rocha ornamental granito (RBRO-G) são compostos em sua grande parte (45-70%) por dióxido de silício (SiO_2), conhecido comercialmente como sílica, enquanto os resíduos do beneficiamento da rocha ornamental granito (RBRO-M), são compostos predominantemente (52-56%) de óxido de cálcio (CaO). Dessa forma, as propriedades químicas e físicas desses compostos são diferentes. Acredita-se que o tipo de resíduo de rocha ornamental adicionado em misturas asfálticas pode apresentar impacto positivo ou negativo no que diz respeito à adesividade do material ao ligante e às propriedades após envelhecimento do concreto asfáltico.

Vários autores destacam que a adição de cal hidratada, $Ca(OH)_2$, em misturas asfálticas resulta em efeitos positivos, tais como redução do envelhecimento, maior resistência ao dano devido à umidade, aumento da vida de fadiga e diminuição da susceptibilidade à deformação permanente (LITTLE *et al*.,2006; BUDNY, 2009; BOEIRA, 2011; BARDINI *et al*.,2014).

Estudos desenvolvidos por Souza *et al*. (2005) e Gottardi (2015), mostraram que a adição de RBRO não foi tão eficaz quanto à adição de cal hidratada no desempenho de misturas asfálticas. Porém os rejeitos utilizados por estes autores eram de origem granítica (RBRO-G), e dessa forma apresentaram altos teores de sílica em sua composição. A sílica presente no RBRO-G pode afetar negativamente o desempenho da mistura asfáltica, pois esse composto tem sido indicado como um fator que compromete a adesividade da interface ligante-agregado (YAMASHITA *et al*., 1975 *apud* ANTUNES, 2013).

Espera-se que os concretos produzidos com RBRO-M, por conterem altos teores de compostos de cálcio, tenham comportamento mais próximo ao de concretos asfálticos com adição de cal hidratada.

Pretende-se, ao desenvolver o estudo proposto, a verificação dos efeitos da adição de RBRO de diferentes composições na massa asfáltica a fim de identificar a diferença de comportamento entre os dois tipos de mistura e compará-los a misturas de referência, visando, assim, comprovar uma possibilidade de uso nobre para o rejeito que hoje representa um grande passivo ambiental às indústrias de rochas ornamentais.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Apesar da definição simples do DNER, o papel do fíler nas misturas asfálticas é muito mais complexo. Por um lado o fíler age como material inerte com função de preenchimento dos vazios entre os agregados maiores, por outro lado atua como material ativo, graças ao pequeno tamanho de suas partículas e de suas características de superfície, manifestando sua atividade na ligação entre betume e o fíler, modificando as propriedades do betume (SOUZA *et al*., 2005).

O fíler é, portanto, componente determinante das características mecânicas do mastique (ligante asfáltico, fíler e ar), que por sua vez influencia todas as respostas mecânicas dos pavimentos. Essa influência se dá através de dois componentes: físico e químico. O componente físico leva a uma modificação da viscosidade do ligante, modificando a rigidez da mistura. Já o componente químico é altamente dependente da superfície específica do fíler e de sua composição mineralógica, que altera as forças de atração entre as partículas. (BARRA *et al.*, 2014).

Os fílers mais comumente utilizados em misturas asfálticas incluem cal hidratada, cimento Portland e pó de pedra, que apesar de atenderem perfeitamente às especificações de norma, são materiais que demandam exploração de recursos ambientais. É de fundamental importância avançar no estudo desse material, buscando novas alternativas, mais eficientes, e que contribuam para o desenvolvimento sustentável.

Nesse contexto os resíduos industriais têm recebido cada vez mais atenção como uma alternativa ambientalmente adequada de fílers, dentre esses resíduos podemos destacar o resíduo do beneficiamento de rochas ornamentais. Atualmente, as empresas que os produzem são responsáveis pela destinação correta dos mesmos, mas na maior parte das vezes *são* levados a aterros sanitários, um destino improdutivo a um material com grande potencial de utilização.

2.1. Utilização de Resíduo de Rochas Ornamentais como fíler

Algumas características específicas dos rejeitos do processamento de rochas ornamentais despertaram o interesse em estudos que aplicam esse material como material de enchimento em concretos asfálticos. Sua fina granulometria e composição pré-definida de acordo com a rocha explorada são algumas das características que favorecem o seu uso na pavimentação, além do ganho ambiental envolvido em se aplicar um subproduto que atualmente se perde em pátios de estocagem e aterros sanitários, poluindo o ambiente.

As rochas ornamentais subdividem-se em dois grandes grupos: granitos e mármores. Os granitos enquadram-se genericamente como rochas silicáticas, enquanto os mármores são rochas carbonáticas. Contudo, a maior parte dos estudos envolvendo a utilização de resíduo de rocha ornamental utiliza apenas o resíduo do beneficiamento do granito, ou em muitos casos não especifica o tipo de rocha ornamental utilizada.

Como já visto, a influência do fíler em misturas asfálticas tem relação não apenas com o tamanho dos grãos, mas também com sua composição mineralógica, logo, é de se esperar que resíduos de rochas com composições químicas diferentes tenham comportamentos diferentes. Vários pesquisadores já caracterizaram o resíduo do beneficiamento de granito. Galetakis e Soutana (2016) caracterizou amostras de resíduos da Grécia, enquanto Silva *et al.* (2015) e

Moreira *et al.* (2003) caracterizaram um resíduo de uma jazida na Paraíba. Pesquisas que caracterizam o resíduo do beneficiamento de mármore ainda são escassas, Galetakis e Soutana (2016) caracterizou resíduos de mármore na Grécia e Almeida *et al.* (2015) estudou resíduos de mármore no Espírito Santo. Os principais compostos e suas respectivas faixas porcentagens encontradas nas análises estão identificadas na Tabela 1:

Tabela 1: Composições de RBRO de diferentes origens

Composto químico	*RBRO-G* *% segundo Galetakis e Soutana (2016), Silva (2015) e Moreira et al.(2003)*	*RBRO-M* *% segundo Galetakis e Soutana (2016) e Almeida* et al. *(2015)*
SiO_2	45 - 70	0 - 1
Al_2O_3	12 - 19	0 - 1
Fe_2O_3	7 - 13	0 - 1
K_2O	3 - 4,5	0 - 1
CaO	3 – 6,5	52 - 56
Na_2O	2 - 3	-
MgO	0 – 4,5	0 -10
TiO_2	0 - 2	-
Perda ao fogo	-	35 - 44

Conforme é possível observar pelos estudos acima destacados, apesar da composição do resíduo sofrer variações de acordo com a região onde se encontra a jazida, essas variações são pequenas. Os altos teores de SiO_2 e Al_2O obtidos são típicos de rochas ígneas graníticas. A presença de Fe_2O_3 e CaO estão relacionadas ao método utilizado no beneficiamento do granito, com adição de granalha e óxido de cálcio para lubrificação do processo de corte/serragem (SILVA, 2015).

Já se comprovou viável a utilização do RBRO-G em vários materiais utilizados na construção civil. Silva *et al.* (2015) comprovaram a viabilidade de substituir parte do cimento na massa de concreto sem prejudicar seu comportamento mecânico. Souza *et al.* (2005) utilizou resíduos de serragem de rocha ornamental para produção de piso intertravado, e alcançou melhores resultados de resistência à compressão para a utilização de até 10% de resíduos na massa.

Souza *et al.* (2005) verificou a utilização do RBRO-G comparando-o com misturas asfálticas com adição de cal e cimento Portland, dois fílers tradicionalmente utilizados. Os resultados obtidos demonstram a real aplicabilidade dos resíduos de rochas ornamentais como fíler. Nos ensaios de estabilidade Marshall, a mistura com fíler de resíduo apresentou resultados semelhantes aos obtidos para a mistura que utilizou cal e resultados superiores aos obtidos para o cimento Portland. Além disso, o consumo de ligante foi intermediário, entre a massa asfáltica com adição de cal e a com adição de cimento Portland. Tapahuasco *et al.* (2012) também comprovou que a utilização de resíduos de rochas ornamentais é viável em massas asfálticas, alcançando resultados superiores em estabilidade e fluência se comparados à massa asfáltica convencional.

A maioria dos estudos envolvendo RBRO-M ainda foca em sua caracterização e viabilidade, existem poucos estudos que estudam aplicações práticas para o material. Moura *et al. (2002)* comprovaram através de ensaios de lixiviação e solubilização que a utilização de resíduos do corte de mármore não apresenta restrição ambiental em seu uso. Além disso, argamassas produzidas com esse resíduo apresentaram melhores resultados de resistência à compressão.

Muito destaque é dado às pesquisas que aplicam resíduos de granito em materiais da construção civil, mas pouco se desenvolveu acerca da utilização do resíduo de mármore. Contudo, a grande quantidade de óxido de cálcio presente nesse resíduo, aponta para um potencial de utilização que ainda não foi explorado. Considerando que uma das adições mais utilizadas para melhoramento da adesividade no Concreto asfáltico é a Cal Hidratada, o RBRO-M, sob uma análise superficial, apresenta características muito mais promissoras em termos de melhoria do comportamento mecânico das misturas do que o RBRO-G utilizado nos estudos até o momento.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Coleta e Caracterização de materiais

Os agregados utilizados foram coletados na pedreira Rydien Mineração Indústria e Comércio LTDA, localizada em Vila Velha/ES. Foi feita uma composição de diferentes tamanhos de grãos de forma a permitir que a amostra final de agregados se adeque a faixa C especificada por DNIT 031/2006 -ES, que foi escolhida por ser a mais utilizada na região do estudo.
Para determinação da massa específica dos agregados foi aplicada a metodologia de ensaio DNER-ME 195/97 para os agregados graúdos (entre 2,0 mm e 75,0 mm), e DNER-ME 194/98 para os agregados miúdos (menor que 2,0 mm). O ensaio utilizado para verificar a resistência à abrasão do material foi o Desgaste Los Angeles normatizado por DNIT 031/2006 ES.

Os valores de massa específica real dos grãos foram respectivamente 2,76 g/cm³ e 2,79 g/cm³ para agregados graúdos e agregados miúdos. O ensaio de Abrasão Los Angeles foi realizado por Wruck (2016) com materiais da mesma origem e a abrasão obtida foi de 57,19%, superior aos 50% comuns no Estado, mas ainda assim, aceitável, visto a rotineira utilização desse material em usinas de asfalto da região.

Foram utilizados 3 tipos de adições diferentes para a produção dos corpos de prova: Cal Hidratada, RBRO-G e RBRO-M. A cal utilizada para a produção dos corpos de prova de referência foi a Cal hidratada comercial, de uma marca comumente encontrada no Espírito Santo. O RBRO-M utilizado foi coletado no aterro pertencente a empresa CETEMAG, onde o material proveniente do beneficiamento de mármores é disposto separado dos demais. O resíduo coletado era proveniente da empresa Mineração Capixaba, localizada em Cachoeiro de Itapemirim-ES, e o processo de beneficiamento foi feito exclusivamente com fios diamantados, não tendo, portanto adição de granalha de ferro e cal. O RBRO-G utilizado na pesquisa foi coletado na empresa Zucchi Granitos, localizada em Serra-ES, e foi coletado diretamente na saída do corte do bloco de granito, realizado exclusivamente com fios diamantados.

As adições passaram pelo processo de determinação das massa específica do material, de acordo com a norma NBR 6508/84, além de análise granulométrica completa do material baseado na NBR 7181/2016 para os resíduos RBRO-G e RBRO-M. Além destes ensaios, as adições estudadas passaram por análise de Fluorescência de Raio-X (FRX) e Difração de Raio-X (DRX) realizadas no laboratório do CENPES (Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da Petrobrás) na Cidade Universitária no Rio de Janeiro, para determinação de sua composição química.

O cimento asfáltico utilizado na pesquisa foi CAP 30/45, produzido pela refinaria da Petrobrás Betim-MG, fornecido pela empresa Serra Betume, localizada em Serra, ES.

3.2. Determinação das misturas asfálticas estudadas

A fim de alcançar os objetivos determinados na pesquisa foram avaliadas quatro tipos de misturas asfálticas, diferenciando entre elas o tipo de adição. A porcentagem utilizada de adição de resíduo foi fixada em 1,5% baseado em um consenso internacional de que o percentual de cal hidratada deve estar entre 1 e 1,5% da massa (LESUEUR e PETIT, 2015) confirmado na pesquisa de Aragão *et al.* (2010), que determinou que a porcentagem ideal de cal hidratada na mistura se encontrava entre 1,5 e 2% através da análise de resistência à fadiga.

Foram moldadas amostras de referência com o uso de adição de 1,5% de cal, visando comparar o comportamento das demais misturas com uma mistura que apresenta o comportamento mecânico mais próximo ao que se pretende alcançar. A fim de comparar o comportamento de resíduos de diferentes rochas de origem, foram moldados corpos de prova com adição de 1,5% de RBRO-M e RBRO-G, ambos secos em estufa a 110ºC por 24 horas, após a coleta. Para promover uma melhor base comparativa para o comportamento das misturas com adição de resíduos, foram também moldados corpos de prova sem adição.

3.3. Dosagem das misturas asfálticas

Para a dosagem das misturas asfálticas, foi tomada como referência a mistura asfáltica que tinha 1,5% em massa de adição de cal hidratada. A dosagem foi realizada através da metodologia Marshall descrita na NBR 12891/1993. Foram moldados três corpos-de-prova aplicando 75 golpes em cada uma das faces para cada teor de ligante escolhido. A determinação do teor de ligante para o traço granulométrico adotado foi feita a partir da relação entre volume de vazios e teor de ligante e da relação betume/vazios e teor de ligante. Esses parâmetros devem atender aos limites estabelecidos para a faixa C do DNIT aplicada à camada de rolamento, especificados em DNIT 031/2006 ES.

3.4. Ensaios

Os corpos de prova moldados foram submetidos a uma série de ensaios selecionados de forma a permitir a comparação do comportamento da massa asfáltica com adições de diferentes composições químicas utilizadas. Em especial, uma análise da viabilidade da aplicação de RBRO-M como um fíler que, além de melhorar o desempenho do pavimento em termos de resistência, apresente-se como um melhorador de adesividade semelhante a cal.

Os ensaios foram subdivididos entre ensaios mecânicos e ensaios de dano por umidade. Os ensaios mecânicos abordados foram Estabilidade e Fluência Marshall, conforme DNER-ME 043/95 e Resistência à tração por compressão diametral, conforme NBR 15087/2012, sendo moldado 3 CP's para cada uma das misturas estudadas para cada ensaio e ensaiados a 25^{o}C.

Já os ensaios para análise do dano por umidade, foram o ensaio de Determinação do Dano por umidade induzida, normatizado pela norma NBR 15617/2015. O ensaio de dano por umidade submeteu 3 corpos de prova de cada mistura a 1 ciclo de congelamento a -18ºC por 24 horas, seguido de um ciclo de banho térmico a 60º por 24 horas. Em seguida, a temperatura do banho foi reduzida a 25ºC onde os 6 corpos de prova de cada mistura permaneceram por 2 horas a fim de realizar o ensaio de resistência à tração. Foi também realizado o ensaio de adesividade do ligante asfáltico ao agregado graúdo, normatizado por DNER-ME 079/94.

Contudo, esse ensaio foi adaptado para verificar se a adição contribuiria para a adesividade entre o agregado e o ligante. Dessa forma, foram adicionados aos agregados graúdos, 1,5% de adição em relação a massa do agregado graúdo (500g), que envolveram a superfície dos agregados, o excesso de material fino foi retirado, permanecendo apenas o material aderido a superfície do agregado, quando foi então feita a mistura com o CAP.

Os corpos de prova foram moldados variando-se a massa da mistura e reduzindo-se o número de golpes da moldagem para 40 em cada lado. O volume de vazios alcançado para as misturas ficou entre 6,10 a 6,60% em relação ao volume da mistura. A saturação utilizada variou de 55 a 62% nos corpos de prova que sofreram condicionamento severo.

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Caracterização das adições estudadas

As adições utilizadas nas misturas (Cal, RBRO-G e RBRO-M) passaram por caracterização granulométrica, física e química. A granulometria dos materiais, determinadas através do ensaio de granulometria completa (com sedimentação), resultou nos resultados expressos no gráfico da Figura 1, onde fica evidenciado que o RBRO-G apresenta granulometria mais fina das partículas. Os valores de massa específica encontrados para cal, RBRO-G e RBRO-M foram 2,21 g/cm³, 2,71 g/cm³ e 2,89 g/cm³, respectivamente.

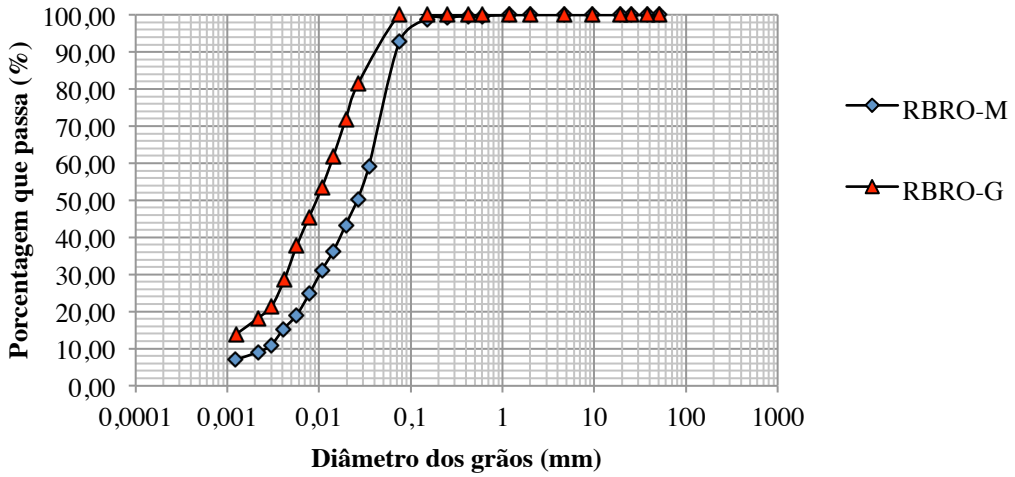


Figura 1: Granulometria resíduos

As adições passaram, ainda, por caracterização química através dos ensaios de Fluorescência de Raio-X e Difração de Raio-X. Os resultados encontrados para cada adição, descritos nas Tabelas 2 e 3, confirmam que diferentes tipos de rochas ornamentais produzem resíduos muito diferentes. Além disso, fica evidenciado a grande presença de Cálcio na Cal Hidratada e no RBRO-M (em menor proporção) e de Silício no RBRO-G, resultados que já eram esperados.

Ainda foi possível perceber através do ensaio de Difração de Raio-X, que apesar da alta presença de compostos de Cálcio presentes no RBRO-M, há uma grande diferença nas

estruturas cristalinas presentes no RBRO-M e na Cal hidratada, conforme identificado na Tabela 3.

Tabela 2: Difração de Raio-X Adições

	Cal	*RBRO-G*	*RBRO-M*
Cristais identificados	Ca(OH)2- Portlandita CaCO3 - Calcita	SiO2 – Quartzo CaMg(CO3)2 - Dolomita CaCO3 – Calcita KSi3AlO8 – Ortoclase CaAl2Si2O8 – Anortita NaAlSi3O8 – Albita KFeMg2 (AlSi3O10) (OH)2 - Biotita	CaMg(CO3)2 - Dolomita CaCO3 - Calcita SiO2 - Quartzo

Tabela 3: Fluorescência de Raio-X Adições

Elemento	*Cal (%)*	*RBRO-G (%)*	*RBRO-M (%)*
Ca	70	8,7	46
Sr	0,3	<0,1	<0,1
Mg	0,3	2,6	18
Si	0,3	33	2,9
Fe	0,2	0,7	<0,1
S	0,1	<0,1	<0,1
Al	<0,1	3,8	<0,1
K	<0,1	2,4	-
P	<0,1	<0,1	<0,1
Na	<0,1	1,5	-
Ti	-	<0,1	-
Cl	-	<0,1	-
Cu	-	<0,1	-
Rb	-	<0,1	-
Zn	-	<0,1	-
Zr	-	<0,1	-

4.2. Dosagem Marshall e Moldagem dos Corpos de Prova

A dosagem realizada com a mistura com adição de cal resultou em um teor ótimo de CAP de 5,1% em relação à massa da mistura. Apesar de existir a possibilidade desse teor ótimo de projeto não ser o mesmo para as misturas com diferentes adições, este foi mantido para todas as misturas estudadas de forma que o teor de ligante não fosse uma variável que influenciasse os resultados obtidos nos ensaios mecânicos, tendo como única diferença, portanto, entre as misturas, o tipo de adição estudada. Os valores de volume de vazios encontrados para os corpos-de-prova de todas as misturas que foram submetidos aos ensaios de Estabilidade e Fluência e Resistência à Tração por Compressão Diametral ficaram entre 3,3%±0,3%. Os corpos de prova que foram submetidos a condicionamento térmico para avaliação do dano devido à umidade, foram moldados variando-se a massa da mistura e reduzindo-se o número de golpes da moldagem para 40 em cada lado. O volume de vazios alcançado para as misturas ficou entre 6,10 a 6,60% em relação ao volume da mistura. A saturação utilizada variou de 55 a 62% nos corpos de prova que sofreram condicionamento severo.

4.3. Ensaios Mecânicos

4.3.1. Estabilidade e Fluência Marshall (DNER-ME 043/95)

No ensaio de Estabilidade e Fluência Marshall, realizado com 3 corpos de prova para cada uma misturas estudadas, os resultados encontrados, demonstrados na Tabela 6, evidenciam que as misturas com adição de RBRO-G e RBRO-M atendem aos requisitos mínimos previstos na norma DNIT 031/2006-ES (500 Kgf). Ainda é possível observar que houve um comportamento semelhante em termos de estabilidade dos corpos de prova com adição de cal e adição de RBRO-G, que superam os resultados dos corpos de prova sem adição em 37,8% e 39,8%, respectivamente. Os ganhos promovidos pela adição de RBRO-M podem ser considerados desprezíveis em comparação à mistura sem adição.

Tabela 4: Resultados Estabilidade e Fluência Marshall

Adição	*Estabilidade Marshall média (kgf)*	*Desvio Padrão Estabilidade (kgf)*	*Fluência Marshall média (mm)*	*Desvio Padrão Fluência (mm)*
Cal	1466,000	27,074	4,793	0,406
RBRO-G	1487,333	117,364	4,110	0,346
RBRO-M	1088,000	77,949	3,153	0,159
Sem adição	1064,000	49,508	3,367	0,206

Acredita-se que a rigidez ocasionada pela grande presença de compostos silicosos presente no RBRO-G, promova um aumento de rigidez e consequente ganho de Estabilidade e Fluência, aproximando-se do desempenho obtido na mistura com cal hidratada. Já a mistura com adição de RBRO-M não apresentou ganhos de estabilidade em relação à mistura sem adição, contradizendo o esperado em compostos com presença de cálcio, sendo possível que uma das causas esteja relacionada aos tipos de cristais presentes no RBRO-M, consequência do fato da rocha de origem ser um mármore dolomítico.

4.3.2. Resistência à tração por compressão diametral (NBR 15087/2012)

Os ensaios de Resistência à Tração foram realizados com 3 corpos de prova de cada tipo de adição, com ensaio realizado a 25ºC. Os resultados expostos na Tabela 7,demonstram que todas as misturas apresentaram valores superiores ao exigido na norma DNIT – 031/2006-ES para o ensaio (0,65 MPa a 25ºC).

Tabela 5: Resultados Resistência à tração por compressão diametral

Adição	*Resistência à tração média (MPa)*	*Desvio Padrão Resistência à tração (MPa)*
Cal	1,309	0,027
RBRO-G	1,328	0,029
RBRO-M	1,529	0,015
Sem adição	1,707	0,176

No entanto, observa-se que o aumento de rigidez provocado pela presença de cal e RBRO-G, já identificado no ensaio de Estabilidade e Fluência, provocou um menor valor de resistência à tração se comparado com a mistura sem adições. Por sua vez, como a adição de RBRO-M não ocasionou um aumento significativo de rigidez na mistura, a sua resistência à tração foi similar à da mistura sem adição.

4.4. Ensaios de dano por umidade

4.4.1. Determinação do Dano por Umidade Induzida (NBR 15617/2015)

Tabela 6: Resultados Ensaio de Dano por Umidade Induzida

Adição	*Tipo de condicionamento*	*Resistência à tração Média (kgf/cm²)*	*Desvio Padrão Resistência à tração (kgf/cm²)*	*% Perda*
Cal	Severo	13,374	0,431	6,99%
	Nenhum	14,379	1,135	
RBRO-G	Severo	9,779	0,422	38,27%
	Nenhum	15,840	0,810	
RBRO-M	Severo	10,850	0,356	31,11%
	Nenhum	15,749	0,254	
Sem adição	Severo	9,515	0,393	33,76%
	Nenhum	14,366	1,483	

O ensaio de dano por umidade induzida, cujos resultados estão apresentados na Tabela 6 confirma que a mistura com adição de Cal sofre uma influência muito menor do condicionamento severo, apresentando uma perda de resistência significativamente menor. Além disso, fica evidenciado que a mistura que mais sofreu perda de resistência com o condicionamento proposto pelo ensaio foi a que possui adição de RBRO-G, apresentando perdas superiores às da mistura sem adição. Pode-se também notar que a mistura com RBRO-M apresentou valores ligeiramente menores de perda de resistência se comparado com as misturas de RBRO-G e sem adição.

Portanto, o RBRO-M apesar das suposições iniciais, não atingiu desempenho semelhante ao da cal em termos de resistência ao dano por umidade. Esse distanciamento acredita-se ter grande relação com os cristais formadores do RBRO-M, que não agem como os compostos presentes na cal hidratada ($Ca(OH)_2$), sendo, em primeira análise, ineficaz sua utilização como agente melhorador de adesividade. Ainda assim, o dano por umidade induzida em misturas utilizando RBRO-M foi inferior ao dano em misturas sem adição e com adição de RBRO-G, que pode ter tido seu comportamento prejudicado devido a presença de sílica entre seus componentes.

4.4.2. Ensaio de adesividade do agregado graúdo (DNER-ME 079/94)

Após o procedimento padrão do ensaio, o material foi então inspecionado visualmente onde ficou evidenciado que o agregado envolto em cal apresentou um descolamento de película muito inferior aos demais. A relativa subjetividade do ensaio não nos permite diferenciar com precisão a diferença entre as demais misturas.



Figura 2: Ensaio de adesividade do ligante

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Verificou-se, com o estudo, que os resíduos de rochas ornamentais são significativamente diferentes em suas composições, e que deve-se ter cautela ao classificar resíduos de mármore

e granito com o termo genérico “Resíduos de Rochas Ornamentais”, uma vez que se tratam de materiais completamente diferentes, química e fisicamente, e que pode influenciar de maneiras díspares o desempenho dos compósitos onde serão inseridos. Comprovou-se também que os fílers não se tratam de partículas inertes, uma vez que a adição de materiais diferentes acarretou comportamentos mecânicos muito diferentes nas misturas asfálticas que os continham. Corroborando, portanto, a afirmação de vários autores de que a composição química e as características físicas dos fílers impactam diretamente o desempenho das misturas asfálticas.

Em termos gerais, constatou-se que a utilização de resíduos de rochas ornamentais como adição em misturas asfálticas, independentemente de sua composição, é viável tecnicamente, uma vez que os valores normativos mínimos foram superados, e, em todos os ensaios analisados, os resultados foram similares ou superiores ao desempenho da mistura sem adição. Contudo, não foi possível comprovar que a utilização de RBRO-M promove uma melhora de adesividade e consequente aumento da resistência à ação da água. Esse fator acredita-se estar relacionado aos cristais formadores dos resíduos, que apesar de apresentar elementos químicos similares, se cristalizam de formas muito diferente, e consequentemente modificam diferentemente o desempenho das misturas asfálticas. Para as situações em que se busca resistência à ação da água, até o aprofundamento das pesquisas, ainda é recomendado dentre as adições estudadas a utilização de cal hidratada.

Por fim, crê-se que submeter o RBRO-M a tratamento químico a fim de transformar seus cristais de CaO em Ca(OH)2 pode potencializar sua utilização, sendo também uma alternativa para novas pesquisas, visando alcançar melhores resultados em termos de dano por umidade. Além disso, identificou-se que o mármore que originou o RBRO-M utilizado no estudo era dolomítico, acredita-se que um estudo utilizando resíduo de mármore calcítico apresentaria resultados mais próximos das misturas com adição de cal hidratada.

Agradecimentos
Os autores agradecem ao Programa Institucional de Iniciação Científica da UFES pela regulamentação da atividade de iniciação científica voluntária (PIVIC), ao laboratório do CENPES (Centro de Pesquisa e Desenvolvimento da Petrobrás) pelo apoio técnico e à FAPES pelo apoio financeiro (Edital nº 006/2014 - Universal Individual T.O. 0506/2015).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIROCHAS. Balanço das Exportações e Importações Brasileiras de Rochas Ornamentais em 2016. Disponível em <http://www.ivolution.com.br/mais/fotos/6/17/4062/Informe_01_2017.pdf>Acessado em 28/02/2017 às 09:00

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 12891: Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall. Rio de Janeiro. 1993.

ALMEIDA, T.F.; LEITE, F.H.G.; HOLANDA, J.N.F.. Caracterização de Resíduo de Pó de Mármore para Aplicação em Materiais Cerâmicos. Apresentado em: Primeiro Encontro de Engenharia, Ciência de Materiais e Inovação do Estado do Rio de Janeiro, Nova Friburgo, 2015.

ANTUNES, V.F.S.. Influência do Fíler no comportamento de mastiques betuminosos. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Ciência e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2013.

ARAGÃO, F.T.S.; LEE, J.; KIM, Y.; KARKI, P.. Material-Specific Effects of Hydrated Lime on the Properties and Performance Behavior of Asphalt Mixtures and Asphaltic Pavements. Publicado em Construction and Building Materials 24 (2010), pp. 538–544. 2010.

BARDINI, V.S.S.; KLINSKY, L.M.G.; FERNANDES JR., J.L.. A Importância do Filer Para o Bom Desempenho de Misturas Asfálticas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Paulo. 2014.

BARRA, B.; MOMM, L.; GUERRERO, Y.; BERNUCCI, L.. Characterization of granite and limestone powders for use as filler in bituminous mastic dosage. Publicado em Anais da Academia Brasileira de Ciências. 2014.

BOEIRA, F.D.. Estudo Laboratorial do Desempenho de Misturas Asfálticas com Diferentes Tipos e Teores de Cal. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul. 2011.

BUDNY, J. Avaliação Dos Efeitos De Diferentes Tipos De Cal Em Misturas De Concreto Asfáltico. Trabalho de conclusão de curso de graduação Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Rio Grande do Sul. 2009.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ES 031/2006: Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro. 2006.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 043/95. Método de Ensaio – Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall, 1995.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER ME 079/94. Agregado - adesividade a ligante betuminoso, 1994.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER ME 195/97. Agregado - Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo, 1997.

DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER 194/98. Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman, 1998.

FELIX, F.A.; ALMEIDA, K.R. Estudo da utilização de resíduos de rochas ornamentais na fabricação de concreto asfáltico. Projeto de Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2014.

GALETAKIS, M.; SOUTANA, A. A review on the utilisation of quarry and ornamental stone industry fine by-products in the construction sector. Revista Construction and Building Materials, n102, 2016.

GOTTARDI, E.V.. O uso de resíduo de beneficiamento de rochas ornamentais e de escória de aciaria como fíler em misturas asfálticas. Dissertação de mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2015.

IEMA - INSTITUTO ESTADUAL DE MEIO AMBIENTE E RECURSOS HÍDRICOS. IEMA 019/2005. Instrução Normativa 019 de 17 de agosto de 2005.

LITTLE, D.N.; EPPS, J.A.. **atualizado por SEEBALY, P.E.** The Benefits of Hydrated Lime In Hot Mix Asphalt. National Lime Association. 2006.

LESUEUR, D.; PETIT, J.; Increasing the durability of asphalt mixtures by hydrated lime addition: what evidence?. European Roads Review 20 pg.4 a 55. Belgium, 2015.

MOURA, W.A.; GONÇALVES,J.P.; LEITE,R.S.. Utilização do Resíduo de Corte de Mármore e Granito em Argamassas de Revestimento e Confecção de Lajotas para Piso. Feira de Santana, 2002.

MOREIRA, J.M.S.;FREIRE, M.N.; HOLENADA, J.N.F.. Utilização de resíduo de serragem de granito proveniente do Espírito Santo em cerâmica vermelha (Utilization of granite sawing waste from Espírito Santo state in red ceramic). Universidade Federal Norte Fluminense. Rio de Janeiro. 2003.

NBR - NORMA BRASILEIRA. NBR 6508/84. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da Massa Específica. Rio de Janeiro. 1984.

NBR - NORMA BRASILEIRA. NBR 12891/1993. Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall. Rio de Janeiro. 1993.

NBR - NORMA BRASILEIRA. NBR 15087/2012. Misturas Asfálticas - Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Rio de Janeiro. 2012.

NBR - NORMA BRASILEIRA. NBR 15617/2015. Misturas Asfálticas - Determinação do Dano por Umidade Induzida. Rio de Janeiro. 2015.

NBR - NORMA BRASILEIRA. NBR 7181/2016. Solo - Análise Granulométrica. Rio de Janeiro. 2016.

RIBEIRO, R.C.C.; CORREIA, J.C.G.. Geração De Pavimentos Asfálticos Contendo Resíduos Oriundos Do Corte De Rochas Ornamentais. Revista Brasileira de Mineração e Meio Ambiente, Volume 5, No 1, 2015.

SOUZA, J. N.; RODRIGUES,J.K.G.; NETO, P.N.S.. Utilização do Resíduo Proveniente da Serragem de Rochas Graníticas como Material de Enchimento em Concretos Asfálticos Usinados a Quente. Universidade Federal de Campina Grande. 2005.

SILVA, L.T.M.S.; SEVERO, U.A.B.; BEZZERA, U.A.. Utilização de Resíduo de Granito como substituição parcial do cimento da produção de concreto. Apresentado em Congresso Técnico Científico da Engenharia e da Agronomia CONTECC 2015. Fortaleza. 2015.

TAPAHUASCO, W.F.C.; SILVA,S.O.; PINTO,E.A.; MATOS, S.R.R.. Utilização de Resíduos Oriundos do Corte de Rochas Graníticas Como Agregado Mineral Em Misturas de Concreto Asfáltico. 2012.

WRUCK, P.K.. Uso das Cinzas do Bagaço da Cana de Açúcar Como Fíler em Misturas Asfálticas. Universidade Federal do Espírito Santo. Vitória. 2016.

INFLUÊNCIA DA TAXA DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS NA SIMULAÇÃO E CÁLCULO DE PROPRIEDADES DE FRATURA DE MISTURAS DE AGREGADO FINO

Gustavo Adolfo Badilla Vargas
Alex Duarte de Oliveira
Francisco Thiago Sacramento Aragão
Universidade Federal do Rio de Janeiro
Programa de Engenharia Civil UFRJ/COPPE

RESUMO
Este artigo investigou a aplicação de um procedimento numérico-experimental para a obtenção das propriedades de fratura de misturas asfálticas. Foram feitas simulações de testes de flexão em semicírculos (*semi-circular bending* - SCB), utilizando o método dos elementos finitos e o modelo bilinear de zona coesiva de fratura. Os resultados obtidos demonstraram que protocolos experimentais simplificados podem ser usados na determinação das características de fratura de misturas asfálticas, desde que seja empregada uma metodologia adequada para a análise dos resultados. Espera-se que esta pesquisa contribua para o avanço do conhecimento sobre o processo de fratura de misturas asfálticas e para a geração de parâmetros de entrada representativos em modelos computacionais de previsão de dano por fratura destes materiais.

ABSTRACT
This paper investigated the application of an integrated numerical-experimental approach to identify fracture properties of asphalt mixtures. Simulations of semi-circular bending tests (SCB) were performed using the finite element method and the bilinear cohesive zone fracture model. The results indicated that simplified experimental protocols may be used to determine fracture properties, provided that an appropriate methodology to analyze the results is adopted. It is hoped that this research will contribute with the advancement of knowledge about the fracture process of asphalt mixtures and for the generation of representative input parameters required by computational models that attempt to predict the fracture behavior of these materials.

1. INTRODUÇÃO

Na tentativa de quantificar os efeitos da seleção dos constituintes (agregados, ligantes e aditivos), do projeto das misturas, do projeto estrutural do pavimento e dos procedimentos de construção, alguns pesquisadores propuseram modelos para prever as respostas mecânicas de misturas asfálticas às cargas de veículos e às condições ambientais. Dentre estas metodologias, destacam-se aquelas de embasamento empírico, as formulações ditas fechadas ou analíticas, e as modelagens constitutivas computacionais.

A variabilidade das características dos materiais e das condições ambientais limita a precisão de equações empíricas, desenvolvidas a partir de regressões de extensas bases de dados de testes de campo e laboratório. As equações analíticas, por sua vez, são desenvolvidas para casos específicos simplificados, que nem sempre são representativos das condições reais. Como uma alternativa para estas formulações, surgiram os modelos computacionais, baseados em métodos numéricos, que têm sido desenvolvidos e explorados pela comunidade acadêmica e pela indústria, nos últimos anos.

Apesar do grande potencial dos métodos computacionais, estes ainda não são capazes de prever completamente o comportamento de misturas asfálticas. Os fenômenos que ocorrem nestes materiais são complexos e, muitas vezes, difíceis de serem incorporados aos métodos computacionais. Dentre estes fenômenos, a fissuração é provavelmente um dos mais complexos e um mais difíceis de serem modelados corretamente.

Diversos protocolos de ensaio, com diferentes configurações de geometria e carregamento, têm sido desenvolvidos para caracterizar as propriedades de fratura das misturas asfálticas. Além dos aspectos mais técnicos relacionados às características do processo de fratura do material, a seleção das diferentes geometrias usadas nos testes de fratura é influenciada por dois fatores principais: dificuldade de preparação das amostras e compatibilidade com os atuais equipamentos utilizados para moldagem e ensaios mecânicos em geral. Além disso, é sempre desejável que a geometria selecionada possibilite a extração e caracterização de amostras de campo.

Dentre os ensaios de fratura identificados na literatura, a flexão em vigas com uma fenda (*single-edge notched beam - SE(B)*) é provavelmente o mais usado para misturas asfálticas (Marasteanu *et al*., 2002; Wagoner *et al*., 2005a; Song *et al*., 2006). Os principais problemas com o uso da geometria SE(B) para obter rotineiramente propriedades de fratura estão relacionados à dificuldade de fabricação de tais amostras em laboratório. Além disso, a extração de corpos de prova em campo para testes com esta geometria torna-se inviável.

Com as limitações da geometria SE(B), Wagoner *et al*. (2005) propuseram um protocolo de teste usando discos com fenda (*disk-shaped compaction tension test - DC(T)*) em ensaios de tração. No Brasil, alguns pesquisadores têm usado a geometria DC(T) em testes de fratura de misturas asfálticas, em especial na COPPE/UFRJ (Hirsch, 2009; Budny, 2012; Aragão et al., 2014, 2015, 2016, 2017).

Outro ensaio que tem recebido grande atenção da comunidade de pesquisa em pavimentação nos últimos anos é o teste de flexão em amostras com formato de semicírculos com fenda (*semi-circular bending - SCB*). O teste SCB tem sido adotado por diversos pesquisadores (Li e Marasteanu, 2004, 2010; Aragão, 2011; Marasteanu *et al.,* 2012; Aragão *et al*., 2014, 2015, 2016, 2017) para obter propriedades de fratura de materiais frágeis e quase-frágeis.

Usando ensaios SCB, Aragão et al. (2014) propuseram um procedimento que combina resultados experimentais e de simulações numéricas (feitas pelo método dos elementos finitos) para a obtenção de propriedades de fratura de misturas asfálticas. De acordo com Aragão et al. (2014), os ensaios SCB apresentam vantagens com relação a outros tipos de ensaios de fratura. Dentre estas vantagens, destacam-se o grande número de corpos de prova que podem ser obtidos a partir de uma única amostra compactada de concreto asfáltico, a facilidade de obtenção de amostras de campo e a simplicidade dos procedimentos experimentais. Dentre as desvantagens desta configuração de amostra, destacam-se o tamanho reduzido da área potencial de fratura e a proximidade entre a ponta da fenda e o ponto de aplicação de carga, no topo da amostra.

Neste trabalho foi utilizado o procedimento numérico-experimental proposto por Aragão et al. (2014) para avaliar a influência das condições de carregamento na obtenção das propriedades de fratura. Foram realizadas simulações numéricas de ensaios de fratura SCB, utilizando o método dos elementos finitos e o modelo de zona coesiva bilinear, considerando diferentes modos de carregamento aplicado às amostras virtuais, para tentar representar de forma mais adequada o processo de fratura de amostras reais testadas em laboratório.

Este trabalho é parte fundamental de um modelo computacional que está sendo desenvolvido para a previsão do comportamento mecânico microestrutural de misturas asfálticas a partir de

características dos seus constituintes. Espera-se que a versão final do modelo se torne uma ferramenta eficiente de análise de pavimentos asfálticos, com a qual previsões sobre o comportamento mecânico das misturas poderão ser feitas, a partir do conhecimento de propriedades adequadamente caracterizadas dos seus constituintes e de condições de contorno da estrutura do pavimento modelado. Em outras palavras, espera-se que testes virtuais possam reduzir a necessidade de execução ensaios de laboratório, gerando significativa economia de tempo e recursos.

2. MATERIAIS E PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS

A mistura asfáltica usada neste trabalho foi obtida a partir de um ligante asfáltico classificado pela metodologia Superpave como PG 64-22S, uma mistura de agregados passando na peneira #16 (abertura de malha de 1,18 mm) e cal hidratada CH-I. Esta mistura será denominada de mistura de agregados finos (MAF) no restante do texto deste artigo. A granulometria adotada para a fabricação da MAF utilizada neste estudo é apresentada na Figura 1, que também mostra a granulometria do concreto asfáltico (concreto betuminoso usinado a quente, CBUQ) correspondente à MAF.

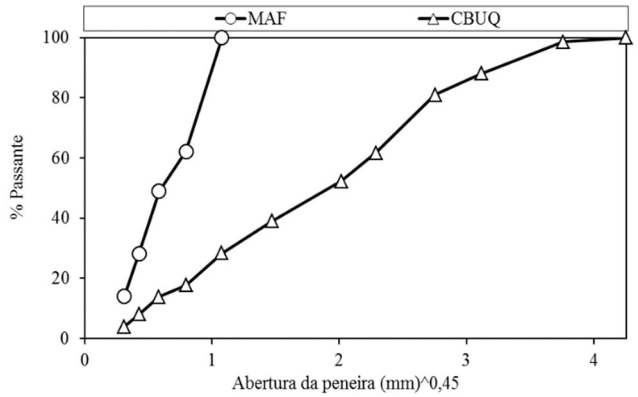


Figura 1: Granulometria da MAF correspondente à mistura CBUQ dosada neste trabalho.

A dosagem da MAF foi baseada nas características volumétricas do CBUQ com um teor de vazios de 4%. Foi adotado o método de dosagem de MAF proposto por SOUSA et al. (2013), resultando em um teor de ligante de 8,8%. Durante o processo de dosagem, as proporções dos agregados e do fíler que compõem a MAF foram mantidas iguais às usadas na composição do concreto asfáltico correspondente.

A Figura 2 apresenta um resumo do procedimento numérico-experimental adotado. Amostras de MAF medindo 150 mm em diâmetro foram fabricadas, usando um compactador giratório da metodologia Superpave (CGS). Foram extraídos dois tipos de corpos de provas: a) amostras cilíndricas medindo 12 mm em diâmetro e 50 mm em altura (bastonetes) e (b) amostras SCB medindo 150 mm em diâmetro, 75 mm em altura e 25 mm em espessura. Uma fenda foi cortada em cada amostra SCB, próximo à linha de simetria. O tamanho das fendas foi ajustado para gerar ligamentos de 50 mm nas amostras SCB.

Com as amostras cilíndricas de 12 mm em diâmetro e 50 mm em altura, foram determinadas propriedades viscoelásticas lineares da MAF, em um reômetro de cisalhamento dinâmico (*dynamic shear rheometer* - DSR). Para as amostras SCB, foram conduzidos testes de fratura com diferentes temperaturas (-10°C, 10°C e 25°C) e taxas de propagação de trincas (0,5

mm/min., 1,0 mm/min. e 2,0 mm/min.). Os resultados obtidos dos ensaios de laboratório foram utilizados como dados de entrada para a simulações numéricas.

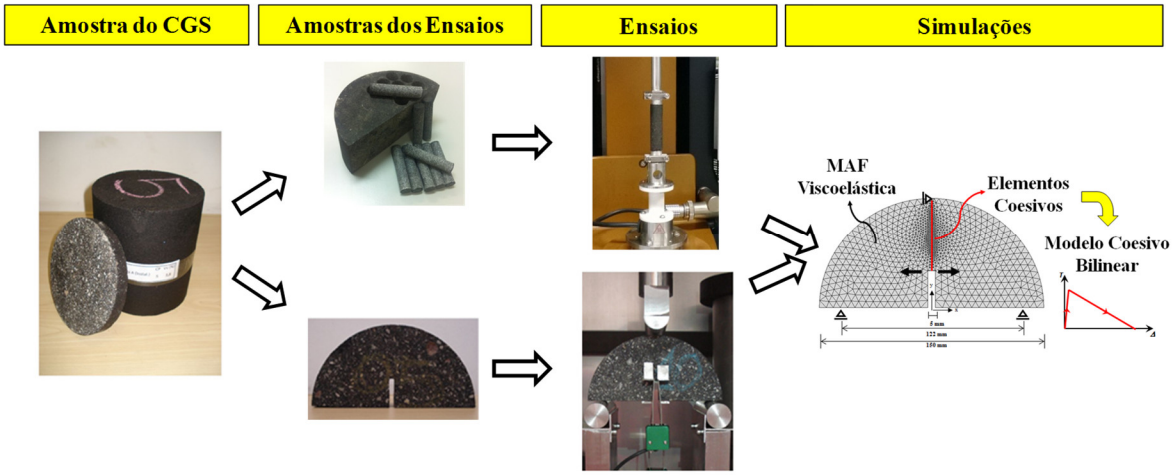


Figura 2: Resumo do procedimento numérico-experimental adotado neste trabalho.

Propriedades viscoelásticas lineares de mistura MAF

As amostras usadas para a caracterização de propriedades viscoelásticas lineares de MAF foram produzidas em um CGS com volume de vazios entre 4% e 5% e mediram 150 mm em diâmetro e 90 mm em altura. Em seguida, foi necessário serrar o topo e a base das amostras para produzir cilindros com 150 mm de diâmetro e 50 mm de altura.

Para possibilitar a extração das amostras cilíndricas de corpos de prova do CGS, foi necessária a fabricação e a adaptação de brocas especiais, o ajuste da velocidade de descida da broca e, durante a extração, a aplicação contínua de água fria para evitar o aquecimento excessivo das amostras e a consequente alteração das suas características geométricas.

Durante os ensaios de varredura de frequência, as amostras foram testadas nas temperaturas 5, 15, 25, 35 e 50°C, com frequências variando entre 0,01 e 25,00 Hz. O princípio da superposição tempo-temperatura foi adotado para gerar curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico, que é definido como a razão entre as amplitudes de tensão e deformação cíclicas.

A partir das curvas mestras obtidas, o método da colocação foi adotado para ajustar os coeficientes da função analítica em forma de série (série de Prony) do módulo cisalhante de armazenamento, com base no modelo generalizado de Maxwell, como indicado na Equação 1. Estes coeficientes foram posteriormente usados como parâmetros de entrada no modelo computacional para a simulação do comportamento viscoelástico linear da MAF.

$$G'(\omega) = G_{\infty} + \sum_{i=1}^{n} \frac{G_i \omega^2 \rho_i^2}{\omega^2 \rho_i^2 + 1} \qquad (1)$$

Onde:

$G'(\omega)$ = módulo cisalhante de armazenamento;

ω = frequência angular;

G_∞ = módulo de equilíbrio a um tempo longo de carregamento;
G_i = constantes de mola do modelo generalizado de Maxwell;
ρ_i = tempo de relaxação;
n = número de unidades de Maxwell no modelo generalizado de Maxwell.

A Tabela 1 mostra os coeficientes da série de Prony obtidos segundo a Equação 1 e usados posteriormente como parâmetros de entrada na modelagem computacional para cada uma das temperaturas testadas nos ensaios de fratura.

Tabela 1: Propriedades viscoelásticas lineares da MAF.

Temperatura de referência	**-10°C**		**10°C**		**25°C**	
Parâmetros da série de Prony	**ρ_i (s)**	**G_i (Pa)**	**ρ_i (s)**	**G_i (Pa)**	**ρ_i (s)**	**G_i (Pa)**
1	5,54E-01	1,82E+06	4,00E-03	2,01E+08	2,30E-04	6,14E+07
2	5,54E+00	7,32E+08	4,00E-02	2,83E+08	2,30E-03	5,52E+08
3	5,54E+01	7,92E+08	4,00E-01	8,21E+08	2,30E-02	7,71E+08
4	5,54E+02	4,06E+08	4,00E+00	5,62E+08	2,30E-01	4,10E+08
5	5,54E+03	1,55E+08	4,00E+01	2,15E+08	2,30E+00	1,83E+08
6	5,54E+04	4,39E+07	4,00E+02	7,48E+07	2,30E+01	1,04E+08
7	5,54E+05	2,64E+07	4,00E+03	2,53E+07	2,30E+02	2,69E+07
8	5,54E+06	9,58E+06	4,00E+04	1,28E+07	2,30E+03	1,27E+07
9	5,54E+07	6,57E+06	4,00E+05	9,17E+06	2,30E+04	9,16E+06
∞	-	2,22E+07	-	2,22E+07	-	2,22E+07

Propriedades de fratura de mistura MAF

Antes de ensaiados, os corpos de prova foram condicionados em uma câmara até que a temperatura interna estabilizasse na de ensaio. Para este controle, uma amostra de sacrifício foi usada e sua temperatura interna foi medida com um termopar.

Seguindo a etapa de condicionamento, carregamentos monotônicos foram aplicados às amostras pelo atuador de uma máquina universal MTS. Um sensor do tipo *clip-on gauge* foi montado na face frontal dos corpos de prova para medir a abertura da fenda inicial, na sua extremidade interna (*crack tip opening displacement*, *CTOD*). Este sensor monitorou a velocidade de abertura da trinca, que foi mantida constante a partir de um procedimento iterativo de ajuste do carregamento imposto pelo atuador da máquina, conhecido como *feedback loop* ou servo-controle. Um segundo *clip-on gauge* também foi instalado na extremidade externa da fenda inicial para o monitoramento do chamado *crack mouth opening displacement* (*CMOD*).

A escolha do CTOD (e não do CMOD) para o controle da taxa de abertura das trincas baseia-se em pesquisas anteriores que demonstraram que em testes de fratura com taxas constantes de evolução do CMOD, as correspondentes taxas de evolução do CTOD não são constantes até que se atinja o pico de força (SONG *et al*., 2008). Isto pode indicar que a taxa de evolução do CTOD só se torna constante quando há a formação de macrofissuras a partir da coalescência de microfissuras. Assim, neste trabalho, uma taxa constante foi imposta ao CTOD para garantir que todas as amostras fossem submetidas à mesma taxa de propagação de trincas durante toda a duração dos ensaios.

Modelagem computacional para a obtenção de propriedades de fratura

O comportamento viscoelástico da MAF cria uma complicação adicional na identificação de suas propriedades de fratura. De acordo com Aragão et al. (2014), a análise inversa para obter parâmetros de fratura, a partir da comparação entre resultados experimentais e simulações numéricas, é uma abordagem mais apropriada do que a suposição feita por abordagens tradicionais de equivalência entre propriedades da zona de processo de fratura e parâmetros de fratura, calculados com base em deformações médias de amostras em processo de fissuramento. Um estudo feito por Aragão e Kim (2012) indicou que parte da energia obtida a partir do cálculo da área sob curvas experimentais força-deslocamento está relacionada, por exemplo, com a energia dissipada devido ao comportamento viscoelástico da matriz. Assim, os parâmetros de fratura ao longo da zona de processo de fratura devem ser identificados localmente e não a partir de resultados globais de força-deslocamento. Com base neste fato, a metodologia proposta por Aragão et al. (2014), que combina resultados de simulação numérica e de testes experimentais, foi adotada nesta pesquisa.

A modelagem de fratura em misturas MAF foi baseada no método dos elementos finitos e no conceito de zonas coesivas de fratura. Amostras virtuais das diferentes geometrias avaliadas foram fabricadas e discretizadas para a geração da malha de elementos finitos. Estudos de convergência do nível de refinamento das malhas foram conduzidos para minimizar os erros de aproximação intrínsecos a métodos numéricos, como é o método dos elementos finitos. A Figura 3 apresenta a malha de elementos finitos, o modelo de zona coesiva bilinear e as condições de contorno adotada para as simulações.

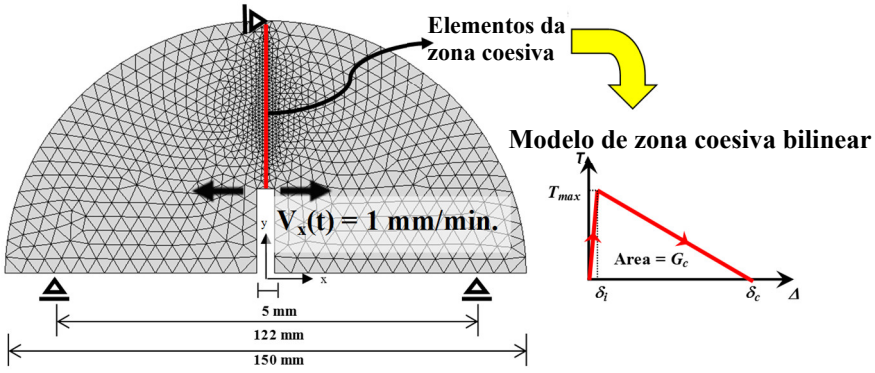


Figura 3: Malhas de elementos finitos usadas nas simulações numéricas e lei de tração-separação da zona coesiva para ensaios SCB para a taxa de 1 mm/min.

Durante as simulações, a resistência coesiva (T_{max}) e a energia de fratura (G_c) são ajustadas por um processo de tentativa e erro. Inicialmente, a resistência coesiva é ajustada até a observação de equivalência entre os picos de força obtidos das simulações e dos correspondentes testes de fratura SCB conduzidos em diferentes temperaturas e taxas de abertura de CTOD. Depois disso, o outro parâmetro necessário para a definição do modelo coesivo bilinear, ou seja, a energia de fratura, é ajustada até que seja observada a equivalência entre os resultados numéricos e experimentais da região pós-pico das curvas força-tempo. O processo de calibração está completo quando os resultados da simulação estão suficientemente próximos dos resultados experimentais.

Para fazer a comparação entre as curvas experimentais e numéricas, foram adotados um procedimento de ajuste dos dados e um critério numérico de avaliação, que permitem a

definição do nível de semelhança entre as curvas. O procedimento de ajuste dos dados consiste em representar as curvas força-deslocamento utilizando a série exponencial representada pela Equação 2. Esta representação matemática permite que a comparação entre as curvas possa ser feita para pontos específicos, o que facilita o cálculo de parâmetros estatísticos.

$$F = \sum_{i=1}^{n} a_i \cdot e^{b_i \cdot CTOD} \qquad (2)$$

F = força axial;
$CTOD$ = medição do CTOD;
a_i, b_i,= constantes matemáticas no modelo;
n = número de termos na serie (n = 8 valor adotado).

A Figura 4 ilustra um exemplo da aplicação do ajuste matemático para os resultados dos ensaios experimentais, indicando que o modelo matemático adotado é capaz de representar adequadamente os dados. Os ajustes foram feitos utilizando o Método dos Mínimos Quadrados e as constantes a_i e b_i de cada ajuste foram obtidas utilizando uma ferramenta de solver iterativo.

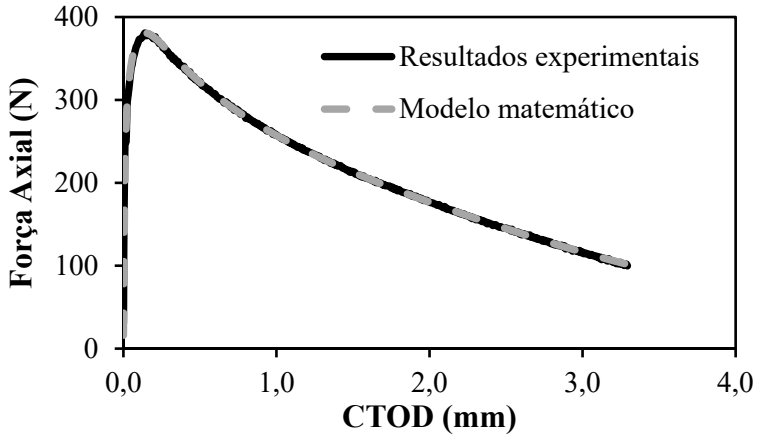


Figura 4: Ajuste de uma expressão matemática para representar as curvas força-deslocamento dos testes experimentais.

Para avaliar a semelhança entre as curvas, foram adotados três parâmetros estatísticos: o primeiro parâmetro foi a raiz quadrada do erro médio (RMSE), posteriormente normalizado pelo valor da força pico; o segundo, foi a relação percentual entre os valores de força pico experimentais e numéricos; e, por último, a relação percentual entre as áreas abaixo das curvas força-CTOD experimentais e numéricas.

Para cada um dos três parâmetros, foi definido como critério de aceitação que a diferença entre os valores referentes aos dados experimentais e numéricos fosse inferior a 15%. Foram consideradas como válidas as simulações para as quais 2 dos três parâmetros atenderam ao critério de aceitação.

3. MODELAGEM COMPUTACIONAL

Como já mencionado, para garantir a aplicação de uma taxa de abertura constante no CTOD durante os ensaios de fratura, foi necessário desenvolver um procedimento iterativo de ajuste do carregamento imposto pelo atuador da máquina do tipo *feedback loop*. Um procedimento

semelhante foi implementado em forma de sub-rotina para permitir a simulação mais realista dos ensaios de fratura no Abaqus.

Simulações foram realizadas usando esta sub-rotina. Simulações adicionais também foram realizadas sem o uso da sub-rotina e, consequentemente, sem o controle da taxa de CTOD. Propriedades de fratura foram determinadas para ensaios de fratura realizados nas temperaturas de 25°C, 10ºC e -10ºC e com taxas de carregamento de 0,5, 1,0 e 2,0 mm/min. A Figure 5 mostra resultados das simulações conduzidas com os dois tipos de controle para a MAF em ensaios conduzidos a 25°C. Como observado, as simulações realizadas sem o uso da sub-rotina resultaram em taxas variáveis de CTOD. Já as simulações realizadas com a sub-rotina permitiram que taxas constantes de CTOD fossem aplicadas.

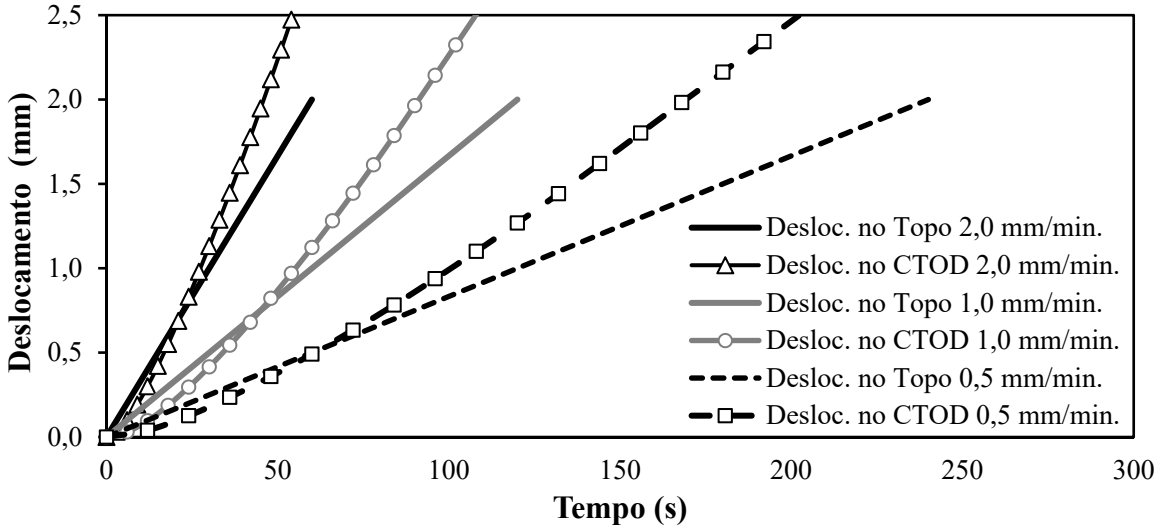


Figura 5: Variação dos deslocamentos do topo e da abertura do CTOD a 25°C.

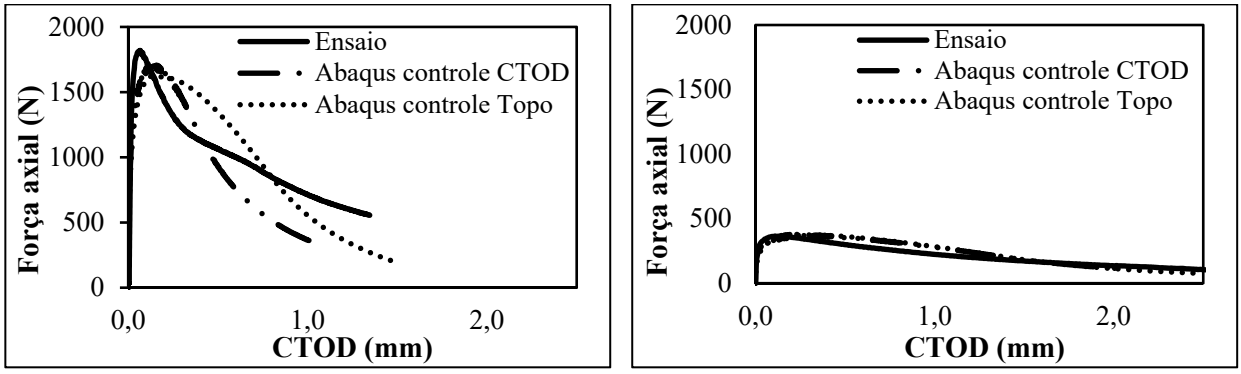
Além de permitir a utilização de sub-rotinas, o Abaqus também permite que funções matemáticas sejam definidas para representar o carregamento nas simulações. Desta forma, para tentar reproduzir as mesmas condições utilizadas nos ensaios reais, foram realizadas simulações com controle da taxa de CTOD, sendo obtidas destas simulações as curvas de variação de deslocamento no topo das amostras como respostas das simulações com taxa constante de CTOD. Estas curvas de deslocamento foram ajustadas matematicamente, utilizando o mesmo tipo de série exponencial apresentado na Equação 2, para obter funções de deslocamento do topo das amostras, que, posteriormente, foram inseridas no Abaqus com o que foi denominado controle Topo para tentar, indiretamente, realizar as simulações com taxa constante de CTOD.

Resultados de simulações considerando estes dois tipos de carregamento foram comparados com resultados experimentais, utilizando a mesma metodologia descrita anteriormente e adotando os mesmos critérios de aceitação. Os parâmetros estatísticos de comparação para as simulações feitas com a função de deslocamento do topo, tentando controlar indiretamente a abertura do CTOD, estão apresentados na Tabela 3. Os dados da tabela mostram que todas as simulações atenderam aos critérios de aceitação definidos no fim da seção 2.

Tabela 3: Parâmetros estatísticos obtidos para as simulações da MAF 1.

Temp. (ºC)	Taxa de deslocamento (mm/min.)	CTOD	RSME	R^2	%Erro Área	% Erro Força Pico
25	2,0	4,0	38,5	0,95	0,1%	3,2%
	1,0	2,0	19,1	0,96	0,8%	-12,9%
	0,5	2,0	15,3	0,96	8,6%	-5,6%
10	2,0	2,0	210,7	0,93	2,3%	3,3%
	1,0	2,0	260,2	0,87	-12,1%	-10,6%
	0,5	2,0	221,8	0,90	-13,7%	-9,5%
-10	2,0	0,3	184,5	0,97	-3,1%	-1,4%
	1,0	0,3	156,9	0,97	-8,2%	1,5%
	0,5	0,3	129,4	0,98	-4,9%	-5,0%

A Figura 6 apresenta algumas comparações entre os resultados experimentais e os resultados das simulações realizadas no Abaqus com o controle no CTOD e com o controle no Topo. Os gráficos da figura mostram que, para ambas as formas de controle, foi possível simular as condições de ensaio, obtendo curvas força-CTOD bastante próximas das curvas dos ensaios.

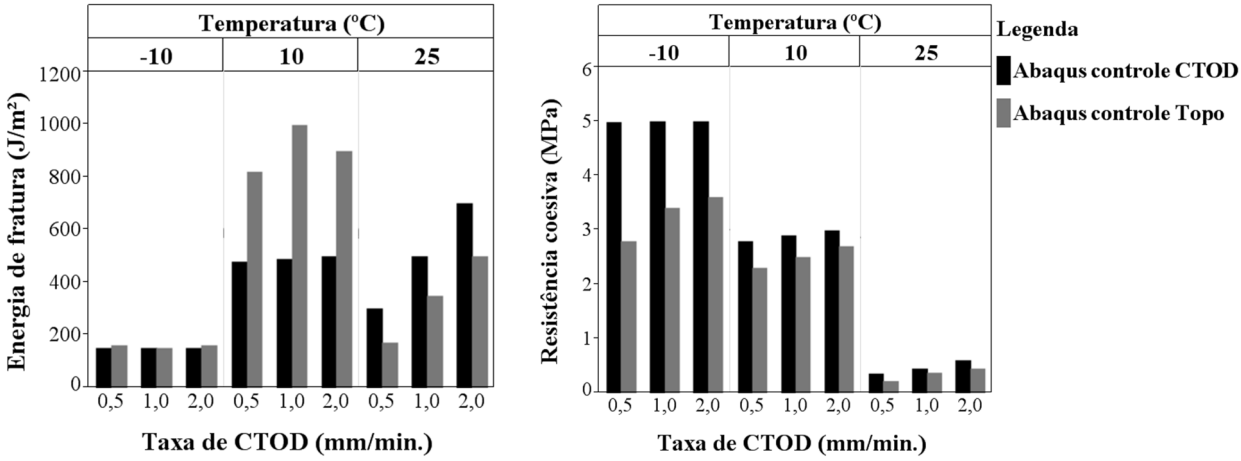


(a) 10ºC, 1,0mm/min. (b) 25ºC, 2,0mm/min.

Figura 6: Comparações entre os resultados experimentais e os resultados das simulações realizadas com os dois modos de controle de carregamento.

É importante ressaltar que não foram utilizadas as mesmas propriedades de fratura nas simulações dos dois modos de controle, o que pode ser visto na Figura 7. No entanto, a Figura 7 indica que ambos permitem a obtenção de propriedades de fratura que variam com a temperatura e com a velocidade de propagação da fissura, que é o comportamento esperado para misturas asfálticas. Em geral, o controle no topo resultou em resistências coesivas menores do que o controle no CTOD. Já para a energia de fratura, foram observadas tendências diferentes para as temperaturas avaliadas.

O controle do CTOD com uma função de deslocamento do topo subestimou os valores da resistência coesiva para todas as temperaturas (-10, 10 e 25ºC) e taxas de abertura de CTOD avaliadas (0,5, 1,0, 2,0 mm/min.). No caso da energia de fratura, o controle do CTOD como uma função de deslocamento do topo resultou em valores superestimados para as temperaturas de -10 e 10ºC e subestimados para a temperatura de 25ºC, em todas as taxas de abertura de CTOD estudadas.



(a) Energia de fratura (b) Resistência coesiva

Figura 7: Comparação das propriedades de fratura obtidas com os dois softwares.

Por fim, a Figura 8 mostra que o controle indireto da taxa de CTOD a partir de uma função matemática imposta no atuador não resultou em um valor constante para esta taxa. Assim, acredita-se que o controle direto da taxa de CTOD com o uso da sub-rotina implementada no trabalho é a opção mais apropriada, pois, diferente da opção pelo controle da taxa de descida do atuador, o controle no CTOD garante que a taxa de abertura da trinca seja bem próxima do valor constante imposto em testes de carregamento monotônico.

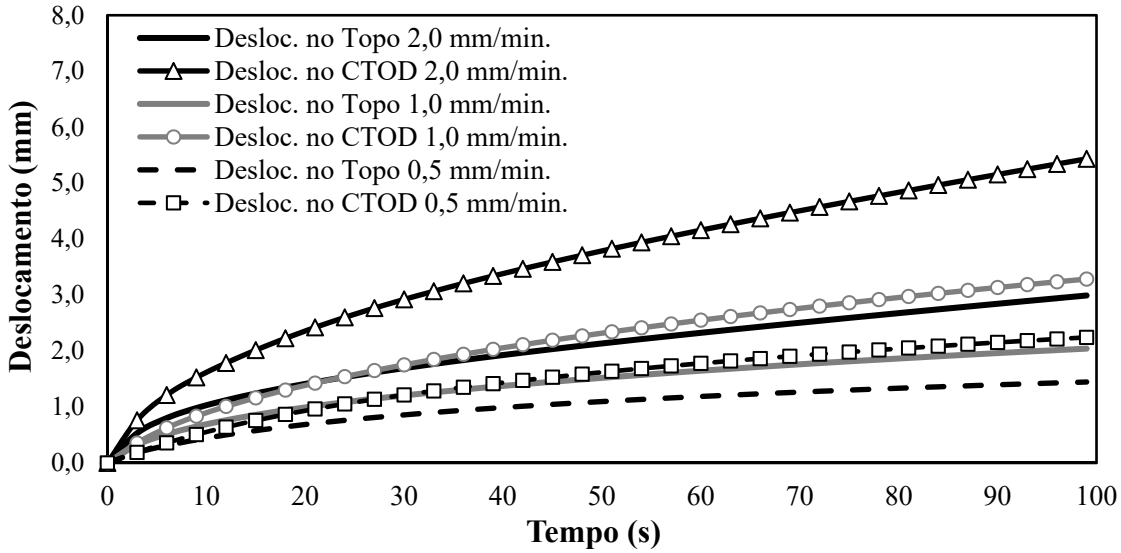


Figura 8: Variação dos deslocamentos do topo e da abertura do CTOD a 25°C.

5. CONCLUSÕES

Este artigo avaliou três diferentes procedimentos de aplicação de carga em ensaios virtuais de uma MAF em modo I. Simulações numéricas de ensaios SCB conduzidos em laboratório foram incialmente realizadas com o carregamento aplicado no topo da amostra. A seguir, uma sub-rotina foi desenvolvida e incorporada ao software Abaqus para simular o processo iterativo conhecido como *feedback loop* de controle do movimento de descida do atuador em ensaios de laboratório de forma a garantir a aplicação de uma taxa constante de abertura da fenda inicial da amostra virtual. Nestas simulações, a evolução do deslocamento vertical do nó central no topo da amostra foi monitorada e modelada com uma função do tempo. Esta

função foi usada em um terceiro tipo de controle do carregamento, aplicado no nó central do topo da amostra virtual, em simulações sem o uso da sub-rotina de controle da taxa de abertura na ponta da fenda inicial.

Os resultados obtidos no trabalho indicam que modelos numéricos desenvolvidos para as simulações de ensaios de fratura em modo I devem levar em consideração fatores como o modo de carregamento aplicado às amostras virtuais para garantir a representação fiel do processo de fratura de amostras reais ensaiadas em laboratório. O controle da taxa de abertura da fenda inicial parece ser uma opção mais apropriada do que os outros dois modos de controle, já que estes resultam em taxas variáveis de propagação das trincas.

Este trabalho faz parte de uma pesquisa em desenvolvimento pelos autores para a modelagem numérico-experimental do processo complexo de fratura de misturas asfálticas. Nas simulações, a definição adequada das condições de contorno é fundamental para permitir a obtenção de previsões mais realistas. Espera-se que a versão final do modelo sirva como uma ferramenta para o projeto e a análise de misturas em que o comportamento global dos materiais poderá ser previsto a partir de características dos seus constituintes.

Agradecimentos
Os autores agradecem o Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq), a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES) e ao Laboratório Nacional de Materiais e Modelos Estruturais da Universidad de Costa Rica (LanammeUCR) pelo apoio financeiro recebido para a realização desta pesquisa.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aragão, F. T. S. & Kim, Y. R. (2011). Characterization of Fracture Properties of Asphalt Mixtures Based on Cohesive Zone Modeling and Digital Image Correlation Technique. TRB.

Aragão, F. T. S. & Kim, Y. R. (2012). Mode I Fracture Characterization of Bituminous Paving Mixtures at Intermediate Service Temperatures. *Experimental Mechanics*, 52 (9), 1423-1434.

Aragão, F.T.S., Hartmann, D.A., Kim, Y.R., Motta, L.M.G., Haft-Javaherian, M. (2014). A numerical-experimental approach to characterize fracture properties of asphalt mixtures at low in-service temperatures. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2447. Transportation Research Board of the National Academies. Washington, D.C. pp. 42-50.

Aragão, F.T.S., Hartmann, D.A., Badilla, G.A., Pazos, A.G. (2015). Caracterização de propriedades de fratura de misturas asfálticas para diferentes temperaturas e taxas de carregamento. XVI Congresso Ibero Latino-Americano del Asfalto. Bariloche, Argentina.

Aragão, F.T.S., Hartmann, D.A., Badilla, G.A., Kim, Y.R. (2016). Evaluation of temperature- and rate-dependent fracture characteristics of asphalt mixtures with three geometries: SCB, DC(T), and SE(B). Transportation Research Board, TRB, National Research Council, Washington, D.C. Estados Unidos.

Aragão, F. T. S., Badilla, G. A., Hartmann, D. A., Oliveira, A. D., Kim, Y. R. (2017). Characterization of temperature- and rate-dependent fracture properties of fine aggregate bituminous mixtures using an integrated numerical-experimental approach. Engineering Fracture Mechanics 180, pp. 195-212.

Budny, J. (2012). Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas. Dissertação de Mestrado. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

Hirsch, F. (2009). Avaliação das propriedades de misturas asfálticas atráves do ensaio de tração em disco circular com fenda. Dissertação de Mestrado COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.

Li, X., Marasteanu, M.O. (2004). Evaluation of the Low Temperature Fracture Resistance of Asphalt Mixtures Using the Semi Circular Bend Test. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 73, pp. 401-426.

Li, X., Marasteanu, M.O. (2010). Using Semi Circular Bendking Test to Evaluate Low Temperature Fracture Resistance for Asphalt Concrete. Experimental Mechanics, Vol. 50, pp. 867-876.

Marasteanu, M.O., Dai, S.T., Labuz, J.F., Li, X. (2002). Determining the Low-Temperature Fracture Toughness of Asphalt Mixtures. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1789, TRB, National Research Council, Washington, D.C., pp. 191-199.

Song, S. H., Wagoner, M. P. & Paulino, G. H. (2008). δ25 Crack Opening Displacement Parameter in Cohesive Zone Models: Experiments and Simulations in Asphalt Concrete. Fatigue and Fracture of Engineering Materials & Structures, 31, 850-856.

Sousa, P., Kassen, E., Masad, E., Little, D. (2013). New design method of fine aggregates mixtures and automated method for analysis of dynamic mechanical characterization data. Construction and Building Materials 41, pp. 216-223.

Wagoner, M.P., Buttlar, W.G., Paulino, G.H., Blankenship, P. (2005). Investigation of the Fracture Resistance of Hot-Mix Asphalt Concrete Using a Disk-Shaped Compact Tension Test. TRR, No. 1929, 183-192.

Gustavo Adolfo Badilla Vargas (gustavo.badilla@coc.ufrj.br).
Alex Duarte de Oliveira (alexd@coc.ufrj.br).
Francisco Thiago Sacramento Aragão (fthiago@coc.ufrj.br).
Av. Athos da Silveira Ramos, 149 – Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ANÁLISE DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DE MISTURA ASFÁLTICA USINADA À QUENTE ENSACADA PARA APLICAÇÃO À FRIO

Ana Cecília Santos Tavares Santana
Victor Manuel de Queiroz Lourenço
Universidade Federal de Sergipe
Departamento de Engenharia Civil

RESUMO
As rodovias brasileiras sofrem uma série de problemas, como exemplo a enorme quantidade de panelas que ocorrem devido à baixa qualidade dos pavimentos. Dentre as diversas soluções que surgem no mercado, uma mistura asfáltica inovadora chamou atenção por apresentar-se à frio de forma ensacada embora tenha sido usinada à quente. Segundo os fabricantes, seria uma solução rápida e eficiente para a manutenção dos pavimentos. A pesquisa foi realizada com o objetivo de avaliar a qualidade do material a partir de ensaios laboratoriais e comparar os resultados com os valores exigidos pela norma do DNIT. Para tal, utilizou-se amostras de três marcas diferentes disponíveis no mercado. Constatou-se que os produtos não alcançaram os requisitos mínimos exigidos, tampouco a qualidade alegada pelos fabricantes. Sendo assim, os materiais não atingiram os objetivos a que se propõem e atesta-se a importância da análise técnica de produtos previamente a utilização.

ABSTRACT
Brazilian highways suffer a series of problems, for example the huge amount of holes that occur due to poor quality of the pavements. Among the various solutions that arise in the market, an innovative asphalt mixture has been drawing attention due to the fact that it is used cold in a bagged form even though it is previously hot-machined. According to the manufacturers, this would be a quick and efficient solution for pavement maintenance. This research was conducted with the objective of evaluating the quality of the material through laboratory tests and comparing the results with the DNIT's standard's requirements. Samples of three different commercially available brands were tested. It was verified that the products did not meet the minimum characteristics required by the DNIT nor had the quality claimed by the manufacturers. Therefore, the material did not reach the aforementioned objectives and the importance of the technical analysis of products prior to their use was confirmed.

1. INTRODUÇÃO

A maior parte das rodovias brasileiras são constituídas por pavimentos asfálticos. Mas, em grande parte, eles não duram o tempo de meia-vida para o qual foram dimensionados. Em pouco tempo de uso, os pavimentos apresentam problemas que geram desde o desconforto até risco a segurança de seus usuários. Um dos transtornos mais frequentes é a presença constante de buracos nas rodovias.

Partindo dessa realidade, surgiu como opção no mercado uma inovação: Concreto Asfáltico Usinado à Quente (CAUQ) ensacado para aplicação à frio. Segundo os idealizadores, o produto moderno nasceu como uma opção para auxiliar na manutenção dos pavimentos, fechar os buracos de forma mais rápida, fácil, barata e eficaz e, até mesmo, pavimentar pequenas áreas. No Brasil, existem algumas indústrias que fabricam essa nova mistura asfáltica.

Como se trata de uma inovação, antes de usá-la deve-se ensaiar com o objetivo de verificar suas características e propriedades a fim de obter conclusões práticas a respeito de sua qualidade. Além disso, analisar se o produto é compatível com os valores fornecidos pelos fabricantes e verificar se suas propriedades se enquadram dentro das exigências normatizadas.

Frente a isso, esse trabalho tem por finalidade testar misturas asfálticas ensacadas de três fabricantes de diferentes estados brasileiros a partir de ensaios realizados em laboratório com o

objetivo de obter valores capazes confrontar as propriedades reais do material com os dados apresentados pelo fabricante. É importante frisar que não tem como objetivo denegrir a imagem dos fabricantes, motivo pelo qual não será informado nem o nome e nem a cidade dos mesmos, e sim analisar a importância de se realizar ensaios de caracterização para conhecer a mistura antes de aplica-la em campo.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Malha Rodoviária Brasileira

No Brasil, as rodovias são o principal meio de transporte utilizado, o que justifica as transformações que malha rodoviária tem passado ao longo dos últimos anos. Apesar disso, a situação ainda está longe de ser a ideal. Segundo o Sistema Nacional de Viação – SNV (2016), num total de 1.720.756 km, cerca de 78,6% das rodovias brasileiras não são pavimentadas, apenas 12,3% são pavimentadas e 9,1% são rodovias planejadas. Da pequena parte pavimentada, 30,7% encontram-se em rodovias federais e 56,6% em rodovias estaduais. Na esfera municipal, a pavimentação só atinge 12,7% das rodovias.

Além de apenas 12,3% das rodovias serem pavimentadas no Brasil, essas ainda sofrem uma série de problemas referentes a manutenção os quais os buracos se destacam. A ausência de manutenção preventiva unida com a baixa qualidade dos materiais empregados causa patologias como fissuras e trincas que evoluem e degradam a pavimento até a formação de grandes panelas. As operações de tapa-buraco são muito comuns no país. É uma medida emergencial que não resolve problemas estruturais no pavimento e, devido a isso, não pode ser considerada como recuperação da rodovia.

Os problemas nas rodovias causam, além do desconforto, risco à segurança de seus usuários. Segundo o IPEA (2015), defeito nas vias não é a principal mas é umas das causas dos acidentes nas rodovias federais. É responsável por 1,5% dos acidentes sendo 1,2% acidentes com mortes. Além dos traumas causados às vítimas e suas famílias, há ainda o custo que esses acidentes representam para o país. Ainda de acordo com o IPEA, os acidentes de trânsito ocorridos nas rodovias federais brasileiras em 2014 geraram um custo de R$ 12,3 bilhões para a sociedade.

2.2. Concreto Asfáltico Usinado à Quente (CAUQ)

Segundo o DNIT 031/2006 – ES, concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ) é uma mistura composta por agregados minerais e inertes graduados, cimento asfáltico do petróleo e filer (usado como material de enchimento quando necessário), resultante do processamento a quente em usina apropriada, espalhada e compactada a quente. O CAUQ é a maneira convencional de utilização do asfalto no Brasil.

O DNIT 031/2006 – ES estabelece as condições gerais para a execução dos serviços com concreto asfáltico. Não pode ser executado em dias de chuva; só pode ser fabricado, transportado e executado quando a temperatura ambiente for superior a 10°C; todo carregamento que chegar até a obra deve vir acompanhado de certificado dos resultados de ensaios de caracterização exigidos pela especificação.

Por se tratar de uma opção convencional, o CAUQ, de acordo com o DNIT 031/2006 – ES, necessita de equipamentos específicos para seu preparo e execução como usina para a mistura

asfáltica, equipamento para espalhamento e acabamento da mistura, rolos compactadores. Além disso, a norma diz ainda que o pavimento recém executado só pode ser liberado para tráfego após o completo resfriamento.

A respeito da composição, o DNIT 031/2006 – ES estabelece que o concreto asfáltico deve obedecer as diretrizes da Tabela 1 no tocante à granulometria e teor de ligante com as respectivas tolerâncias.

Tabela 1: Especificações da Norma DNIT – ES 031 (2006), para misturas do tipo CAUQ. Fonte: DNIT 031 (2006).

Peneira de malha quadrada		% em massa, passando			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerância
2"	50,8	100	-	-	-
1 1/2 "	38,1	95 – 100	100	-	± 7%
1"	25,4	75 – 100	95 – 100	-	± 7%
3/4"	19,1	60 – 90	80 – 100	100	± 7%
1/2"	12,7	-	-	80 - 100	± 7%
3/8"	9,5	35 - 65	45 - 80	70 - 90	± 7%
N° 4	4,8	25 – 50	28 – 60	44 - 72	± 5%
N° 10	2	20 – 40	20 - 45	22 - 50	± 5%
N° 40	0,42	10 – 30	10 – 32	8 - 26	± 5%
N° 80	0,18	5 – 20	8 – 20	4 - 16	± 3%
N° 200	0,075	1 – 8	3 – 8	2 - 10	± 2%
Asfalto solúvel no CS2 (+) (%)		4,0 - 7,0 Camada de Ligação (Binder)	4,5 - 7,5 Camada de ligação e rolamento	4,5 - 9,0 Camada de rolamento	± 0,3%

Entende-se por teor de ligante como a porcentagem de betume presente nas misturas betuminosas. No caso de a mistura asfáltica estar pronta e almejar definir qual o teor que foi aplicado, pode-se realizar o Ensaio de Extração de Betume, norteado pela DNER-ME 053/94. Esse procedimento tem como objetivo separar o CAP dos agregados da mistura e, assim, determinar o teor de ligante. A Análise Granulométrica segue as diretrizes da norma DNER-ME 083/98 que descreve a aparelhagem, amostragem, procedimentos e condições para a obtenção da composição granulométrica de agregados por peneiramento.

Dentre as diversas formas de compactação e dosagem de amostras que existem na literatura, as que se destacam são a metodologia Marshall e metodologia Superpave. A maior diferença entre elas são a forma de compactação. O método Marshall, mais antigo, utiliza a compactação através de golpes, ou seja, por impacto. Mas, na década de 1980, realizou-se um estudo denominado Strategic Highway Research Program (SHRP), nos Estados Unidos, que abordou análises de muitas rodovias americanas de tráfego pesado que sofreram deformações prematuras. A conclusão foi que a compactação por impacto fornecia corpos de prova com densidade diferente a existente na prática. Esse estudo resultou em um novo método de compactação, denominado Superpave, que utiliza a compactação por amassamento através de giro. Apesar do método Superpave ser mais atual e mais confiável, a metodologia Marshall ainda é a mais utilizada no Brasil.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), alguns parâmetros citados a seguir são necessários para a dosagem do material asfáltico. Massa específica aparente (Gmb) é a relação entre a massa seca

e o volume, incluindo o volume de vazios. Para obter a massa específica aparente, segue diretrizes da DNER – ME 117/94. A massa específica máxima medida (Gmm ou Dmm), também chamada de densidade máxima medida, é a relação entre massa do ligante asfáltico mais a massa dos agregados e a soma do volume dos agregados, vazios e total de asfalto. Para a obtenção desse parâmetro, realiza-se um procedimento em laboratório baseando-se na NBR 15619. Volume de vazios (Vv) é o volume de poros existente no material em relação ao volume total. O valor dos Vazios nos Agregados Minerais (VAM) representa o que não é agregado na mistura, ou seja, é a soma dos vazios com ar mais vazios ocupados com asfalto efetivo (desconsidera o asfalto que foi absorvido pelos agregados). Relação Betume/Vazios (RBV), é a relação entre o asfalto efetivo e o volume de vazios nos agregados minerais. A norma DNIT 031/2006 – ES determina que porcentagem de vazios esteja de 3% a 5% para camada de rolamento e 4% a 6% para camada de ligação. Determina, também, que a relação betume/vazios tem limites entre 75 e 82 para camada de rolamento e 65 a 72 para camada de ligação.

Após a dosagem e execução da mistura, ensaios são realizados a fim de verificar se suas características estão de acordo com a desejada em projeto e se satisfazem as condições exigidas pelo DNIT. Entre eles, destacam-se os ensaios apresentados no Quadro 1 a seguir.

Quadro 1: Norma, objetivo e parâmetros de ensaios de determinação das características de misturas.

Ensaio	Norma Regulamentadora	Objetivo	Parâmetros Normativos
Estabilidade e Fluência Marshall	DNER-ME 043/95	Determina o valor de fluência e estabilidade da mistura. Fluência é a capacidade de deformação total ao sofrer variação de carga de nula à máxima. Estabilidade é a resistência máxima à compressão radial do corpo de prova.	Estabilidade mínima (75 golpes) = 500 kgf
Resistência à Tração por Compressão Diametral (RTCD)	DNER-ME 138/94	Obter o valor da resistência à tração do material	Resistência à Tração por Compressão Diametral estática, a 25°C, mínima = 0,65 MPa
Ensaio Cantabro	DNER-ME 383/99	Determina o desgaste por abrasão de uma mistura betuminosa, ou seja, desgaste por atrito	A norma não estabelece valores esperados como resultado.
Módulo de Resiliência	DNIT 135/2010 – ME	Determina a capacidade que um corpo tem de recuperar a forma original após sofrer deformação, ou seja, a capacidade que o pavimento tem de resistir a fadiga	A norma não estabelece valores esperados como resultado.
Creep Dinâmico	Não existe norma que regulamente, mas existe o NCHRP que indica diretrizes para a execução	Avaliar a resistência à deformação permanente que o pavimento pode sofrer através do Flow Number	Número de giros considera dom bom: acima de 100 giros

2.3. Mistura asfáltica usinada a quente ensacada

De acordo o fabricante de uma das amostras analisadas na pesquisa em questão, a ideia de uma mistura asfáltica usinada a quente ensacada surgiu como forma de trazer para o Brasil uma tecnologia que vem crescendo em países como Austrália, Estados Unidos, Nova Zelândia e

vários países da Europa. Nesses países, a prática da substituição do uso do cimento em praças, ruas e calçadas por asfalto tem ganhado força. Por lá, o asfalto é vendido em sacos em lojas de materiais de construção, possibilitando o acesso para a população comum que pode utiliza-lo sem o uso de máquinas pesadas.
Não foram encontrados estudos previamente publicados a respeito desse tipo de mistura para servirem de embasamento dessa pesquisa. As únicas informações encontradas foram disponibilizadas pelos fabricantes e estão apresentadas no tópico 3.1 – Materiais.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse capítulo, serão abordados os materiais utilizados, descritos no item 3.1, e os métodos empregados para o desenvolvimento do trabalho, descritos no item 3.2.

3.1. Materiais

Para a realização da pesquisa, foram utilizadas amostras de três fabricantes de diferentes estados do país a fim de obter resultados mais representativos a respeito de CAUQ ensacados.

De acordo com os fabricantes das três amostras analisadas, trata-se de uma proposta moderna de massa asfáltica que utiliza avançada tecnologia para obter um concreto asfáltico usinado a quente que pode ser armazenado e utilizado a frio; é considerado um material durável por permitir estoque em até 24 meses; é recomendado para obras urgentes de vias urbanas como tapa buracos ou pequenas obras como estacionamentos; possui um alto grau adesivo e hidrofugante e um equilíbrio entre seus componentes que permite o manuseio e a aplicação do produto em quaisquer condições climáticas, como chuva ou calor extremo; como a massa vem pronta para ser aplicada, a aplicação é considerada rápida e fácil e não necessita de maquinário pesado ou de outros produtos; após a aplicação, a liberação para o tráfego é imediata.

A primeira amostra, chamada de Amostra 01, segundo o fabricante, é uma mistura asfáltica usinada à quente com CAP 50/70 modificado com um retardador de cura para propiciar a estocagem e aplicação a frio. O fabricante não expôs de que forma esse ligante modificado age para fornecer tal característica.

De acordo com o fabricante da segunda amostra, denominada Amostra 02, trata-se de um CAUQ constituído por pedra britada e CAP, aprimorado com resíduos sólidos de pneus para propiciar mais resistência, impermeabilidade e aderência à mistura. O fornecedor 02 também não foi apresentou de que forma os resíduos de pneus agem na mistura para fornecer as características apresentadas.

Já a terceira marca, foram analisadas duas amostras de lotes diferentes, denominadas de Amostra 03A e Amostra 03B. De acordo com um dos fornecedores, o diferencial da mistura em termos de dosagem é a presença de aditivo que funciona como película revestindo o material. Ao aplicar a energia de compactação, tal película é rompida enrijecendo o material e fornecendo boas características mecânicas à mistura. Esse fabricante realizou testes em laboratório e oferece a Tabela 2 a seguir com os resultados obtidos. Com essa tabela, pôde-se confrontar os resultados obtidos na pesquisa com os disponibilizados pelo fabricante. Os fabricantes das amostras 01 e 02 não apresentaram informações físicas, então os valores obtidos nos ensaios foram confrontados com as exigências normativas do DNIT.

Tabela 2: Resultados fornecidos pelo fabricante da Amostra 03. Fonte: O Fabricante 03 (2016).

Parâmetros	Resultados
Massa específica teórica (g/cm³)	2,484
Massa específica aparente (g/cm³)	2,393
Estabilidade (kgf)	1102
Fluência (mm)	3,2
V.V (Volume de Vazios) %	3,7
R.B.V (Relação Betume - Vazios) %	79
V.A.M. (Vazios do Agregado Mineral) %	17

3.2. Métodos

Uma série de ensaios foi realizada a fim de verificar se as propriedades físicas e mecânicas das três misturas analisadas estão de acordo com as características indicadas pelo fabricante e se satisfazem as condições exigidas pelo DNIT.

O primeiro ensaio realizado foi o Ensaio de Extração de Betume, norteado pela norma DNER-ME 053/94 para separar o CAP dos agregados. Com os valores da massa antes e depois do ensaio, determinou-se o teor de ligante da mistura. Como a massa que fica ao final do ensaio é composta apenas de agregados, realizou-se a Análise Granulométrica das amostras seguindo as diretrizes da norma DNER-ME 083/98.
Posteriormente, moldou-se corpos de prova seguindo a Metodologia Marshall de acordo com a DNER-ME 107/94. Como o fornecedor da Amostra 03 alegou que a ativação da resistência da mistura era devido a compactação, moldou-se, também, corpos de prova dessa amostra seguindo a Metodologia Superpave de acordo com as indicações de Bernucci *et al.* (2010) para simular uma compactação mais próxima da realidade.

Com três corpos de prova de cada amostra moldados pela Metodologia Marshall, realizou-se o cálculo dos Parâmetros Volumétricos. A Massa Específica Aparente foi determinada seguindo a norma DNER – ME 117/94 e a Densidade Máxima Medida através da NBR 15619. Com esses valores e norteando-se por Bernucci *et al.* (2010), calculou-se o Volume de Vazios e a Relação Betume/Vazios das amostras.

O Ensaio de Estabilidade e Fluência Marshall foi realizado seguindo as diretrizes da norma DNER-ME 043/95. A carga (kgf) necessária para rompimento do corpo de prova foi calculada multiplicando o número de voltas máximo marcado na prensa pelo valor da constante do anel que varia de acordo com o equipamento utilizado. Para a prensa do ensaio realizado pela Metodologia Marshall, a constante do anel vale 1,912 kgf/div. Já a prensa utilizada para corpos de prova da Amostra 03A moldados pela Metodologia Superpave, a constante do anel vale 1,9731 kgf/div.

O ensaio de determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral foi realizado seguindo a norma regulamentadora DNER-ME 138/94. Aplicou-se a carga progressivamente até que ocorreu a ruptura, percebida através da separação do corpo de prova em duas metades segundo um plano diametral vertical.

Seguindo as diretrizes da DNER-ME 383/99, realizou-se o ensaio de Resistência ao Desgaste Cantabro para a determinação do desgaste por abrasão, das misturas analisadas. O desgaste por

final foi calculado através da média aritmética entre os valores de desgaste dos três corpos de prova utilizados no ensaio para cada amostra.

Para a realização do Ensaio de Módulo de Resiliência, baseou-se na norma DNIT 135/2010 – ME. De acordo com Bernucci *et al.* (2010), a carga aplicada deve ser menor ou igual a 30% do valor de resistência a tração, determinada no ensaio de RTCD. Aplicou-se a carga 40 vezes repetidamente e anotou-se o valor do deslocamento máximo. Fez-se o mesmo após aplicação de 20 repetições e de 10 repetições da carga. O módulo de resiliência é dado pela média entre os valores calculados para os três diferentes carregamentos.

O Ensaio Flow Number foi realizado de acordo com NCHRP (2011), com corpos de prova na Amostra 03A moldados pela Metodologia Superpave, deixando uma amostra da mistura a uma temperatura elevada sujeita a um impulso de tensão de compressão repetidas. Esta carga repetida produziu deformações permanentes na amostra que foram registradas pelo equipamento para cada ciclo de carga.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Nesse capítulo serão exibidos os resultados obtidos nos ensaios bem como as discussões, conclusões e observações pertinentes sobre os mesmos.

Realizou-se um ensaio de Extração de Betume para cada uma das amostras e, então, calculou-se os teores de ligante de cada uma delas. Os resultados obtidos foram apresentados na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3: Resultados do ensaio de Extração de Betume. Fonte: O autor (2016).

	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03A	Amostra 03B
Teor de ligante (%)	6,23	12,00	12,11	5,89

O DNIT estabelece teor de ligante máximo de 9,0%, considerando camada de rolamento. Então, as Amostras 02 e 03A, não cumprem as exigências normatizadas. Já as Amostras 01 e 03B estão dentro dos limites aceitáveis pelo DNIT mas, como não houve informação por parte dos fabricantes sobre o teor de ligante, não pôde-se confirmar se o resultado obtido no ensaio está de acordo com o teor usado pelos fabricantes.

Com a massa de agregados obtida ao final do ensaio de Extração de Betume, realizou-se a Análise Granulométrica das amostras e obteve-se as curvas granulométricas apresentadas nas Figuras 1, 2, 3 e 4.

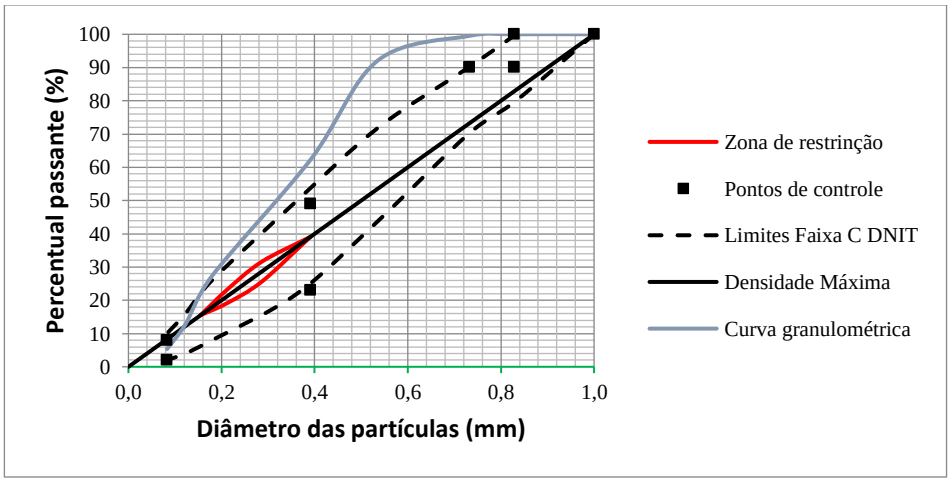


Figura 1: Curva granulométrica da amostra 01 e limites máximos e mínimos da faixa C do DNIT. Fonte: O Autor (2016).

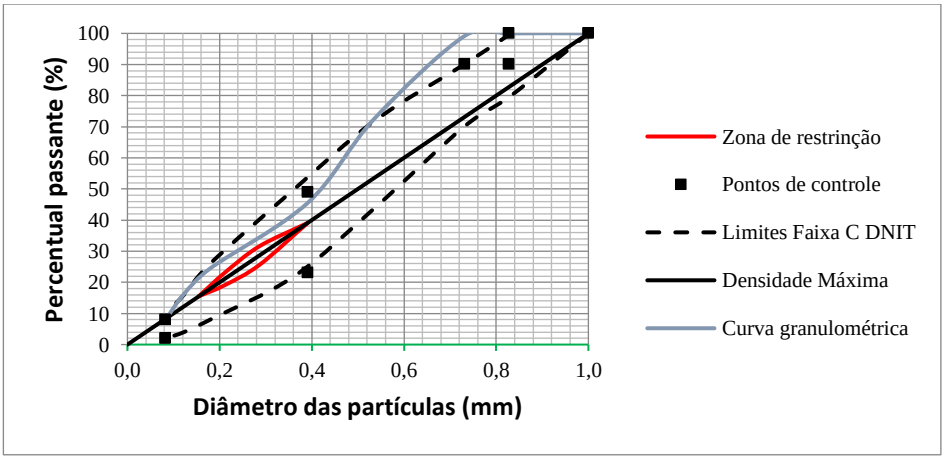


Figura 2: Curva granulométrica da amostra 02 e limites máximos e mínimos da faixa C do DNIT. Fonte: O Autor (2016)

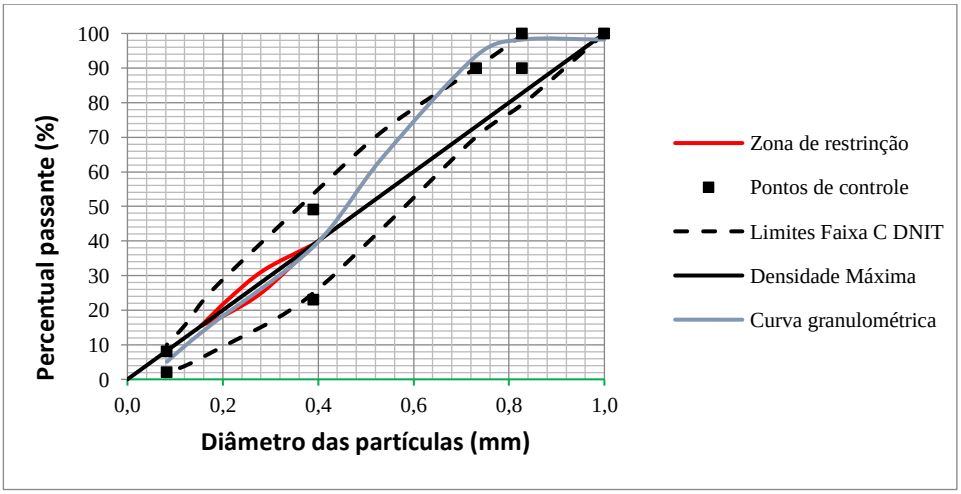


Figura 3: Curva granulométrica da amostra 03A e limites máximos e mínimos da faixa C do DNIT. Fonte: O Autor (2016).

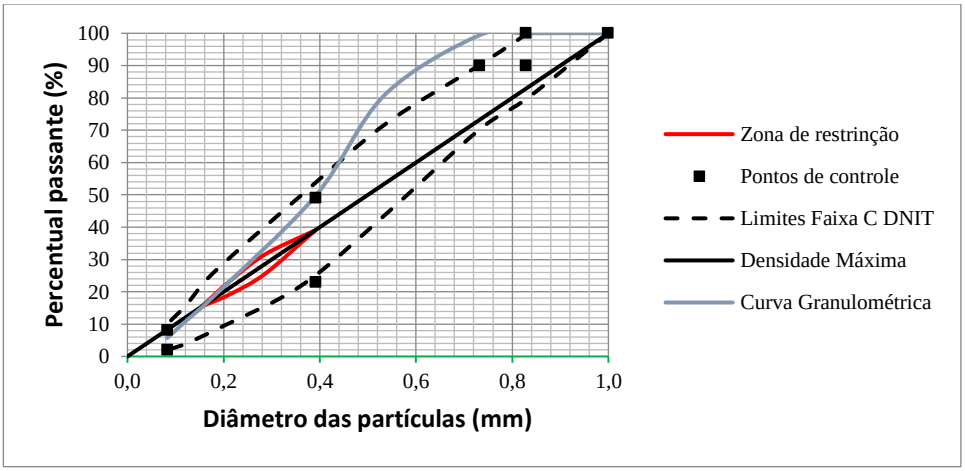


Figura 4: Curva granulométrica da amostra 03B e limites máximos e mínimos da faixa C do DNIT. Fonte: O Autor (2016).

Como pode-se observar, existem partes em que as curvas das quatro amostras estão fora dos limites exigidos pelo DNIT, mostrando as misturas não se enquadraram na faixa C do DNIT, nem nos parâmetros estabelecidos pela metodologia Superpave, já que a mesmas se encontram fora de alguns pontos de controle. Constatou-se que ocorreram erros de dosagem em todas as misturas analisadas.

Os parâmetros volumétricos das quatro amostras foram calculados e os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4 a seguir.

Tabela 4: Parâmetros volumétricos calculados para as Amostras 01, 02, 03A e 03B. Fonte: O Autor (2016).

Parâmetros	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03A	Amostra 03B
Densidade máxima medida - Gmm (cm³)	2,22	2,17	2,50	2,55
Volume de vazios - Vv (%)	9,00	2,23	7,80	19,13
Vazios com Betume - VCB	13,43	25,29	27,11	11,51
Vazios do Agregado Mineral - VAM	22,44	27,52	27,11	30,73
Relação Betume/Vazio - RBV	59,87	91,92	77,66	37,45

Observa-se que nenhuma das amostras possui volume de vazios entre 3% e 5%, ou seja, todas descumprem as exigências do DNIT. Quanto a relação betume/vazio, o DNIT exige valores de 75% a 82% que só foi obedecida pela Amostra 03A. Mas, como as Amostras 03A e 03B são do mesmo fabricante e os resultados são divergentes na maioria dos parâmetros, constata-se a falta de padrão da mistura. Então, o valor do RBV encontrado na Amostra 03A não é um valor confiável. Tratando-se, ainda, das Amostras 03A e 03B, confrontou-se os valores obtidos com os apresentados pelo fabricante. Observou-se, no geral, que a maioria dos parâmetros não se enquadram ao que foi fornecido pelo fabricante e, também, ausência de padrão entre as três misturas analisadas, indicada pela grande variação entre os parâmetros volumétricos das amostras, em especial o volume de vazios.

Através dos ensaios de Estabilidade e Fluência Marshall, Resistência à Tração por Compressão Diametral, Ensaio de Desgaste Cantabro e Módulo de Resiliência analisou-se as propriedades mecânicas das amostras. Os resultados obtidos apresentam-se na Tabela 5 a seguir.

Tabela 5: Resultados dos ensaios de análise mecânica das amostras. Fonte: O Autor (2016).

	Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03A	Amostra 03B
Estabilidade média (kgf)	88,91	85,40	206,76	91,64
Fluência média (mm)	1,45	1,96	1,64	1,78
RTCD média (MPa)	0,0022	0,0061	0,0473	0,0700
Desgaste Cantabro médio (%)	49,67	2,20	-	41,49

Conhecendo o valor de estabilidade mínima de 500 kgf exigido pelo DNIT e analisando os resultados obtidos durante a pesquisa, observa-se que nenhuma das amostras se enquadra em tal exigência. Comparando as Amostras 03A e 03B entre si e com o resultado de 1102 kgf apresentado pelo fabricante, observa-se uma divergência ainda maior. O valor de fluência fornecido por esse fabricante foi de 3,2 mm. Apesar da deformação encontrada para as amostras ser menor do que 3,2 mm, o que caracterizaria qualidade, o resultado apresentado não é confiável uma vez que a carga de ruptura no ensaio apresentou-se bem abaixo do apresentado pelo fabricante, ou seja, as amostras deformaram menos porque romperam mais rápido. Então, esse valor baixo de deformação não qualifica o produto.

Comparando os resultados obtidos no RTCD com o valor mínimo de tensão de 0,65 MPa exigido pelo DNIT, observa-se que as quatro amostras obtiveram resultados muito menores e não atenderam essa exigência. Fez-se o ensaio com corpos de prova da Amostra 03A moldados pela Metodologia Superpave para verificar a alegação do fabricante de que a ativação da resistência da mistura era devido à compactação. A resistência à tração média para esse ensaio foi de 0,074 MPa. Observa-se que, assim como aconteceu com os corpos de prova moldados pela metodologia Marshall, o resultado de resistência à tração foi menor que o valor mínimo exigido pelo DNIT. Fica evidente que o modo de compactação não interferiu nos resultados da mistura.

Para a Amostra 03A, o Ensaio de Desgaste Cantabro foi inconclusivo. O corpo de prova não teve resistência suficiente e se fragmentou dentro da máquina Los Angeles ao fim do ensaio. Então, não foi possível realizar a pesagem para calcular o desgaste. Considerou-se insatisfatório para as Amostras 01 e 03B, visto que quase metade da massa do corpo de prova se desprendeu ao fim das 300 revoluções. Apenas a Amostra 02 obteve resultado satisfatório com apenas 2,2% de desgaste por abrasão.

O ensaio de Módulo de Resiliência não pôde ser realizado porque os corpos de provas romperam assim que foram posicionados na prensa antes mesmo de aplicação de carga. O ensaio com corpos de prova da Amostra 03A moldados pela Metodologia Superpave pôde ser realizado. O resultado $MR_{médio}$ obtido foi igual a 66 MPa. Comparando com valores disponíveis na literatura, conclui-se que o MR da amostra está inferior ao usual. Analisando-se o resultado de Lourenço (2015) no valor de 4.691,07 MPa, por exemplo, constata-se que o MR da massa asfáltica estudada é 75 vezes menor.

O ensaio do Creep Dinâmico para a determinação do flow number utilizou dois corpos de prova moldados pela metodologia Superpave e foi realizado apenas para a Amostra 03A. O resultado obtido para o CP-1 foi igual a 144 e para o CP-2 igual a 218. Comparando com valores apresentados no Quadro 1 anteriormente, o resultado foi considerado bom em termos numéricos porém, os valores divergiram muito entre si, o que tira a confiabilidade dessas amostras. O

desvio padrão dos resultados foi de 52,33, considerado um valor alto. Então, faz-se necessário repetir o ensaio, obter novos resultados e realizar uma nova análise.

Ao fim da análise das propriedades mecânicas das amostras, constatou-se que a caracterização mecânica encontrada não condiz com esperado para concretos asfálticos usinados a quente ou a frio.

5. CONCLUSÃO

De acordo com a análise dos resultados obtidos, constata-se que as misturas possuem características e propriedades distintas e inferiores às apresentadas pelos fabricantes. Além de não ser compatível, ainda possuem resultados inferiores aos limites mínimos exigidos pelo DNIT. Diante do exposto, comprova-se que o produto não possui a qualidade para fornecer as vantagens apresentada pelo fabricante e não atinge os objetivos a que se propõe.

Além disso, as Amostras 03A e 03B possuem características muito diferentes entre si mostrando, assim, que não há uma amostra padrão da mistura conforme disponibilizado, apesar de se tratar de uma franquia. O fato de ser franquia não forneceu segurança de qualidade que geralmente fornece ao cliente.

Fica claro com essa pesquisa a importância da caracterização e de testar uma inovação antes de utilizá-la a fim de avaliar suas características e comprovar se o desempenho na prática será aquele apresentado pelo fabricante. A presente pesquisa poderá servir de base para trabalhos futuros e, além disso, os resultados também podem auxiliar os órgãos de regulamentação para exigir o desenvolvimento de produtos que atendam as especificações. Sugere-se coletar e analisar amostra de trechos experimentais e analisar o comportamento da mistura compactada em campo.

Agradecimentos

Aos técnicos do Laboratório de Geotecnia e Pavimentos da Universidade Federal de Sergipe pelo apoio durante a realização dos ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT. NBR 7217: *Agregados – Determinação da composição granulométrica.* Associação Brasileira de Normas Técnicas, 1987.

ABNT. NBR 10007: *Amostragem de resíduos sólidos***.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004.

BERNUCCI, L. B., CERATTI, J. A. P., MOTTA, L. M. G., SOARES, J. B. *Pavimentação Asfáltica –Formação Básica para Engenheiros.* Rio de Janeiro: PETROBRAS & ABEDA, 2010.

DER/PR ES – P21/05: *Pavimentação: Concreto Asfáltico Usinado à Quente.* Departamento de Estradas e Rodagens do estado do Paraná, 2005.

DNER – ME 043/95: *Mistura betuminosa a quente – ensaio Marshall.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1995.

DNER – ME 053/94: *Mistura betuminosa – percentagem de betume.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1994.

DNER – ME 078/94: *Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1994.

DNER – ME 133/94: *Misturas betuminosas – determinação do módulo de resiliência***.** Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1994.

DNER – ME 138/94: *Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1994.

DNER – ME 383/99: *Desgaste por abrasão de misturas betuminosas com asfálto polímero – Ensaio Cantabro.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1999.

DNER – PRO 199/96: *Redução de amostra de campo de agregados para ensaio em laboratório.* Departamento Nacional de Estradas e Rodagens, 1996.

DNIT – ES 031/2006: *Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço.* DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes, 2006.

IPEA – INSTITUTO DE PESQUISA ECONÔMICA E APLICADA. *Ipea traça panoramas sobre acidentes nas rodovias federais.* Disponível em <http://www.ipea.gov.br/portal/index.php?option=com_content&view=article&id=26284>. Acesso em: 04/11/2016.

LOURENÇO, V. M. Q. *Estudos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição de Sergipe para utilização em mistura asfáltica tipo CAUQ.* São Cristóvão: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, 2015.

NCHRP - NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. *A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary* - Report 673. 2011.

O GLOBO. *No Brasil, 80% das estradas não contam com pavimentos.* Disponível em <http://oglobo.globo.com/brasil/no-brasil-80-das-estradas-nao-contam-com-pavimentacao-13710994>. Acesso em: 02/11/2016.

SANTANA, R. B. *Estudo da Estabilidade de estocagem do CAP 50/70 modificado com resíduo industrial e avaliação de sua influência em mistura do tipo CAUQ dosada pelos métodos Marshall e Superpave.* São Cristóvão: Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Sergipe, 2016.

Ana Cecília Santos Tavares Santana (anaceciliasts@gmail.com)
Victor Manuel de Queiroz Lourenço (victorqlourenco@gmail.com)
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe
Avenida Marechal Rondon, s/n - São Cristóvão, SE, Brasil

SIMULAÇÃO COMPUTACIONAL DE DANO EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Francisco José Pereira de Almeida, M. Sc.
Universidade Federal do Cariri (UFCA)
Suyanne Costa Silva
Universidade Federal do Ceará (UFC)
Evandro Parente Júnior, D. Sc.
Universidade Federal do Ceará (UFC)
Jorge Barbosa Soares, Ph. D.
Universidade Federal do Ceará (UFC)

RESUMO
Apresenta-se neste artigo uma formulação para modelagem computacional do dano em misturas asfálticas com a utilização do método dos elementos finitos e das teorias da viscoelasticidade linear e do dano contínuo. Resolvem-se, através de análise elástica linear, as equações de equilíbrio para cargas cíclicas (ou deslocamentos cíclicos prescritos), obtendo-se as tensões e as deformações ponderadas médias despertadas na estrutura em cada pulso, considerando-se uma lei de evolução de dano definida por uma curva de integridade do material (C *versus* S). Essa formulação pode ser utilizada para análise estrutural e de durabilidade de revestimentos rodoviários.
Palavras-chave: Misturas Asfálticas, Modelagem Computacional, Mecânica do Dano Contínuo.

ABSTRACT
A formulation for computational modeling of damage in asphalt mixtures is developed using the finite element method and the linear viscoelasticity and continuous damage theory. The equilibrium equations for cyclic loads (or prescribed cyclic displacements) are solved by linear elastic analysis, obtaining the mean weighted stresses and strains in the structure at each pulse, considering a damage evolution law defined by the material integrity curve (C *versus* S). This formulation can be used for structural analysis and durability of road surface courses.
Keywords: Asphalt Mixtures, Computational Modeling, Continuum Damage Mechanics.

1. INTRODUÇÃO

Segundo Nascimento (2015), o dano é a principal causa de falha dos pavimentos rodoviários no Brasil, pois aparecem trincas na camada do revestimento em decorrência das solicitações dos veículos durante sua vida de serviço. De acordo com Babadopulos *et al.* (2016), a literatura apresenta basicamente duas abordagens para modelar o fenômeno de dano em misturas asfálticas: modelos micromecânicos e modelos fundamentados na mecânica do dano contínuo. Esses modelos descrevem o comportamento do material diante das solicitações, para, então, identificar e quantificar os parâmetros que influenciam na resistência ao dano por fadiga de misturas asfálticas.

A Mecânica do Dano Contínuo (MDC) ignora os comportamentos específicos de microescala e tenta caracterizar o material considerando o efeito líquido das mudanças microestruturais sobre as propriedades observáveis (Lemaitre, 1991). Essa teoria considera o efeito do dano na modelagem constitutiva de materiais por meio da quantificação de duas variáveis: (i) um parâmetro de dano e (ii) a rigidez efetiva. O parâmetro de dano, em geral, quantifica qualquer alteração microestrutural que resulta em uma redução de rigidez (Kim *et al.*, 2009; Nascimento, 2015).

A consideração básica da MDC é que qualquer redução na rigidez está relacionada com o dano (Park e Schapery, 1997; Nascimento, 2015). Para materiais elásticos esse fenômeno pode ser observado na redução da inclinação da curva tensão *versus* deformação, enquanto que em materiais viscoelásticos o fenômeno pode ser observado na redução da inclinação da curva tensão *versus* pseudo-deformação, pois a formulacão da MDC em materiais viscoelásticos tipicamente utiliza o pseudo-módulo de rigidez secante para quantificar o dano em materias que apresentam esse comportamento (Baek, 2010).

Farris (1971) introduziu a norma de Lebesque das deformações como uma forma de quantificar o dano em um estudo pioneiro usando a MDC em viscoelasticidade. Na MDC os efeitos das microtrincas e outras fontes de dano são considerados distribuídos uniformemente, equivalendo-se a um meio contínuo homogêneo, cujas propriedades dependem da intensidade do dano, ou parâmetros de dano, também referenciados como variáveis internas de estado (*internal state variables – ISV*s), na termodinâmica dos processos irreversíveis (Hinterhoelzl e Schapery, 2004).

Os modelos de dano contínuo podem ser formulados fenomenologicamente (Allen *et al.*, 1987; Talreja, 1994), ou seja, o dano é representado por variáveis internas de estado, cuja evolução é determinada experimentalmente (Souza, 2005). Assim, o material é considerado homogêneo com rigidez variável durante a evolução do dano. Nenhuma superfície interna (trincas discretas) é considerada ou prevista pelo modelo, mas as variáveis internas de estado podem representar a dissipação de energia devido à propagação de trincas (Souza, 2005).

O objetivo desse trabalho é mostrar uma formulação, baseada na teoria do dano contínuo viscoelástico linear e nas hipóteses do modelo micromecânico de Schapery (Ha e Schapery, 1998), para obtenção da matriz de rigidez de elementos finitos danificados. A formulação foi desenvolvida para análise da evolução de dano, mediante a resolução incremental das equações de equilíbrio no regime viscoelástico linear, mas foi adaptada e utilizada em um procedimento simplificado apresentado nesse artigo.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Modelo viscoelástico linear

A viscoelasticidade é o comportamento apresentado por determinados materiais em que a resposta é dependente do tempo e da taxa da solicitação durante todo o histórico da solicitação, apresentando características elásticas e viscosas simultaneamente (Park *et al.*, 1996). Nesses materias, as relações tensão-deformação podem ser representadas por integrais hereditárias (Schapery, 1984). Quando não se considera o efeito do envelhecimento do material, as integrais hereditárias são integrais de convolução. Para o caso uniaxial, a resposta em tensão para uma solicitação em deformação é:

$$\sigma(t) = \int_0^t E(t-\tau)\frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \tag{1}$$

em que, $\sigma(t)$ e $\varepsilon(t)$ $-$ tensão e deformação no instante t, respectivamente;
$E(t)$ $-$ Módulo de Relaxação;
τ $-$ variável de integração com dimensão de tempo.

O módulo de relaxação é uma propriedade mecânica dos materiais viscoelásticos geralmente expressa por leis de potências ou por séries exponenciais. No entanto, é mais conveniente representá-la por uma série de Prony (Park *et al.*, 1996; Kim *et al.*, 1997) pois apresenta a vantagem de representar o comportamento do modelo mecânico de Wiechert (Maxwell generalizado), mostrado na Figura 1, e possuir a propriedade de semigrupo (Simo e Hughes, 1998) da função exponencial, dada por:

$$e^{a+b} = e^a e^b \tag{2}$$

O módulo de relaxação, escrito em uma série de Prony, é dado por:

$$E(t) = E_\infty + \sum_{i=1}^{n} E_i e^{-\frac{t}{\rho_i}} \tag{3}$$

onde, $\rho_i = \frac{\eta_i}{E_i}$ – tempo de relaxação;
E_∞ e $E_i s$ – constantes de rigidez das molas do modelo mecânico de Wiechert.

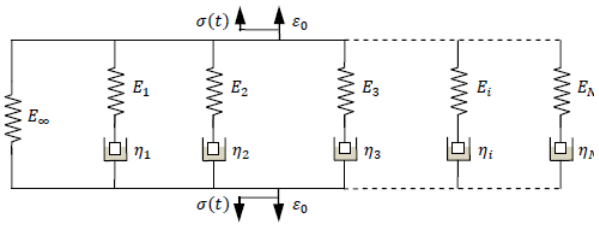


Figura 1: Modelo Mecânico de Wiechert

2.2. Princípio da Correspondência Elástica-Viscoelástica baseado em Pseudo-Variáveis

O Princípio da Correspondência Elástica-Viscoelástica (PCEV) fundamenta-se no fato de que relações viscoelásticas, escritas em outro domínio matemático, assemelham-se a relações elásticas que podem ser utilizadas como referência na solução do problema viscoelástico original (Souza, 2005; Allen *et al.*, 2015). As relações tensão-deformação em materias viscoelásticos lineares podem ser escritas por semelhantes relações da elasticidade linear, através da utilização do PCEV desenvolvido por Schapery (1984), baseado em pseudo-variáveis (Kim, 2009). As pseudo-variáveis podem ser, por exemplo, pseudo-deformações as quais são os valores de tensões, no regime viscoelástico linear, divididos por um módulo de referência, E_R, para uma dada entrada de deformação (Baek, 2010).

A principal vantagem desse PCEV é que pode ser usado na solução de problemas viscoelásticos, tanto lineares como não-lineares, e em problemas cujas condições de contorno sejam estacionárias ou dependentes do tempo (Kim, 2009). Nesse PCEV, a obtenção da resposta viscoelástica a partir da resposta elástica correspondente, é feita pela resolução de uma integral de convolução que pode ser obtida numericamente.

De acordo com o PCEV de Schapery, a equação (1) pode ser escrita como:

$$\sigma(t) = E_R \, \varepsilon^R \tag{4}$$

onde,

$$\varepsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^t E(t-\tau) \frac{\partial \varepsilon}{\partial \tau} d\tau \tag{5}$$

em que, $\varepsilon^R -$ pseudo-deformação;

$E_R -$ constante (geralmente tomada igual a um) designada módulo de referência que tem a mesma dimensão do módulo de relaxação (por exemplo, N/m^2).

A equação (4) assemelha-se à relação tensão-deformação da elasticidade linear. Transforma-se, dessa forma, o problema viscoelástico em um problema elástico teórico de referência, onde o efeito do dano no material pode ser facilmente detectado. A utilização de pseudo-deformações, definidas pela equação (5), incorpora na resposta todo o histórico da solicitação através da integral de convolução presente nessa equação (Kim, 2009; Nascimento, 2015).

2.3. Incrementalização da Relação Constitutiva Viscoelástica

Um modo de considerar o comportamento viscoelástico dos materiais em uma formulação que usa o método dos elementos finitos é através da utilização de técnicas de recursão aplicadas na avaliação do histórico da solicitação (Evangelista Jr., 2006). A formulação desenvolvida por Taylor *et al.* (1970), baseada na incrementalização das tensões, utiliza a expressão do módulo de relaxação, dada pela série de Prony mostrada na equação (3), e supõe que a taxa de variação da deformação em relação ao tempo seja constante em um pequeno intervalo, Δt. Para isso, é necessária a resolução das equações de equilíbrio, incrementalmente, ao longo do tempo em que se deseja obter a resposta à solicitação.

2.4. Teoria do Trabalho Potencial de Schapery no Regime Viscoelástico Linear

Utilizando-se o PCEV baseado em pseudo-variáveis, as deformações, ε, podem ser substituídas por pseudo-deformações, ε^R, para representar o comportamento viscoelástico do material (Kim, 2009). Assim, a função densidade de energia de deformação do problema elástico linear, $W = W(\varepsilon, S)$, se transforma na função densidade de energia de pseudo-deformação do problema viscoelástico linear:

$$W^R = W^R(\varepsilon^R, S) \tag{6}$$

Identicamente ao caso elástico, a relação tensão pseudo-deformação pode ser escrita como:

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon^R} \tag{7}$$

Entretanto, foi observado experimentalmente (Park, 1994) que a lei de evolução de dano em materiais elásticos não pode ser aplicada aos materias viscoelásticos mediante a simples utilização do princípio da correspondência elástica-viscoelástica, através da substituição das deformações, ε, por pseudo-deformações, ε^R (Kim, 2009). A lei de evolução de dano em materiais viscoelásticos deve considerar que tanto as "forças" disponíveis para fazer o dano (representado por S) crescer, como as que se opõem ao seu crescimento, são dependentes da taxa de variação do dano com o tempo (Kim, 2009). Assim, foi proposta uma expressão semelhante à lei de potência que descreve o crescimento de trincas em materiais viscoelásticos (Kim, 2009):

$$\dot{S} = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S} \right)^{\alpha} \tag{8}$$

onde,
$W^R = W^R(\varepsilon^R, S) -$ função densidade de energia de pseudo-deformação;

$\dot{S} = \frac{\partial S}{\partial t}$ – taxa de variação da variável de estado, S, com o tempo;
α – constante que caracteriza o material quanto a suscetibilidade ao dano, relacionado com as características viscoelásticas do material estabelecidas por sua função fluência ou seu módulo de relaxação.

2.5. Teoria do Dano Contínuo Viscoelástico Linear (*VECD*)

Utilizando-se o PCEV, a função densidade de energia de pseudo-deformação pode ser escrita em termos de tensões e pseudo-deformações como:

$$W^R = \frac{1}{2}\,\sigma\,\varepsilon^R \tag{9}$$

A relação tensão *versus* pseudo-deformação para o estado de material danificado pode ser representada pela equação:

$$\sigma = C(S)\,\varepsilon^R \tag{10}$$

onde, $C(S)$ é o pseudo-módulo de rigidez (integridade) do material para o nível de dano quantificado pelo parâmetro S. Embora tenha-se para a integridade do material o intervalo $(0 \leq C \leq 1)$, seu valor inferior é somente teórico, pois o material falha antes de $C = 0$ (Babadopulos *et al.*, 2016).

Substituindo-se a equação (10) na equação (9), tem-se:

$$W^R = \frac{1}{2}\,C(S)\,(\varepsilon^R)^2 \tag{11}$$

Derivando-se em relação a S a equação (11), observando-se que ε^R não é função de S, tem-se:

$$\frac{dW^R}{dS} = \frac{1}{2}\,\frac{dC}{dS}\,(\varepsilon^R)^2 \tag{12}$$

Substituindo-se a equação (12) na equação (8), obtém-se:

$$\frac{dS}{dt} = \left[-\frac{1}{2}\,\frac{dC}{dS}\,(\varepsilon^R)^2\right]^{\alpha} \tag{13}$$

De acordo com Kim (2009), a expressão para $C = C(S)$ pode ser representada por uma lei de potência:

$$C(S) = 1 - a\,S^b \tag{14}$$

em que, a e b são constantes de regressão que interpolam as curvas obtidas nos ensaios de caracterização do material quanto ao dano por fadiga. Essas constantes, juntamente com o parâmetro α, caracterizam o material quanto à sua suscetibilidade ao dano.

Substituindo-se $\frac{dC}{dS}$ na equação (13) pela derivada da equação (14), e $\frac{dS}{dt}$ por sua forma incremental, $\frac{\Delta S}{\Delta t}$, tem-se:

$$S_{n+1} = S_n + \left[\frac{1}{2}\,a\,b\,S_n^{(b-1)}\,\left(\varepsilon_n^R\right)^2\right]^{\alpha}\Delta t \tag{15}$$

onde,
n e $n+1$ – são os passos associados aos instantes t_n e t_{n+1}, respectivamente;

S_n e S_{n+1} – são os parâmetros que quantificam o dano nos passos n e $n+1$, respectivamente ($\Delta S = S_{n+1} - S_n$).

A equação (15) fornece o valor de S_{n+1} em cada instante t_{n+1}, a partir de seu valor no passo anterior, S_n, dos parâmetros a, b e α do material, da pseudo-deformação, ε_n^R, no instante t_n, e do intervalo de tempo Δt. Essa equação também pode ser utilizada para traçar a curva $C\ versus\ S$, a partir de dados obtidos de ensaios mecânicos de misturas asfálticas em laboratório ou de simulações numéricas, onde C_{n+1} é a inclinação da curva tensão *versus* pseudo-deformação, dada por:

$$C_{n+1} = \frac{\sigma_{n+1}}{\varepsilon_{n+1}^R} \tag{16}$$

3. METODOLOGIA

3.1. Matriz de Rigidez do Elemento Danificado

Para simular o dano em estruturas modeladas com elementos finitos e submetidas a solicitações de uma maneira geral desenvolveu-se, nessa pesquisa, uma formulação fundamentada nas hipóteses do modelo de Schapery (Ha e Schapery, 1998), resumidas a seguir:

1. O compósito é considerado um material homogêneo e isotrópico na ausência de dano e mantém o mesmo comportamento (elástico ou viscoelástico) após ser danificado;

2. Os eixos principais de tensões e deformações, em um ponto qualquer, serão considerados alinhados;

3. O dano em um ponto qualquer ocorre na direção da deformação principal de alongamento máximo e gera nesse ponto uma isotropia transversal a essa direção. Isso significa que gera-se um eixo de simetria local nessa direção e um plano de isotropia perpendicularmente a ela.

4. A lei de evolução de dano é dada pela Teoria do Trabalho Potencial de Schapery - seção 2.4.

A Figura 2 mostra, esquematicamente, um elemento finito onde estão representados quatro pontos de integração de Gauss, designados (a, b, c, d) utilizados na obtenção numérica da matriz de rigidez do elemento. A figura também mostra as direções das deformações principais de alongamento máximo em cada ponto, definidas pelos ângulos $(\alpha, \beta, \gamma, \delta)$ entre o eixo global x e os eixos locais x_1. As direções das deformações principais em cada ponto da estrutura é função da sua geometria, das solicitações, das condições de apoio e da rigidez do seu material. Quase todos esses parâmetros estruturais provavelmente irão mudar durante os passos da análise: (i) a intensidade da carga aplicada é função do tempo, para solicitações sob cargas controladas; (ii) os deslocamentos prescritos são função do tempo para deslocamentos controlados; (iii) a carga nodal equivalente é função do tempo devido ao efeito viscoelástico; (iv) principalmente a rigidez do material irá mudar em cada ponto da estrutura devido ao dano.

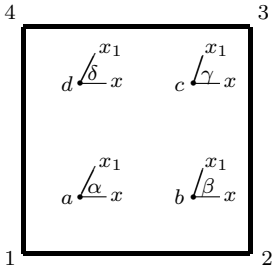


Figura 2: Direções das deformações principais de alongamento máximo nos pontos de Gauss de um elemento finito - Fonte: Autores.

De acordo com a hipótese 3, ocorrerá redução de rigidez do material nos pontos a, b, c e d, em suas respectivas direções principais de alongamento máximo, definidas pelos ângulos α, β, γ e δ (direções dos eixos x_1). A relação tensão-deformação em cada ponto (a, b, c ou d), no sistema de eixos $x_1x_2x_3$, orientado em sua respectiva direção principal (α, β, γ, e δ) é dada por:

$$\{\tilde{\sigma}\} = [\tilde{C}]\{\tilde{\varepsilon}\} \tag{17}$$

em que,
$\{\tilde{\sigma}\}$ – vetor das componentes de tensões segundo os eixos locais $x_1x_2x_3$, após o dano ocorrido no passo n;
$\{\tilde{\varepsilon}\}$ – vetor das componentes de deformações segundo os eixos locais $x_1x_2x_3$, após o dano ocorrido no passo n;
$[\tilde{C}]$ – matriz constitutiva do material danificado no passo n, no ponto (a, b, c ou d), segundo os eixos locais $x_1x_2x_3$;

As componentes de tensões nas direções dos eixos globais, xyz, da estrutura, e as componentes de tensões nas direções dos eixos locais, $x_1x_2x_3$, podem ser relacionadas através de uma matriz de transformação, $[T_\theta]$ (Weaver *et al.*, 1984; Soriano, 2009):

$$\{\sigma\} = [T_\theta]\{\tilde{\sigma}\} \tag{18}$$

ou inversamente,

$$\{\tilde{\sigma}\} = [T_\theta]^{-1}\{\sigma\} \tag{19}$$

Da mesma forma, as componentes de deformações nas direções dos eixos globais, xyz, da estrutura, e as componentes de deformações nas direções dos eixos locais, $x_1x_2x_3$, podem ser relacionadas através de uma matriz de transformação, $[T'_\theta]$:

$$\{\varepsilon\} = [T'_\theta]\{\tilde{\varepsilon}\} \tag{20}$$

ou inversamente,

$$\{\tilde{\varepsilon}\} = [T'_\theta]^{-1}\{\varepsilon\} \tag{21}$$

onde, para estruturas axissimétricas, tem-se:

$$\{\sigma\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \{\varepsilon\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \varepsilon_{xy} \end{Bmatrix}, \quad \{\tilde{\sigma}\} = \begin{Bmatrix} \sigma_{11} \\ \sigma_{22} \\ \sigma_{33} \\ \sigma_{12} \end{Bmatrix}, \quad \{\tilde{\varepsilon}\} = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{11} \\ \varepsilon_{22} \\ \varepsilon_{33} \\ \varepsilon_{12} \end{Bmatrix} \tag{22}$$

$$[T_\theta] = \begin{bmatrix} cos^2\theta & sen^2\theta & 0 & 2\ sen\theta\ cos\theta \\ sen^2\theta & cos^2\theta & 0 & -2\ sen\theta\ cos\theta \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ -sen\theta\ cos\theta & sen\theta\ cos\theta & 0 & cos^2\theta - sen^2\theta \end{bmatrix} \tag{23}$$

e

$$[T_\theta^{'}] = \begin{bmatrix} cos^2\theta & sen^2\theta & 0 & sen\theta\ cos\theta \\ sen^2\theta & cos^2\theta & 0 & -sen\theta\ cos\theta \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ -2\ sen\theta\ cos\theta & 2\ sen\theta\ cos\theta & 0 & cos^2\theta - sen^2\theta \end{bmatrix} \tag{24}$$

em que,
θ = (α, β, γ, ou δ) $-$ ângulo, em relação ao eixo x, que fornece a direção principal de alongamento máximo em cada ponto a, b, c ou d , no passo n;
$[T_\theta]$ $-$ matriz de transformação (rotação de eixos) que relaciona tensões nas direções dos eixos locais, definidos pelo ângulo θ, e os eixos globais da estrutura;
$[T_\theta^{'}]$ $-$ matriz de transformação (rotação de eixos) que relaciona deformações nas direções dos eixos locais, definidos pelo ângulo θ, e os eixos globais da estrutura.

Para se obter a matriz constitutiva do material nas direções dos eixos globais da estrutura, substituem-se as equações (19) e (21) na equação (17), obtendo-se:

$$[T_\theta]^{-1}\ \{\sigma\} = [\widetilde{C}]\ [T_\theta^{'}]^{-1}\ \{\varepsilon\} \tag{25}$$

Pré-multiplicando-se a equação (25) pela matriz $[T_\theta]$, tem-se:

$$\{\sigma\} = [T_\theta]\ [\widetilde{C}]\ [T_\theta^{'}]^{-1}\ \{\varepsilon\} \tag{26}$$

Dessa forma, obtém-se:

$$[C] = [T_\theta]\ [\widetilde{C}]\ [T_\theta^{'}]^{-1} \tag{27}$$

onde,

$$[T_\theta^{'}]^{-1} = [T_\theta]^T = \begin{bmatrix} cos^2\theta & sen^2\theta & 0 & -sen\theta\ cos\theta \\ sen^2\theta & cos^2\theta & 0 & sen\theta\ cos\theta \\ 0 & 0 & 1 & 0 \\ 2\ sen\theta\ cos\theta & -2\ sen\theta\ cos\theta & 0 & cos^2\theta - sen^2\theta \end{bmatrix} \tag{28}$$

Na equação (27), $[C]$ é a matriz constitutiva do material danificado no passo n, segundo as direções dos eixos globais da estrutura. Fazendo-se essas transformações para todos os pontos de integração do elemento, durante o cálculo numérico de sua matriz de rigidez, obtém-se a matriz de rigidez do elemento danificado a ser utilizada no passo $n + 1$.

3.1.1. Coeficientes da matriz $[\widetilde{C}]$ para eixo de simetria no plano xy

Supondo-se coeficiente de *Poisson*, ν, constante em estruturas axissimétricas em que o eixo de simetria é o eixo x_1 e o plano de isopropia é o plano x_2x_3, tem-se a seguinte matriz constitutiva

nas direções dos eixos $x_1x_2x_3$:

$$[\widetilde{C}] = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} \widetilde{E}_n^{(\theta)}(1-\nu) & \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & 0 \\ \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & \overline{E}(1-\nu) & \overline{E}\,\nu & 0 \\ \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & \overline{E}\,\nu & \overline{E}(1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \widetilde{E}_n^{(\theta)}(1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \tag{29}$$

em que,
$\widetilde{E}_n^{(\theta)}$ – módulo tangente do material danificado, no ponto de Gauss, na direção definida pelo ângulo θ ($\widetilde{E}_n^{(\theta)} = \widetilde{E}_n^{(\alpha)}$ ou $\widetilde{E}_n^{(\beta)}$ ou $\widetilde{E}_n^{(\gamma)}$ ou $\widetilde{E}_n^{(\delta)}$);
$\overline{E}$ – módulo tangente do material não danificado, dado pela equação:

$$\overline{E} = E_\infty + \sum_{i=1}^{n} \frac{E_i \rho_i}{\Delta t}\left(1 - e^{\frac{-\Delta t}{\rho_i}}\right) \tag{30}$$

O módulo tangente, $\widetilde{E}_n^{(\theta)}$, é função do dano localizado em cada ponto de integração do elemento e pode ser obtido do estado de tração uniaxial pela equação:

$$\widetilde{E}_n^{(\theta)} = C(S_n)\,\overline{E} \tag{31}$$

onde, S_n – parâmetro que quantifica o dano ocorrido no passo n, no ponto de Gauss, na direção principal de alongamento máximo, calculado com a utilização da equação (15).

3.1.2. Coeficientes da matriz $[\widetilde{C}]$ para eixo de simetria paralelo ao eixo z

Para modelos axissimétricos, a direção do eixo z (radial) será sempre uma direção principal. No caso de ser, a direção do eixo z, a direção principal de alongamento máximo, esse será o eixo de simetria e o plano xy, o plano de isotropia local. Nesse caso, as matrizes $[T_\theta]$ e $[T_\theta^{'}]$ degeneram-se em matrizes identidade, sendo a matriz $[C]$ dada por:

$$[C] = [\widetilde{C}] = \frac{1}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} \overline{E}(1-\nu) & \overline{E}\,\nu & \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & 0 \\ \overline{E}\,\nu & \overline{E}(1-\nu) & \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & 0 \\ \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & \widetilde{E}_n^{(\theta)}\,\nu & \widetilde{E}_n^{(\theta)}(1-\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \overline{E}(1-2\nu)/2 \end{bmatrix} \tag{32}$$

Uma vantagem dessa abordagem é considerar-se a redistribuição de tensões de um passo para outro em virtude das mudanças de rigidez ocorridas nos elementos da estrutura. Esse comportamento é compatível com a natureza física do dano que ”sobrecarrega”as regiões próximas às regiões danificadas, promovendo a propagação do dano pela estrutura.

3.2. Simplificação da Análise de Dano em Materiais Viscoelásticos

Observou-se um elevado tempo de processamento na simulação de dano em materiais viscoelásticos e que, isso decorre principalmente da resolução incremental das relações constitutivas viscoelásticas, e nem tanto da remontagem e decomposição da matriz de rigidez da estrutura. Silva *et al.* (2013) mostraram que os valores de tensões e deformações obtidas em análises elásticas com o módulo dinâmico para uma dada frequência, são idênticos aos obtidos em uma análise viscoelástica para uma solicitação de mesma frequência. Baseado nisso, propõe-se nessa

pesquisa uma simplificação que consiste em resolver o problema viscoelástico através de sucessivas análises elásticas (uma para cada pulso) tomando-se o módulo de elasticidade igual ao módulo dinâmico, obtido em uma análise viscoelástica para a frequência da solicitação. Como a análise viscoelástica para obtenção do módulo dinâmico não necessita de grande número de ciclos (30 ciclos são suficientes), o procedimento incremental será usado especificamente para obtenção dessa propriedade de rigidez do material. O módulo dinâmico também pode ser obtido da curva mestra da mistura para a frequência e a temperatura em questão.

Nessa abordagem, a pseudo-deformação máxima, no pulso n, na direção θ, é dada por:

$$\left(\varepsilon_{max}^{R}\right)_{n}^{(\theta)} = |E^*| \ \left(\varepsilon_{max}\right)_{n}^{(\theta)} \tag{33}$$

onde, $|E^*|$ – é o módulo dinâmico do material para a frequência da solicitação;
$\left(\varepsilon_{max}\right)_{n}^{(\theta)}$ – é a deformação principal de alongamento máximo na direção θ.

O procedimento de obtenção da matriz de rigidez de elementos danificados, apresentado na seção 3.1., é utilizado para considerar-se a perda de rigidez do material em cada pulso da solicitação periódica, sendo o módulo de elasticidade do material na direção principal de alongamento máximo, em cada pulso, dado por:

$$\widetilde{E}_{n}^{(\theta)} = C(S_n) \ |E^*| \tag{34}$$

A evolução de dano nas direções principais de alongamento máximo, equação (15), passa a ser dada pela equação:

$$S_{n+1} = S_n + \left[\frac{1}{2} \ a \ b \ S_n^{(b-1)} \ \left(|E^*| \ \left(\varepsilon_{max}\right)_{n}^{(\theta)}\right)^2\right]^{\alpha} \Delta t \tag{35}$$

onde o intervalo de tempo, Δt, será dado:

- Para solicitação senoidal, $\delta = \delta_0 \ sen(\omega t)$, tem-se:

$$\Delta t = \frac{1}{\delta_0} \int_0^{\frac{T}{2}} \delta_0 \ sen(wt) \ dt = \frac{T}{\pi} \tag{36}$$

- Para solicitação, $\delta = \frac{\delta_0}{2}\left[1 + sen\left(\omega t - \frac{\pi}{2}\right)\right]$, tem-se:

$$\Delta t = \frac{1}{\delta_0} \int_0^{T} \frac{\delta_0}{2}\left[1 + sen\left(wt - \frac{\pi}{2}\right)\right] dt = \frac{T}{2} \tag{37}$$

Quanto à solicitação, será considerado o sinal e o valor máximo no pulso:

- Para solicitação senoidal, $\delta = \delta_0 \ sen(\omega t)$, tem-se: $\delta = \pm\delta_0$
- Para solicitação, $\delta = \frac{\delta_0}{2}\left[1 + sen\left(\omega t - \frac{\pi}{2}\right)\right]$, tem-se: $\delta = \delta_0$

onde, T – período da solicitação;
δ_0 – deslocamento ou a força máxima no pulso, e $\omega = 2\pi f$.

4. MATERIAIS

Inicialmente foi feito um estudo de convergência para algumas discretizações de malha. Em uma estrutura axissimétrica de $10cm$ de diâmetro e $15cm$ de altura, foram aplicados 250 ciclos a 10Hz (2500 pulsos de tração e 2500 pulsos de compressão, alternadamente) de deslocamento senoidal prescrito em sua face superior com amplitude $\delta_0 = 5,25\text{x}10^{-3}cm$. A rigidez do material representada por seu módulo dinâmico, o coeficênte de *Poisson* e os parâmetros da curva $C\ versus\ S$ são mostrados na Tabela 1. O valor de $|E^*|$ foi calculado a partir do módulo de relaxação de uma mistura estudada por Babadopulos *et al.* (2016), sendo as constantes a e b, também obtidas desse artigo. Quanto a α, foi adotado o valor $\alpha = E_2/E_1$, em que E_1 e E_2 são o módulo de armazenamento e o módulo de perda da mistura para a frequência da solicitação em questão (10Hz). Foi utilizado um programa de elementos finitos desenvolvido nessa pesquisa denominado AEDC - Análise Elástica com Dano Contínuo Viscoelástico - para calcular a evolução de dano, considerando-se a matriz de rigidez de elemento danificado de acordo as seções 3.1. e 3.2. Os resultados do estudo de convergência são apresentados na Tabela 2. A Figura 3 mostra as condições de contorno, a configuração deformada e a distribuição de dano na estrutura ao final da solicitação. Embora não seja rigorosamente necessário para o equilíbrio em modelo axissimétrico, o deslocamento horizontal na base e no topo da estrutura foi prescrito igual a zero, para simular a colagem das peças metálicas, em ensaio de tração direta, nas faces do corpo de prova. A Figura 5 mostra a curva de integridade média em função do dano médio na estrutura para as duas solicitações consideradas, juntamente com a curva de integridade original.

Tabela 1: Dados do material - Fonte: Babadopulos *et al.* (2016)

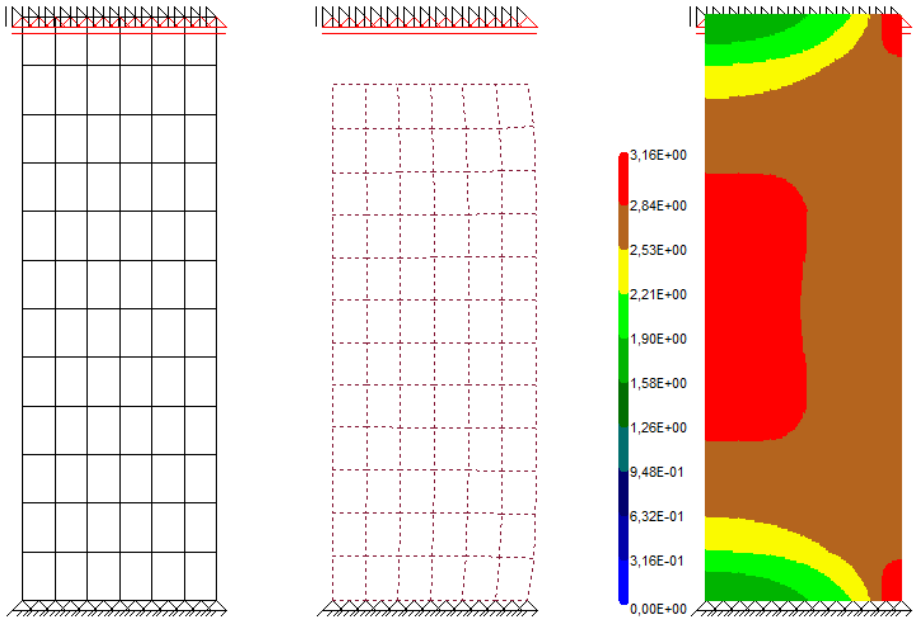
$\|E\|^*$ (kN/cm^2)	Coef. de *Poisson*	a	b	α
391,72	0,35	5,41 x 10^{-4}	6,33 x 10^{-1}	0,3319

Tabela 2: Estudo de convergência - Fonte: Autores.

Malha	Dano final médio	Integridade final média
6x8	2,58	9,9933 x 10^{-1}
6x10	2,66	9,9934 x 10^{-1}
6x12	2,66	9,9933 x 10^{-1}
6x16	2,66	9,9934 x 10^{-1}
8x8	2,66	9,9931 x 10^{-1}
8x10	2,66	9,9934 x 10^{-1}
8x12	2,66	9,9934 x 10^{-1}
8x16	2,66	9,9933 x 10^{-1}
10x10	2,66	9,9934 x 10^{-1}
10x16	2,66	9,9933 x 10^{-1}

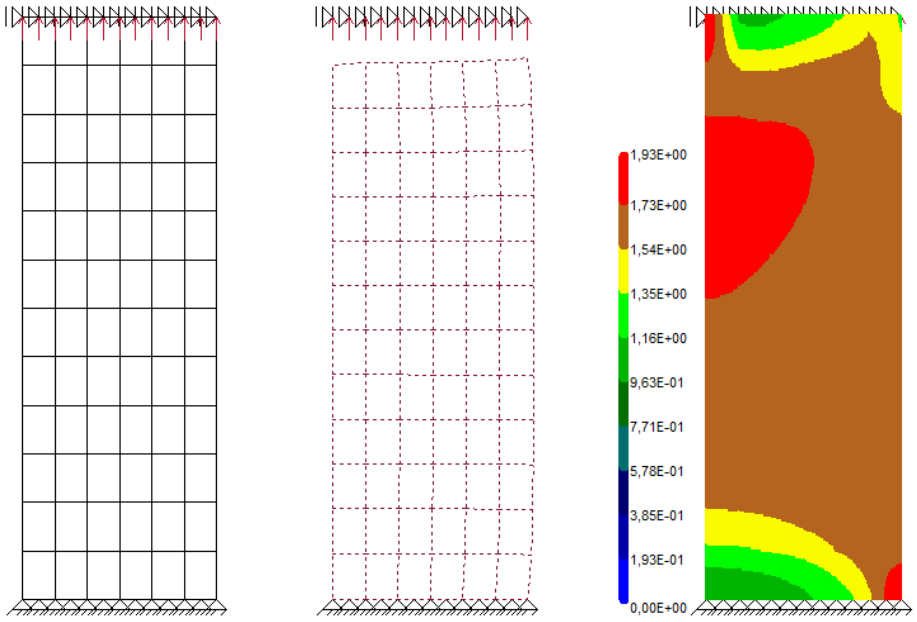
5. RESULTADOS

Observa-se na Tabela 2 que os resultados de dano final médio e de integridade final média não diferem significativamente de uma discretização para outra. Assim, optou-se por uma malha de 6x12 para as demais análises, obtendo-se 72 elementos Q8, que apresentam boa relação entre os lados (igual a 1,5), em um modelo axissimétrico.



(a) Condições de contorno (b) Deformada (c) Distribuição de dano

Figura 3: Estrutura sob deslocamento controlado no topo da estrutura ($\delta_0 = 5,25\text{x}10^{-3}$ cm) - Fonte: Autores.



(a) Condições de contorno (b) Deformada (c) Distribuição de dano

Figura 4: Estrutura sob força controlada no topo da estrutura ($\sigma_0 = 1,137\text{x}10^{-1}\ kN/cm^2$) - Fonte: Autores.

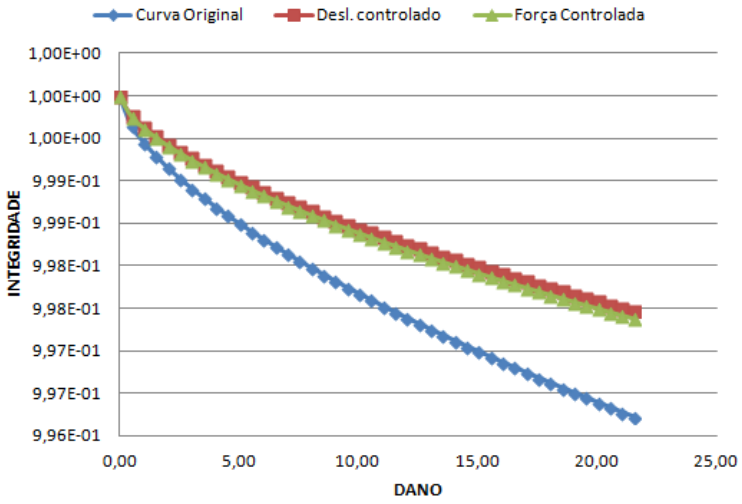


Figura 5: Curvas de Integridade $versus$ Dano - Fonte: Autores.

Para a força axial senoidal controlada no atuador de amplitude igual a 10,77 kN, que produz a deformação média inicial máxima igual ao caso de deformação controlada do problema anterior, tem-se o resultado mostrado na Figura 4. A Tabela 3 mostra os resultados de dano final médio e integridade final média na estrutura para os dois casos de solicitação considerados.

Tabela 3: Médias na estrutura - Fonte: Autores.

Solicitação	Dano final médio	Integridade final média
Desl. controlado	2,66	9,9933 x 10^{-1}
Força controlada	1,60	9,9950 x 10^{-1}

Observa-se na Tabela 3 que o dano final médio ($S = 2,66$) no caso de deslocamento controlado é maior que o dano final médio ($S = 1,60$), no caso de força controlada. Já a integridade final média ($C = 9,9933$ x 10^{-1}) no caso de deslocamento controlado é menor que a integridade final média ($C = 9,9950$ x 10^{-1}), no caso de força controlada. Isso mostra a coerência do resultado, pois quanto maior o dano, menor a integridade do material. A Tabela 4 mostra os valores obtidos dos parâmetros, a e b, das curvas de integridade médias da estrutura para os dois tipos de solicitação.

Tabela 4: Curvas de integridade $C = 1 - a\ S^b$ - Fonte: Autores.

Solicitação	a	b	α
Desl. controlado	3,61 x 10^{-4}	6,35 x 10^{-1}	0,3319
Força controlada	3,75 x 10^{-4}	6,35 x 10^{-1}	0,3319

Observa-se que os parâmetros a e b das curvas de integridade obtidos nas simulações são aproximadamente iguais. No entanto as curvas de integridade caem mais acentuadamente que a curva original, como pode-se observar na Figura 5.

6. CONCLUSÕES

Os resultados apresentados são preliminares e de natureza qualitativa. A ideia é utilizar essa metodologia para caracterização de misturas considerando-se suas heterogeneidades e as propriedades dos seus constituíntes em estruturas modeladas com elementos finitos.

Agradecimentos
Os autores agradecem à Univerisidade Federal do Cariri (UFCA) e aos órgãos de fomento à pesquisa: CNPq, Funcap e ANP pelas bolsas concedidas.

Referências

[1] ALLEN D. H.; LITTLE D. N.; SOARES R. F.; BERTHLOT C. (2015) Multi-scale computational model for design of flexible pavement. Part III: Contracting multi-scaling. International Journal of Pavement Engineering.

[2] ALLEN, D. H.; HARRIS, C. E.; GROVES, S. E. (1987) A thermomechanical constitutive theory for elastic composites with distributed damage—I. Theoretical development. Int. J. Solids Structures, 23, pp. 1301-1318.

[3] BABADOPULOS, L. F. A. L.; FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H.; CASTELO BRANCO, V. T. F. (2016) Aging-Effect Incorporation into the Fatigue-Damage Modeling of Asphalt Mixtures Using the S-VECD Model. Journal of Materials in Civil Engineering - V.28 Issue 12 - December 2016. https://doi.org/10.1061/(ASCE) MT. 1943-5533.0001676.

[4] BAEK C. M. (2010) Investigation of Top-Down Cracking Mechanisms Using the Viscoelastic Continuum Damage Finite Element Program. North Carolina State University.

[5] EVANGELISTA JR. F. (2006) Análise Quasi-estática e Dinâmica de Pavimentos Asfálticos. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará.

[6] HINTERHOELZL R. M.; SHAPERY R. A. (2004) FEM Implementation of a ThreeDimensional Viscoelastic Constitutive Model for Particulate Composites with Damage Growth. Mechanics of Time-Dependent Materials. vol. 8, pp. 65-95.

[7] HINTERHOELZL, R.; SCHAPERY, R. (2004) Mechanics of Time-Dependent Materials. doi:10.1023/B:MTDM.0000027683.06097.76.

[8] KIM Y. R. (2009) Modeling of Asphalt Concrete, McGraw-Hill, New York.

[9] KIM, Y. R.; LEE, H. J.; LITTLE, D. N. (1997) Fatigue characterization of asphalt concrete using viscoelasticity and continuum damage theory. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 66, pp. 520–569.

[10] LEMAITRE J. (1991) A Course on Damage Mechanics. Springer-Verlag Berlim Heidelberg.

[11] NASCIMENTO L. A. H. (2015) Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil . North Carolina State University.

[12] PARK S. W.; SCHAPERY R. A. (1997) A viscoelastic constitutive model for particulate composites with growing damage. International Journal of Solids Structures, vol. 34 No. 8 pp. 931-947.

[13] PARK, S. W.; KIM, Y. R.; SCHAPERY, R. A. (1996) A viscoelastic continuum damage model and its application to uniaxial behavior of asphalt concrete. Mech. Mater. 24, 1996, 241–255.

[14] PARK, S. W. (1994) Development of a Nonlinear Thermo- Viscoelastic Constitutive Equation for Particulate Composites with damage. Ph.D. Dissertation, the University of Texas, Austin.

[15] SCHAPERY, R. A. (1984) Correspondence principles and a generalized J integral for large deformation and fracture analysis of viscoelastic media. Internat. J. Fracture 25, 1984, 195–223.

[16] SILVA, H. N. (2009) Caracterização Viscoelástica Linear de Misturas Asfálticas. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará.

[17] SILVA, S.; VIDAL, P.; HOLANDA, A.; PARENTE JR, E. (2013) Análise viscoelástica de pavimentos asfálticos utilizando elementos finitos e infinitos. Transportes. v. 21, p. 5-13. Rio de Janeiro.



[18] SIMO, J. C. (1987) On a Fully Three-Dimensional Finite-Strain Viscoelastic Damage Model: Formulation and Computational Aspects. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering 60, 153–173.

[19] SORIANO, H. L. (2009) Elementos Finitos (Formulação e Aplicaçãao na Estática e Dinâmica das Estruturas) – Rio de Janeiro – Editora Ciência Moderna Ltda.

[20] SOUZA F. V. (2005) Modelo Multi-escala para Análise Estrutural de Compósitos Viscoelásticos Suscetíveis ao Dano. Dissertarção de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Universidade Federal do Ceará.

[21] TALREJA. R. (1994). Damage Mechanics of Composite. EBook ISBN: 9780080934181. Hardcover ISBN: 9780444888525. Imprint: Elsevier Science. Published Date: 18th March 1994.

[22] TAYLOR, R. L.; PISTER, K. S.; GOUDREQU, G. L. (1970). Thermomechanical analysis of viscoelastic solids. International Journal for Numerical Methods in Engineering. Vol. 2, pp. 45-59.

[23] WEAVER JR, W.; JOHNSTON, P. R. (1984) Finite Elements for Structural Analysis. Prentice-Hall, Inc. New Jersey.

AVALIAÇÃO DE MÉTODOS DE PREPARAÇÃO DE AMOSTRAS COM LIGANTE ASFÁLTICO POR MEIO DE IMAGENS DE TOPOGRAFIA COM O USO DO AFM

Thaísa Ferreira Macedo[1]
Patrícia Hennig Osmari[1]
Francisco Thiago Sacramento Aragão[1]
Leni Figueiredo Mathias Leite[1]
Renata Antoun Simão[2]
Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE
[1]Programa de Engenharia Civil
[2]Programa de Engenharia Metalúrgica e de Materiais

RESUMO
Estudos de caracterização de ligantes asfálticos empregam o microscópio de força atômica (AFM) para a investigação de microestruturas desses materiais, suas frações constituintes e suas respectivas composições químicas. Pesquisas mais recentes também têm avaliado propriedades mecânicas do ligante por meio da indentação, resultando em valores de compliância de fluência e módulo de relaxação, porém, a maioria dessas não descrevem detalhadamente a preparação das amostras. Este trabalho tem o objetivo de avaliar três diferentes métodos de preparação: aquecimento do ligante na estufa e posterior uso do *spin-coater*; diluição do ligante no tolueno para torná-lo fluido e uso do *spin-coater*; e aquecimento do ligante em estufa, seguido de resfriamento rápido com placa de granito congelada. A caracterização de um ligante asfáltico em ensaios no AFM foi realizada usando amostras preparadas seguindo cada um dos três procedimentos avaliados. Os resultados obtidos foram comparados para a identificação do método otimizado de moldagem.

ABSTRACT
Studies on the characterization of asphalt binders have been employing the atomic force microscope (AFM) to investigate binder microstructures, their constituents and their respective chemical compositions. Recent research efforts have also evaluated mechanical properties of the binder by indentation, resulting in creep compliance and relaxation modulus values, however, most of the studies do not describe in detail the sample preparation. This study aims to evaluate three different preparation methods: heating the binder in the oven and then using a spin-coater; dilution of the binder in toluene to make it fluid and then using a spin-coater; and heating the binder in an oven, followed by rapid cooling with a frozen granite slab. The characterization of an asphalt binder in the AFM was performed using samples prepared according to each of the three procedures evaluated. The results obtained were compared and allowed the identification of the optimized sample preparation method.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, o microscópio de força atômica, conhecido do inglês como *Atomic Force Microscope* (AFM), tem sido usado para investigar a morfologia de ligantes asfálticos (Loeber *et al.*, 1996; Jager *et al.*, 2004; Masson *et al.*, 2006; Zhang *et al.*, 2012). Este equipamento permite a obtenção de microestruturas de alta resolução de filmes asfálticos para avaliação da topografia e de propriedades mecânicas como módulo de elasticidade, dureza, adesão, entre outras. Tais análises proporcionam um entendimento mais aprofundado sobre as microestruturas, e, nesse sentido, alguns pesquisadores têm avaliado correlações entre os resultados obtidos a partir da análise das imagens topográficas do AFM e demais escalas de investigação como a reológica e a química (Nazzal *et al.*, 2014; Davis e Castorena, 2015; Osmari, 2016; Osmari *et al.*, 2017).

Diversos estudos analisaram as microestruturas de superfície de ligantes asfálticos obtidas pelo AFM e verificaram a presença de diferentes constituintes. Eles costumam apresentar diferentes

formas em função da origem de petróleo, da história térmica e do método de preparação da amostra (Yu *et al.*, 2015). Enquanto alguns ligantes exibem microestruturas de superfície com domínios finos ou domínios em forma de flocos, outros ligantes apresentam estruturação de dendritos, estruturas que se assemelham a abelhas, conhecidas como *bees*, e são ondulações com vários micrômetros de diâmetro e dezenas de nanômetros de altura (Masson *et al.*, 2006). Com o intuito de separar os constituintes e estudá-los individualmente, alguns pesquisadores categorizaram as frações constituintes em *catanaphase*, *paraphase* e *periphase* em função da topografia apresentada por cada um deles (Davis e Castorena, 2015; Menapace *et al.*, 2015; Veytskin *et al.*, 2015; Osmari, 2016; Osmari *et al*., 2017).

Contudo, estudos complementares ainda são necessários para a definição das complexas características microestruturais dos ligantes asfálticos. Além disso, testes de nanoindentação nos filmes de ligantes asfálticos podem ser efetuados para identificação de propriedades mecânicas das diferentes fases constituintes visualizadas pelas microestruturas obtidas em um AFM. Investigações neste sentido podem contribuir para a obtenção de características microestruturais que auxiliam na complementação de estudos de multiescala experimental para avaliação do comportamento das misturas asfálticas em campo.

A literatura referenciada sobre AFM em ligantes asfálticos não ilustra com detalhes os métodos de preparação dos filmes asfálticos para avaliação topográfica, nem para a determinação de propriedades mecânicas. A espessura do filme, a forma de obtenção do filme fino, a quantidade de amostra necessária para obtenção de topografia das três frações constituintes, suas propriedades mecânicas e as cargas empregadas para aplicação de tensões no filme de ligante para determinação de módulos nem sempre são citadas. Assim sendo, foi observada a necessidade de investigar diferentes formas de preparação de amostras com o intuito de verificar a mais adequada do ponto de vista quantitativo e qualitativo.

A preparação das amostras de ligantes asfálticos para realização de varreduras no AFM é uma etapa crucial na análise das microestruturas, uma vez que possibilita a identificação de diferentes frações constituintes nos materiais. O levantamento bibliográfico revelou que existem vários procedimentos de preparação, tais como: o Método de Fusão em Solução, Método de Fusão a Quente, entre outros. A adoção do tipo de preparação da amostra depende da escolha do pesquisador, do tipo de ligante, do tempo disponível para preparar a amostra e a espessura do filme asfáltico desejada.

O Método de Fusão em Solução (*cast method*) consiste em empregar tolueno para diluição do ligante asfáltico, aplicação no substrato de vidro e evaporação do solvente. Este método permite que sejam geradas amostras de forma rápida e não envolve qualquer procedimento de aquecimento. Porém, existem algumas desvantagens, tais como: a amostra deve permanecer em repouso, em local sem luz e umidade, durante uma semana, para permitir que o excesso de tolueno se evapore. O tolueno, se presente, pode influenciar as ligações químicas dos ligantes (Mccarron *et al.*, 2012).

Allen (2011) também usou o *cast method* em seu estudo. Para evitar a oxidação rápida do ligante, cada amostra foi armazenada numa câmara a vácuo (estanque ao ar), sendo retirada apenas para

realização das varreduras com o AFM. Segundo o autor a etapa de armazenagem a vácuo demonstrou ser importante para a captação das microestruturas e a sua omissão pode resultar em imagens distintas entre si para o mesmo ligante asfáltico.

Outro método utilizado para preparação de amostras é o Método de Fusão a Quente (*heat cast method*) em que ligantes asfálticos são aquecidos e aplicados na placa em estado líquido, resultando numa aparência opaca e uma espessura maior em relação ao método anterior. Cada amostra requer cerca de trinta minutos para a preparação, em função dos tempos de aquecimento e de resfriamento dos materiais (Mccarron *et al.*, 2012). Após a etapa da preparação, o filme asfáltico é mantido em repouso por tempo determinado pelo pesquisador até que a amostra possa ser varrida pelo AFM.

Loeber *et al.* (1996) estão entre os primeiros pesquisadores a utilizar o AFM e analisar as microestruturas de ligantes asfálticos. O método de preparação de amostras foi o Método de Fusão por Calor (*heat casting*), que consiste em despejar uma gota de ligante aquecida a 140ºC sobre um suporte de disco de aço e resfriá-la até 25ºC.

O estudo realizado por Zhang *et al.* (2011) também usou um AFM para gerar imagens e medir características topográficas em escala nanométrica de ligantes, antes e após o envelhecimento das amostras. Tais autores afirmaram que por meio do AFM é possível visualizar detalhes precisos de constituintes em nanoescala de ligantes sem o emprego de técnicas especiais de preparação de amostra.

No entanto, Shaopeng *et al.* (2010) observaram, em sua pesquisa, que o aumento da viscosidade ocorrido durante as varreduras com o AFM pode estar associado ao efeito da radiação e à espessura da película exposta de ligante, particularmente quando esta é inferior a 150 µm. Isso mostra que a espessura da amostra de ligante e o método de preparação devem ser avaliados e definidos com bastante cuidado para a obtenção de microestruturas representativas.

Além disso, Masson *et al.* (2006) compararam microestruturas de diversos ligantes asfálticos com as de Pauli *et al.* (2001) e verificaram que amostras preparadas empregando o *heat cast method* e o *cast method* apresentaram resultados diferenciados entre si. Com isto, concluíram que o método de preparação das amostras tem influência significativa na morfologia superficial dos materiais asfálticos.

Nahar *et al.* (2013) avaliaram métodos de preparação e acondicionamento de ligantes em laboratórios distintos para a obtenção de imagens no AFM. Com isso, investigaram a reprodutibilidade das medidas de microestruturas, mostrando que podem ser comparáveis. Além disso, mostraram que a influência da temperatura no processo de fabricação das amostras é relevante para a obtenção de microestruturas similares nos diferentes laboratórios.

Aguiar-Moya *et al.* (2017) prepararam 10 amostras de cada ligante investigado da seguinte maneira: aplicação de uma pequena parte do ligante sobre uma placa do material *Si-wafer* (silicone-*wafer*), que foi mantida em estufa a 163ºC por 4 minutos para garantir que o ligante estivesse líquido o suficiente para ser distribuído uniformemente sobre a placa formando um

filme fino. A amostra foi então aquecida novamente na estufa por mais 2 minutos para garantir que o filme estivesse uniforme. O resfriamento das amostras aconteceu naturalmente em temperatura ambiente em um dessecador por um período de 24h, evitando a contaminação com materiais em suspensão no ar. A espessura resultante das amostras preparadas com emprego do *Si-wafer* foi de 1 mm.

O presente estudo tem como objetivo avaliar diferentes procedimentos de preparação de amostras para geração de imagens de topografia, verificando o efeito da temperatura, do solvente, do *spin coater*, do tipo de placa (substrato), espessura do filme de ligante, massa de ligante em cada substrato para obtenção de microestruturas de ligantes asfálticos no AFM. A preparação deve produzir filmes de ligante que sejam lisos, homogêneos e uniformes, para tornar possível a geração de imagens no AFM.

2. MATERIAIS E EQUIPAMENTOS

O material de estudo da presente pesquisa foi um ligante asfáltico proveniente da refinaria Duque de Caxias (Reduc), classificado, por penetração, como CAP 50/70. As microestruturas de filmes asfálticos foram obtidas em um AFM Modelo JPK Nano Wizard 1.0 seguindo os procedimentos recomendados por diversos estudos que vêm empregando essa ferramenta (Backx *et al.*, 2014; Dourado *et al.*, 2014; Pizzorno *et al.*, 2014; Osmari, 2016; Osmari *et al.*, 2017). As amostras foram testadas a 25ºC em varreduras com indentações em diferentes locais pelo modo intermitente do AFM. A ponta de AFM utilizada para a geração de imagens de topografia foi de nitreto de silício, como ilustrada na Figura 1.

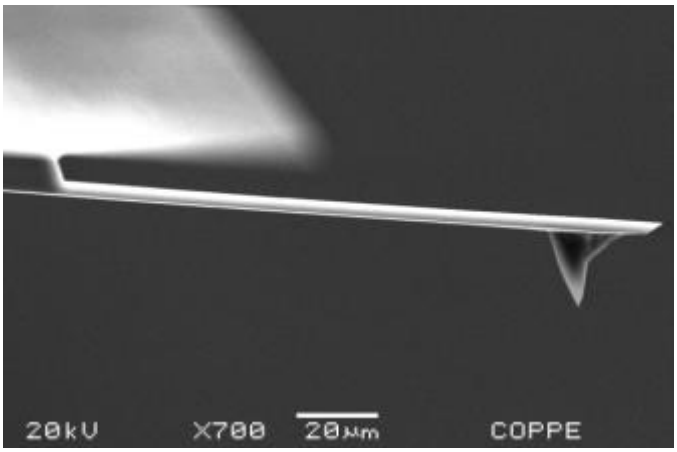


Figura 1: Ponta usada no AFM para gerar imagens dos ligantes asfálticos (Ampliada 700x)

Os equipamentos usados na preparação das amostras estão ilustrados na Figura 2 e foram os seguintes:

- Estufa, para o aquecimento do ligante;
- *Spin coater* (Figura 2a), para o espalhamento do ligante por meio de rotação. Esse equipamento possui acoplamento de mangueira para a aplicação do vácuo, que auxilia na fixação do substrato durante a rotação;
- Termômetro digital com mira a laser infravermelho MT-320 Minipa (Figura 2b) com o objetivo de fazer leitura de temperatura sem contato com o ligante.

3. MÉTODOS

Foram definidas, com base na literatura, as seguintes formas de preparação de amostras:

- 1º) Ligantes aquecidos em estufa a 120ºC e colocados sobre placas de alumínio com diferentes espessuras, sem utilizar o *spin coater*;
- 2º) Utilização de placas de vidro com ligante diluído no tolueno, seguido do uso do *spin coater* para o espalhamento do material sobre a placa;
- 3º) Utilização de placas de teflon como substrato, aplicando o *spin coater*;
- 4º) Placas de *Si-wafer* ou placa de silício, bastante delicada, foram utilizadas para a preparação de amostras, sem a utilização do *spin coater*;
- 5º) Ligantes aquecidos em estufa a 140ºC e colocados sobre placas de vidro com diferentes espessuras, utilizando o *spin coater*;



(a) (b)

Figura 2: Equipamentos: (a) *spin coater* e (b) termômetro de infravermelho

3.1. Procedimento de preparação com placas de alumínio

As placas de alumínio foram fabricadas com espessuras diferentes com o intuito de verificar o efeito da espessura na microestrutura do ligante com o uso do AFM. As etapas do procedimento de preparação das amostras são as seguintes:

- 1º) Separação das placas de alumínio para a preparação das amostras;
- 2º) Verificação da temperatura do ligante em substratos de alumínio;
- 3º) Registro da taxa de resfriamento do ligante com o uso de um termômetro de infravermelho após o aquecimento na estufa (120°C) ao ser colocado sobre placas de granito em diferentes temperaturas (-20°C; 25°C; 45°C).

Os dados referentes à massa da amostra, espessura das placas de alumínio, entre outros, encontram-se na Tabela 1.

Após o procedimento de preparação das amostras, conforme mostra a Figura 3, as placas foram mantidas em repouso por 24h para a geração de imagens de topografia no AFM.

Tabela 1: Dados referentes às amostras nas placas de alumínio

Dados das amostras	Quantidade	Unidade

Massa do ligante (amostra mais espessa)	0,1677	g
Massa do ligante (amostra mais fina)	0,1444	g
Diâmetro das amostras (D)	2,32	cm
Raio das amostras (r)	1,16	cm
Densidade do ligante (ɣ)	1,035	g/cm³
Área de cada amostra (A)	4,23	cm²
Espessura da amostra mais espessa (he)	0,38	mm
Espessura da amostra fina (hf)	0,33	mm

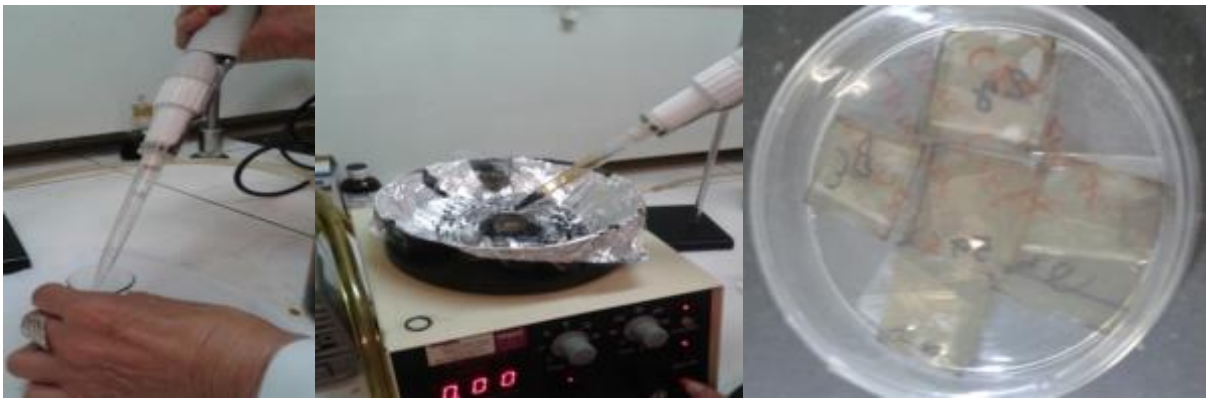


Figura 3: Medição da temperatura do ligante nas placas de alumínio sobre a pedra de granito (com temperatura baixa) com o auxílio de um termômetro de infravermelho

3.2. Procedimento de preparação com placas de vidro com o uso do tolueno

Foi baseado na literatura (McCarron *et al*., 2012; Allen, 2011). Esse método de preparação de amostras é conhecido como *cast method* (método de fusão em solução), que permite a geração de amostras de forma rápida e não envolve aquecimento. Esse procedimento foi ilustrado na Figura 4. Os passos para a obtenção das amostras foram os seguintes:

- 1º) Colocar 11 mL de tolueno em 1,5 g de ligante para a diluição do ligante, e, com auxílio de uma pipeta, aplicar gotas da solução de tolueno sobre o substrato de vidro, em temperatura ambiente (Figuras 4a e 4b). A seguir, o substrato foi submetido ao processo de *spin coater*. Foram aplicadas diferentes quantidades de gotas (6 mL, 5 mL, 4 mL, 3 mL e 2 mL) (Figura 4c) para verificar o efeito da quantidade de solução nas imagens de AFM;
- 2º) Gerar e analisar as imagens do AFM após 24 h de preparação das amostras de ligante.



(a) (b) (c)

Figura 4: Preparação com solução de tolueno: (a) pipeta para retirar a solução; (b) aplicação das gotas de solução e utilização do *spin-coater*; (c) amostras com diferentes quantidades de solução

3.3. Procedimento de preparação com placas de teflon

Foi escolhida a placa de teflon para a preparação de amostras por ser um material flexível e antiaderente, tornando-se mais prática a leitura das espessuras dos ligantes. Então, o ligante foi aquecido em estufa a uma temperatura de 120ºC, de forma a evitar sua oxidação. O ligante foi derramado sobre várias placas de teflon, que foram submetidas à rotação com o uso do *spin coater*. A Figura 5 apresenta amostras sobre placas de teflon após a rotação.

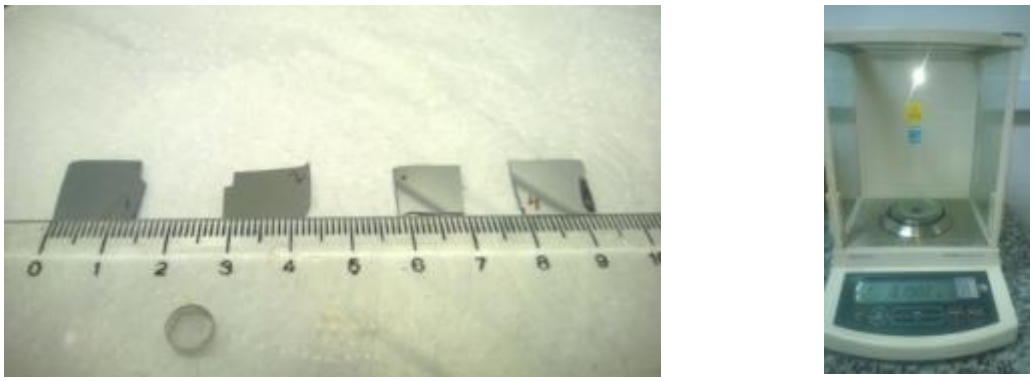


Figura 5: Amostras de CAP 50/70 sobre placas de teflon

3.4. Procedimento de preparação com placas de *Si-wafer*

O procedimento de preparação de amostras com placas de *Si-wafer* foi escolhido com base no estudo realizado por Aguiar-Moya (2017). A preparação foi ilustrada na Figura 6 e apresentou as seguintes etapas:

- 1º) Pesar a placa de *Si-wafer* antes de iniciar o procedimento de ensaio com o objetivo de calcular a espessura do ligante após a cobertura total sobre a placa;
- 2º) Colocar o ligante sobre a placa e passar um jato de nitrogênio sobre a superfície do ligante e pesar posteriormente.



(a) (b)

Figura 6: Preparação de amostras de ligante CAP 50/70 com o uso (a) da placa de Si-*wafer* e (b) de uma balança de precisão

3.5. Procedimento de preparação com placas de vidro e o *spin coater*

Baseou-se em vários trabalhos, em que foram introduzidos o método *heat cast*. Esse método consiste do aquecimento do ligante e posterior aplicação de rotação com o uso do *spin coater*. Nos trabalhos realizados por Osmari (2016) e Osmari *et al* (2017), o ligante foi aquecido em estufa a 140ºC e derramado sobre placas de vidro, previamente limpas, aquecidas e submetidas à rotação, utilizando o *spin coater*. A Figura 7 apresenta as amostras em placas de vidro após a preparação.

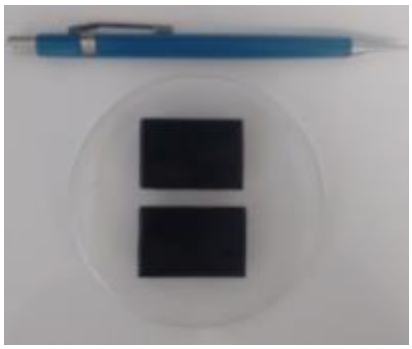
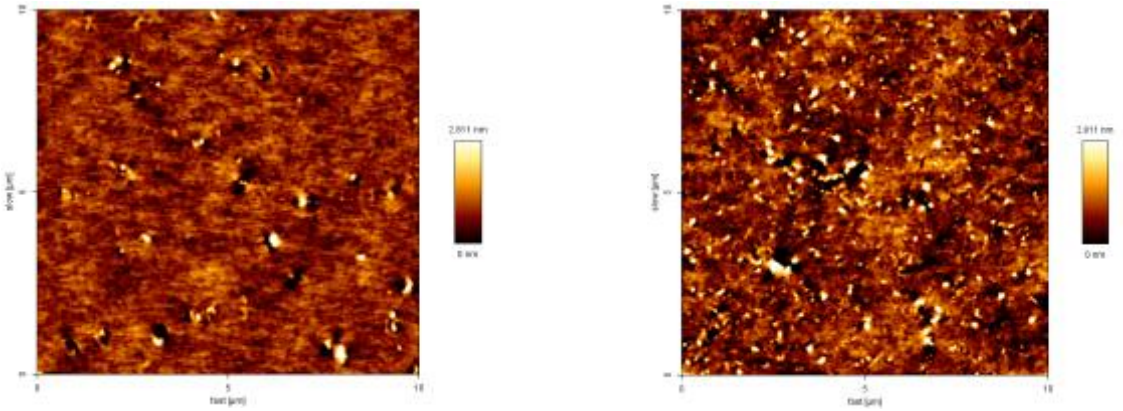


Figura 7: Placas de vidro com o ligante após a preparação (Osmari, 2016)

4. RESULTADOS

A Figura 8 mostra imagens de topografia do ligante posicionado sobre placas de alumínio com diferentes espessuras dos filmes, 330 µm e 383 µm, respectivamente. Estas amostras foram preparadas sem o uso do *spin coater*.

O estudo realizado por Pauli *et al*. (2011) avaliou diferentes espessuras de amostras de filmes asfálticos. Os autores afirmaram que amostras de ligantes com espessuras superiores a 10 µm, apresentam microestruturas semelhantes. Já espessuras inferiores a 10 µm apresentaram diferenças significativas nas microestruturas das amostras dos mesmos ligantes asfálticos. Logo, as amostras devem ser produzidas com espessuras superiores a 10 µm.

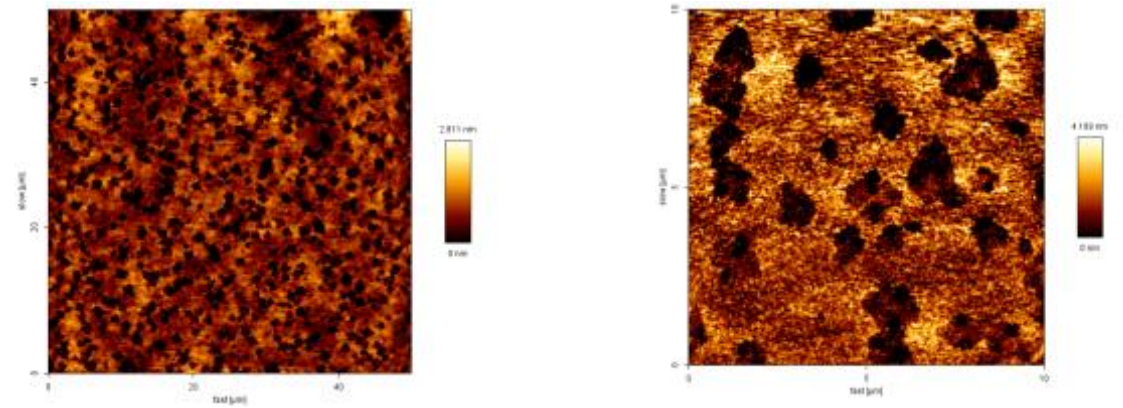


(a) (b)

Figura 8: Imagens de topografia do ligante sobre as placas de alumínio com espessuras do ligante de: (a) 330 µm e (b) 383 µm, após 24 h da preparação

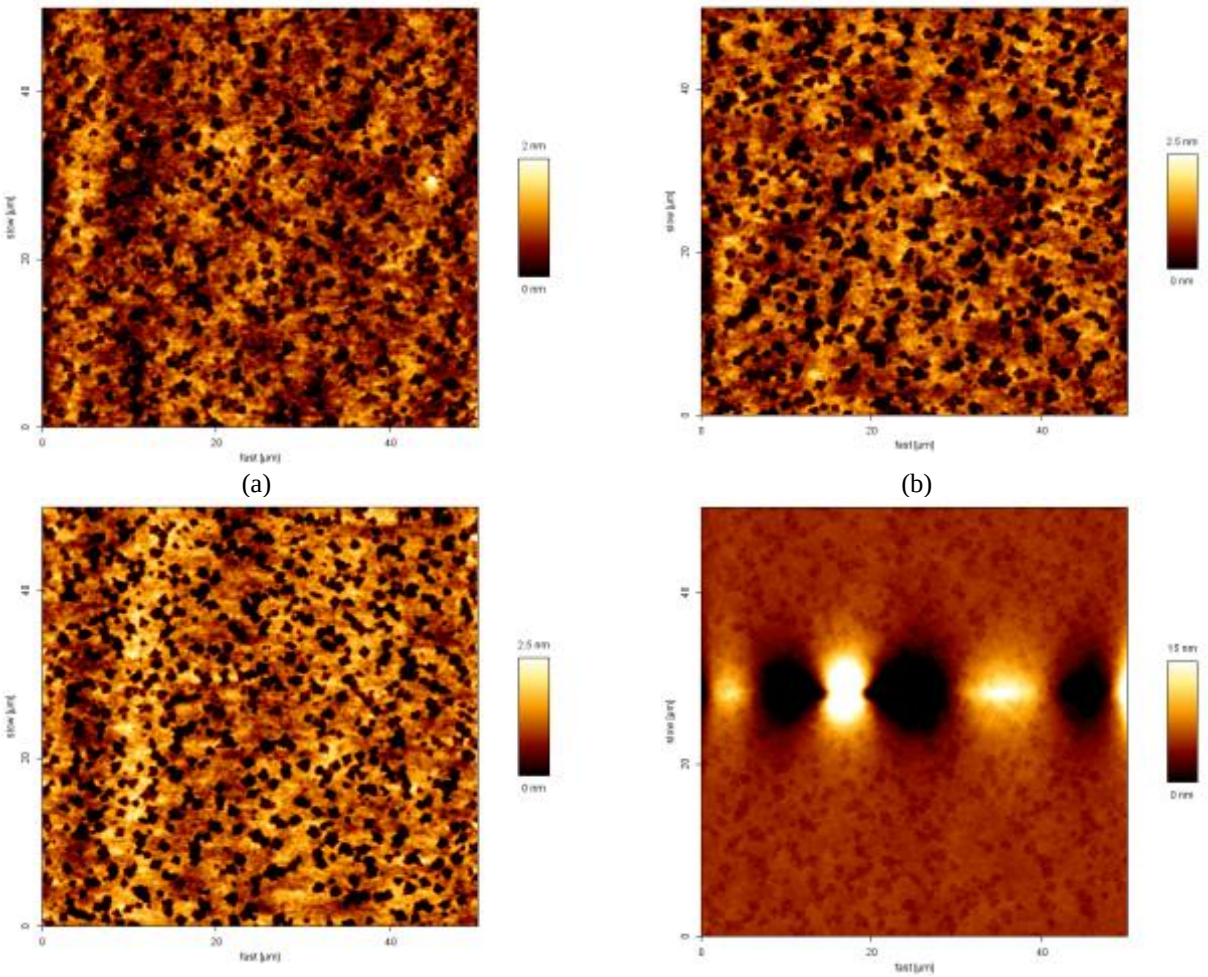
Mesmo resultando em microestruturas com espessuras superiores a 10 µm, o método de preparação com o uso das placas de alumínio não possibilitou a obtenção de microestruturas bem definidas que permitisse a identificação das frações constituintes. Isto pode ser devido à não aplicação do processo do *spin coating* na preparação das amostras. Assim, tal método não foi considerado o mais adequado.

O emprego de placas de vidro com solução de ligante asfáltico e tolueno não resultou em microestruturas em que fosse identificada a fração constituinte *catanaphase* em nenhuma das amostras varridas pelo AFM. Muito possivelmente esse resultado foi encontrado em função das pequenas espessuras das amostras que ficaram extremamente finas, após o processo do *spin coating*, independentemente da quantidade de gotas de solução aplicadas em cada placa de vidro. Desse modo, este processo de obtenção de amostras não seria indicado para caracterização das microestruturas usualmente encontradas na literatura. As Figuras 9 e 10 mostram imagens de topografia do ligante geradas com o uso do AFM. Nestas amostras, foram aplicadas diferentes quantidades de gotas de solução (ligante dissolvido em tolueno).



(a) (b)

Figura 9: Imagens de topografia: (a) 6 gotas de solução (50 µm x 50 µm); (b) 6 gotas de solução (10 µm x 10 µm)



(a) (b)

(c) (d)

Figura 10: Imagens de topografia: (a) 5 gotas de solução (50 µm x 50 µm); (b) 4 gotas de solução (50 µm x 50 µm); (c) 3 gotas de solução (50 µm x 50 µm); (d) 2 gotas de solução (50 µm x 50 µm)

As amostras produzidas com as placas de teflon e de *Si-wafer* não geraram microestruturas após as varreduras com o AFM. Esses filmes asfálticos apresentaram irregularidades detectáveis a olho nu na superfície das amostras. Essa característica não é adequada para obtenção de imagens pelo AFM uma vez que as superfícies não apresentaram uniformidade e homogeneidade, como mostrado na Figura 5 do item 3.3 deste trabalho.

As placas de teflon utilizadas na preparação de amostras para varredura com o AFM não apresentaram bom desempenho, visto que esse tipo de placa é bastante flexível. Durante a rotação do *spin coater*, a placa se deformou após a aplicação do vácuo e a alta temperatura do ligante (120ºC). Desta forma, não foi possível obter espessuras uniformes, tampouco imagens no AFM.

Por outro lado, os ligantes que foram aquecidos em estufa a 140ºC, submetidos ao *heat cast method*, colocados sobre placas de vidro e rotacionados no *spin coater* apresentaram as melhores microestruturas, conforme mostrado na Figura 11. Nessa imagem, foi possível observar as

diferentes frações constituintes usualmente encontradas por muitos pesquisadores, tais como *catanaphase*, *periphase* e *paraphase.*

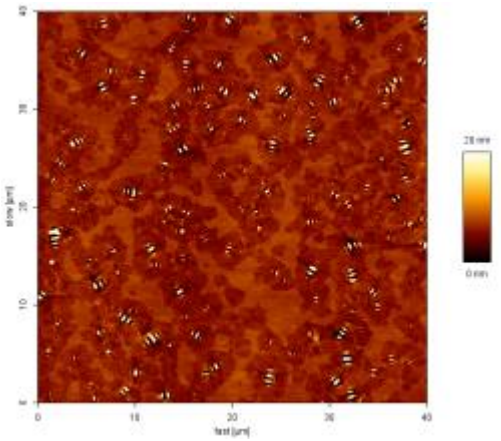


Figura 11: Exemplo de imagem das microestruturas do ligante CAP 50-70 virgem obtida no AFM (Osmari *et al*, 2017)

5. CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou diferentes métodos de preparação de amostras para serem caracterizadas no microscópio de força atômica (AFM). A partir dos resultados encontrados, as seguintes conclusões foram obtidas:

- As amostras em placas de teflon e de *Si-wafer* não geraram imagens no AFM, devido a irregularidades na superfície das amostras já que não ficaram lisas, homogêneas e uniformes.
- As amostras produzidas em placas de alumínio apresentaram espessuras superiores a 10 µm, conforme sugerido por demais pesquisadores, porém não foram obtidas microestruturas bem definidas que permitissem a identificação das frações constituintes. Entende-se que a ausência do uso *spin coater* possa ter interferido na produção das amostras e, portanto, esse método não seria o mais adequado.
- Não foi possível identificar a presença de *bees* nas microestruturas do ligante diluído no tolueno preparado sobre placas de vidro. Isso pode ser devido às espessuras extremamente finas (inferiores à 10 µm) dos filmes asfálticos após o processo de *spin coating*.
- A amostra de ligante que foi aquecida em estufa e preparada seguindo os procedimentos do *heat cast method* usando o *spin coater*, apresentou microestruturas captadas pelo AFM semelhantes às encontradas na literatura. Assim, conclui-se ser este o método mais adequado para a caracterização de microestruturas de ligantes a partir de imagens do AFM.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Aguiar Moya, J. P., Salazar-Delgado, J., García, A., Baldi-Sevilla, A., Bonilla-Mora, V., Lória-Salazar, L. G. (2017) Effect of aging on micromechanical properties of bitumen by means of atomic force microscopy. Road Materials and Pavement Design, v. 18, p. 203-215.

Allen, R. G. (2010). Structural Characterization of Micromechanical Properties in Asphalt Using Atomic Force Microscopy. Dissertação de Mestrado, Texas A&M, College Station, TX, USA.

Backx, B. P., Simão, R. A., Dourado, E. R., Leite, L. F. M. (2014) Solvent Effect on the Morphology of the Bee –

Structure Observed by Atomic Force Microscopy on Bitumen Sample. Research Materials, v. 17, pp. 1157–1161.

Davis, C. e Castorena, C. (2015) Implications of physico-chemical interactions in asphalt mastics on asphalt microstructure. Construction and Building Materials, v. 94, p. 83–89.

Dourado, E. R., Pizzorno, B. S., Motta, L. M. G., Simão, R. A., e Leite, L. F. M. (2014) Analysis of asphaltic binders modified with PPA by surface techniques. Journal of Microscopy, v. 254, pp. 122–128.

Jager, A., Lackner, R., Eisenmenger-Sittner, C., Blab, R. (2004) Identification of Microstructural Components of Bitumen by Means of Atomic Force Microscopy (AFM). Proceedings in Applied Mathematics and Mechanics, v. 4, p. 400–401.

Loeber, L., Sutton, O., Morel, J., Valleton, J.-M., Muller, G. (1996) New Direct Observations of Asphalts and Asphalt Binders by Scanning Electron Microscopy and Atomic Force Microscopy. Journal of. Microscopy, v. 182, p. 32-39.

Masson, J. F., Leblond, V., e Margeson, J. (2006) Bitumen morphologies by phase-detection atomic force microscopy. Journal of Microscopy, v. 221, p. 17–29.

Mccarron, B., Yu, X., Tao, M., e Burnham, N. (2012) The Investigation of "Bee -Structures" in Asphalt Binders. Projeto de Qualificação, Worcester Polytechnic Institute: Worcester, MA, USA.

Menapace, I., Masad, E., Bhasin, A., Little, D. (2015) Microstructural properties of warm mix asphalt before and after laboratory simulated long-term ageing. Road Materials and Pavement Design, v. 16, p. 2-20.

Nahar, S. N., Dillingh, B., Erkens, S., Schmets, A. J. M., Fischer, H. R., Scarpas, A., Schitter, G. (2013) Is Atomic Force Microscopy suited as Tool for fast Screening of Bituminous Materials An Inter-laboratory Comparison Study, 92nd Annual Meeting of the Transportation of Research Board, Washington, D. C., USA.

Nazzal, M. D., Mogawer, W., Kaya, S., Bennert, T. (2013) Nanoscale Evaluation of Effect of RAP on Virgin Asphalt Binder Properties. 92th Transportation Research Board Annual Meeting, 13-0153, Washington, D. C., USA.

Osmari, P. H. Caracterização química, reológica e de morfologia superficial de ligantes asfálticos modificados por diferentes agentes rejuvenescedores (2016) Dissertação de Mestrado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

Osmari, P. H., Aragão, F. T. S., Leite, F. M. L., Simão, R. A., Motta, L. M. G., Kim, Y. R. (2017) Chemical, Microstructural, and Rheological Characterizations of Binders to Evaluate Aging and Rejuvenation. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2632, TRB, National Research Council, Washington, D.C.

Pauli, A.T., Branthaver, J. F., Robertson, R. E., Grimes, W. (2001) Atomic force microscopy investigation of SHRP asphalts. Symposium on Heavy Oil and Resid Compatibility and Stability, Petroleum Chemistry Division, American Chemical Society, p. 110–114., San Diego, California.

Pauli, A. T., Grimes, R. W., Beemer, A. G., Turner, T. F., Branthaver, J. F. (2011) Morphology of asphalts, asphalt fractions and model wax-doped asphalts studied by atomic force microscopy. International Journal of Pavement Engineering, v. 12, p. 291-309.

Pizzorno, B. S., Dourado, E. R., De Moraes, M. B., Simão, R. A., e Leite, L. F. M. (2014) Segregation and crystallization of waxes on the surface of asphalt binders as observed by atomic force microscopy. Petroleum Science and Technology, v. 32, pp. 2738–2745.

Shaopeng, W., Ling, P., Gang, L., Jiqing Z. (2010) Laboratory study on ultraviolet radiation aging of bitumen. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 22, p. 767-772.

Veytskin, Y., Bobko, C., Castorena, C. (2015) Nanoindentation investigation of asphalt binder and mastic cohesion. Construction and Building Materials, v. 28, p. 163–171.

Zhang, H. L., Yu, J. Y., Feng, Z. G., Xue, L. H., Wu, S. P. (2012) Effect of aging on the morphology of bitumen by atomic force microscopy. Journal of Microscopy, v. 246, p. 11–19.

Yu Xiaokong, Burnham Nancy A., Tao Mingjiang. (2015) Surface microstructure of bitumen characterized by atomic force microscopy, Advances in Colloid and Interface Science, v. 218, pp. 17-33.

[1]Thaísa Ferreira Macedo (thaisa@coc.ufrj.br)
[1]Patrícia Hennig Osmari (patriciaosmari@gmail.com)
[1]Francisco Thiago Sacramento Aragão (fthiago@coc.ufrj.br)
[1]Leni Figueiredo Mathias Leite (lenimathias@yahoo.com.br)
[2]Renata Antoun Simão (renata.antoun@gmail.com)

AVALIAÇÃO DO MÉTODO DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA PARA DETERMINAÇÃO DO TEOR DE ASFALTO DE MATRIZES DE AGREGADO FINO

Adrian Grasson Filho
Adalberto Leandro Faxina
Departamento de Engenharia de Transportes
Escola de Engenharia de São Carlos
Universidade de São Paulo

RESUMO
Os estudos da Matriz de Agregados Finos (MAF) são capazes de proporcionar informações importantes acerca do comportamento à fadiga das misturas asfálticas. Dentre os métodos disponíveis para estimar o teor de asfalto da MAF, destaca-se o de Sousa *et al.* (2013), entretanto, a extração de asfalto por ignição pode ser uma dificuldade para alguns laboratórios, além de o método ser relativamente demorado. Na tentativa de contornar estas limitações, será avaliada a aplicabilidade de um método baseado no conceito de superfície específica do agregado mineral. Os teores de asfalto obtidos pelo método da superfície específica serão comparados aos obtidos pelo método de Sousa e ambos serão empregados na composição de corpos de prova para comparação dos volumes de vazios. Acredita-se que o método da superfície específica seja capaz de estimar os teores de asfalto para alguns materiais e não para outros. Nesses casos, espera-se poder identificar quais variáveis prejudicaram sua efetividade.

.

Adrian Grasson Filho (adrian.filho@usp.br)
Adalberto Leandro Faxina (adalberto@usp.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Avenida Trabalhador São-Carlense, 400, Parque Arnold Schimidt, São Carlos, SP, Brasil, 13566-590.

COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS FINAS COM ADIÇÃO DE MISTURA ASFÁLTICA FRESADA E RESÍDUO DE ÓLEO DE XISTO

Andrise Buchweitz Klug
Adalberto Leandro Faxina
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

RESUMO
A incorporação de misturas asfálticas fresadas a camadas asfálticas novas ganhou espaço devido aos apelos econômico e ambiental. O grande desafio desta técnica é corrigir o asfalto envelhecido, cuja alta rigidez torna as misturas asfálticas mais propensas ao trincamento. Agentes rejuvenescedores são empregados para restaurar as características do asfalto, reduzindo sua rigidez. Estudos na escala da matriz de agregado fino (MAF) vêm sendo realizados para avaliar a incorporação de materiais fresados a misturas asfálticas. O objetivo deste estudo é avaliar os efeitos do material fresado e do agente rejuvenescedor sobre o desempenho à fadiga de MAFs, por meio de ensaios de fadiga à tensão controlada. Os resultados mostraram que a alta rigidez do material fresado reduz a vida de fadiga das MAFs, ao incrementar as taxas de acúmulo de dano. A MAF preparada com asfalto novo apresentou desempenho à fadiga superior ao da MAF preparada com asfalto novo e agente rejuvenescedor.

ABSTRACT
The incorporation of reclaimed asphalt pavements (RAP) into new asphalt layers gained notoriety because of its economic and environmental appeals. The main challenge of such technique is to correct the aged binder, whose high stiffness makes the asphalt mixtures more prone to cracking. Rejuvenating agents have been used to restore the binder characteristics and reduce its stiffness. Most recently, the studies in the scale of the fine aggregate matrix (FAM) started to be used also to evaluate the incorporation of RAP into new asphalt mixtures. The objective of this study is to evaluate the effects of RAP and rejuvenating agent on the fatigue performance of FAMs, by means of fatigue tests in stress control. The results indicated that the high stiffness of the RAP reduces the fatigue lives of the FAMs due to the increase of the damage accumulation rates. The FAM prepared with new asphalt presented fatigue performance greater than the FAM prepared with new asphalt and rejuvenating agent.

1. INTRODUÇÃO

A reutilização de misturas asfálticas fresadas é uma prática que vem gradativamente ganhando espaço na produção de misturas asfálticas novas no Brasil. Dentro do contexto de economia e sustentabilidade, a reciclagem de quantidades cada vez maiores de misturas asfálticas fresadas representa redução nos custos de produção e na utilização de recursos não-renováveis (agregados minerais e asfalto), já que parte dos insumos é substituída por material reciclado. A incorporação de proporções maiores de misturas asfálticas recicladas e os efeitos de tais adições sobre a durabilidade das misturas asfálticas são objetos de estudos que visam garantir o melhor desempenho das camadas asfálticas produzidas com material reciclado.

Devido à tendência em aumentar a proporção do percentual de material fresado incorporado, o desempenho das misturas asfálticas a longo prazo se tornou uma preocupação. O asfalto envelhecido presente no material fresado aumenta a rigidez da mistura asfáltica, podendo levar à uma maior susceptibilidade ao trincamento por fadiga, embora o desempenho à deformação permanente seja geralmente incrementado. Para contornar tal problema, um agente rejuvenescedor deve ser adicionado, já que o rejuvenescimento restaura as características do asfalto, aproximando-o das características de um asfalto novo. Uma das abordagens utilizadas na avaliação das características das misturas asfálticas preparadas com material fresado e na definição de uma combinação ótima dos materiais é a realização de ensaios de fadiga na matriz de agregado fino (MAF).

Os ensaios com a MAF vêm sendo adotados na caracterização de misturas asfálticas, pois engloba parte da influência do agregado mineral e a influência integral do ligante asfáltico no processo de

dano por fadiga da mistura asfáltica. As mudanças na microestrutura do material são o princípio do processo de dano e ocorrem por meio de microtrincas na interface agregados-ligante e de microtrincas no próprio ligante, na matriz fina da mistura asfáltica. A MAF é composta por agregados finos, fíler e ligante asfáltico e representa uma escala intermediária entre o mástique e a mistura completa. A estrutura interna da MAF é mais homogênea que a estrutura interna da mistura completa, o que pode levar a uma menor variabilidade nos resultados, além de garantir resultados mais realistas do que os obtidos dos ensaios no mástique, uma vez que a MAF contém uma parcela de agregados minerais maior que a passada na peneira de malha 200. Os estudos na MAF permitem aquilatar, com certo grau de equivalência, o comportamento à fadiga da mistura asfáltica completa, fazendo uso de quantidades menores de material e dos mesmos equipamentos empregados na caracterização reológica de ligantes e mástiques asfálticos.

Os dados resultantes dos ensaios de dano na MAF podem ser analisados por meio da teoria da mecânica do contínuo. Esta teoria admite um dado material danificado com uma certa rigidez como um material não danificado com rigidez reduzida, no qual as microtrincas estão uniformemente distribuídas. Nesta teoria, a dependência do tempo na resposta do material é eliminada por meio de princípios de correspondência, transformando variáveis físicas, como tensão, deformação e rigidez, nas pseudovariáveis pseudotensão, pseudodeformação e pseudorrigidez. A evolução do dano no material é descrita por meio de uma função $C(S)$, cuja redução na pseudorrigidez, C, está associada ao estado interno do material, S.

Este estudo é parte da dissertação de mestrado do primeiro autor, na qual ensaios de dano por fadiga à tensão controlada foram realizados utilizando amostras cilíndricas de MAF (40 mm de altura e 12 mm de diâmetro), compostas por diferentes proporções de fresado (0, 20, 40 e 100%), dois CAPs (50/70 e 85/100) e resíduo de óleo de xisto como agente rejuvenescedor, adicionado à mistura em diferentes proporções (100/0, 50/50 e 0/100% – asfalto/agente rejuvenescedor). Neste artigo, serão apresentados os resultados referentes às MAFs que foram produzidas variando a porcentagem de fresado (0, 20 e 100%), utilizando o CAP 50/70 para correção do teor de asfalto e o resíduo de óleo de xisto. Os dados dos ensaios foram utilizados para prever o comportamento à fadiga das misturas asfálticas finas por meio do ajuste de um modelo mecanístico de previsão de vida de fadiga baseado na teoria do dano contínuo viscoelástico. O objetivo principal desta pesquisa é investigar o efeito da incorporação de proporções variadas de misturas asfálticas fresadas e do resíduo de óleo de xisto como agente de rejuvenescimento no desempenho à fadiga de misturas asfálticas finas.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Reciclagem de misturas asfálticas

A incorporação de misturas asfálticas fresadas a misturas asfálticas novas surgiu como alternativa para contornar os altos custos dos insumos relacionados ao petróleo, durante a crise mundial do petróleo na década de 1970, e tem sido adotada pela indústria da pavimentação em diversos países. Atualmente, países como Alemanha e Espanha reutilizam praticamente 100% do volume anual de misturas asfálticas fresadas produzido, ao passo que a Holanda reutiliza cerca de 80%, a Itália 70% e a França cerca de 68% (EAPA, 2015). No Japão e nos Estados Unidos, a atual taxa de reciclagem é próxima a 100% (Kubo, 2014; Hansen e Copeland, 2015).

Teoricamente, uma mistura com material fresado deve ser produzida de maneira que apresente as mesmas propriedades uma mistura produzida com novos materiais (Newcomb *et al*., 2007),

porém ainda há muitas incertezas relacionadas ao desempenho a longo prazo de misturas asfálticas com material fresado, especialmente aquelas produzidas com altos teores de material reciclado (Copeland, 2008). Alguns estudos recentes indicam que misturas asfálticas com material fresado, projetadas e produzidas adequadamente, podem apresentar desempenho similar a misturas contendo apenas materiais virgens, quando as proporções de material fresado variam entre 10 e 30% (McDaniel e Anderson, 2000; Mogawer *et al*., 2011). Outros estudos mostram a viabilidade de produzir misturas asfálticas por meio da incorporação de teores de material fresado mais altos – da ordem de 50% (Kim *et al*., 2009; Mogawer *et al.*, 2016) e 100% da massa total (Silva *et al.,* 2012; Zaumanis *et al*., 2014).

O asfalto enrijecido presente nas misturas asfálticas fresadas provoca acréscimo na rigidez da mistura asfáltica, o que pode afetar o desempenho a longo prazo do pavimento. A ampla gama de estudos já realizados indica um efeito positivo na resistência à deformação permanente de misturas compostas com material fresado, com exceção àquelas com alto teor de RAP, cujo desempenho à deformação permanente ainda não se encontra bem estabelecido (Freire *et al*., 2014). Em relação à resistência ao trincamento por fadiga, o panorama geral ainda é inconclusivo, visto que a adição de material fresado pode levar a resultados positivos em alguns casos e negativos em outros (Freire *et al*., 2014).

Asfaltos de penetração alta são adicionados à mistura asfáltica contendo material reciclado, no intuito de compensar a rigidez excessiva oriunda do asfalto envelhecido. Para tanto, o asfalto novo deve ser selecionado com base no nível de rigidez do ligante envelhecido (Tavakol *et al*., 2017). Agentes rejuvenescedores também podem ser adicionados à mistura asfáltica, pois atuam de forma a restaurar as propriedades físicas e químicas do asfalto envelhecido, de modo a aproximá-las das presentes em um asfalto virgem (Newcomb *et al*., 2007). Tais produtos tem o papel de restaurar a estrutura coloidal e os componentes químicos do asfalto endurecido, reduzindo a viscosidade e a rigidez e aumentando a ductilidade (Ali *et al*., 2015). Se o ligante envelhecido for corretamente rejuvenescido, maiores porcentagens de material fresado podem ser incorporadas, sem comprometer o desempenho do pavimento (Ali *et al*., 2015). Pesquisadores confirmaram a eficácia do uso de rejuvenescedores, reportando principalmente o efeito positivo dos rejuvenescedores na resistência ao trincamento por fadiga e de origem térmica (Shen *et al.*, 2007, Yu *et al*., 2014).

No Brasil, um dos agentes rejuvenescedores mais utilizados é o resíduo de óleo de xisto (AR-5) (Castro, 2003), fração pesada do óleo de xisto obtida por fracionamento a vácuo do óleo de xisto bruto (Faxina, 2006). Alguns estudos verificaram que uma fração destilada de óleo de xisto, quando utilizada como agente rejuvenescedor, resulta em desempenho comparável ao desempenho de outros agentes rejuvenescedores comerciais contendo derivados de petróleo (Plancher e Peterson, 1982), porém apresenta maior aromaticidade, acarretando maior poder de rejuvenescimento, e contém alto teor de nitrogênio básico, conferindo maior adesividade do ligante recuperado ao agregado, quando comparado a outros produtos derivados do petróleo diretamente (Leite *et al.*, 1990).

2.2. Matriz de agregado fino – MAF

A análise das propriedades das misturas asfálticas compostas com material fresado pode ser feita por meio de ensaios reológicos no asfalto extraído e recuperado da mistura asfáltica reciclada (Peterson *et al*., 2000; Ma *et al*., 2012). Porém, durante este processo, pode ocorrer alteração das propriedades do asfalto pela ação dos solventes (Ma *et al*., 2012), incluindo o

aumento da rigidez do asfalto por conta da potencial reação entre componentes do asfalto e o solvente (Burr *et al*., 1991). Uma alternativa para contornar estas limitações consiste na análise das propriedades mecânicas da mistura por meio de ensaios reológicos em amostras de MAF (He *et al.*, 2016; Nabizadeh, 2015).

Com base no entendimento de que o processo de dano nas misturas asfálticas começa nas descontinuidades do material, como vazios e microtrincas, sejam microtrincas na interface agregado-ligante (adesivas) ou microtrincamentos do próprio asfalto (coesivas), pesquisadores como Kim *et al*. (2003a,b) passaram a utilizar a MAF para estimar o comportamento mecânico das misturas asfálticas. Kim e Little (2005) desenvolveram um método de ensaio que consiste em submeter as amostras cilíndricas de MAF a carregamento oscilatório, seguindo dois passos: 1) ensaios a baixas deformações, para identificar as propriedades viscoelásticas do material; e 2) ensaios a altas deformações, para avaliar a evolução do dano no material. Dados de ensaios realizados na MAF foram comparados aos resultados de ensaios realizados na mistura completa e as correlações indicaram que os ensaios na escala da MAF fornecem informações satisfatórias para prever o comportamento da mistura completa (Nabizedeh, 2015; Freire *et al.*, 2017).

2.3. Teoria do dano contínuo viscoelástico – VECD (*Viscoelastic continuum damage theory*)

Na termodinâmica, o comportamento de um corpo elástico que sofre mudanças em sua estrutura pode ser expresso por meio de tensões, σ, e deformações, ε, conforme a Equação 2.1, na qual W_T é o trabalho realizado. Além disso, a existência de uma função de energia de deformação $W=W(\varepsilon, S_m)$ é admitida, na qual S_m ($m = 1, 2, 3, M$) se refere a um incremento na variável de estado interno, S. As mesmas relações utilizadas para descrever o comportamento de materiais elásticos podem ser utilizadas para materiais viscoelásticos, porém as variáveis tensão e deformação não são, necessariamente, quantidades físicas, mas pseudovariáveis: pseudotensão (σ^R) e pseudodeformação (ε^R). Por meio de princípios de correspondência, o comportamento de matériais viscoelásticos pode ser representado por uma relação de tensão e pseudodeformação (Equação 2.2), em que $W^R = W^R(\varepsilon^R, S_m)$ é a função da energia de pseudodeformação. A lei da evolução do dano para materiais viscoelásticos é dada pela Equação 2.3, na qual $\dot{S}_m$ é a taxa de evolução do dano e α_m é uma constante do material (Schapery, 1984; 1990).

$$W_T = \int \sigma_{ij}\, d\varepsilon_{ij} \qquad (2.1)$$

$$\sigma = \frac{\partial W^R}{\partial \varepsilon^R} \qquad (2.2)$$

$$\dot{S}_m = \left(-\frac{\partial W^R}{\partial S_m} \right)^{\alpha_m} \qquad (2.3)$$

O comportamento mecânico de misturas asfálticas passou então a ser abordado pela mecânica do contínuo. Estudos verificaram que, utilizando esta teoria seria possível caracterizar o dano à fadiga da mistura asfáltica, independentemente do modo de aplicação do carregamento (uniaxial ou torsional), modo do carregamento (tensão ou deformação controlada), amplitude e frequência do carregamento (Lee e Kim, 1998; Daniel e Kim, 2002). Lee e Kim (1998) realizaram estudos sobre o comportamento mecânico do concreto asfáltico e propuseram uma solução para a lei da evolução do dano. Aqueles pesquisadores verificaram que a pseudorrigidez, C, é função do estado interno do material, S, e a equação constitutiva para materiais viscoelásticos com dano crescente pode ser reescrita de forma que $\sigma = IC(S)\varepsilon^R$, na qual I é a pseudorrigidez inicial considerada para minimizar as variações entre amostras. Após ajustes matemáticos, a variável de estado interno do material, S, pode ser calculada por meio da Equação 2.4, na qual α é a taxa de evolução do dano. A função $C(S)$ é então obtida plotando a curva CxS e ajustando um modelo de regressão (Equação 2.5) à curva, em que C_0, C_1, e C_2 são coeficientes do modelo.

$$S \equiv \sum_{i=1}^{N} \left[\frac{I}{2}(\varepsilon^R)^2(C_{i-1}-C_i)\right]^{\alpha/(1+\alpha)} (t_i-t_{i-1})^{\alpha/(1+\alpha)} \quad (2.4)$$

$$C(S)=C_0-C_1(S_1)^{C_2} \quad (2.5)$$

2.4. Modelo mecanístico de previsão de vida de fadiga

Um modelo mecanístico de previsão de vida de fadiga derivado da teoria do VECD é descrito nas Equações 2.6 a 2.8. O modelo estima o número de ciclos necessário para degradar o material, N_f, a um certo nível de pseudorrigidez, C, ou para acumular um certo nível de dano, S_f, a uma dada frequência, f, e a uma certa amplitude de pseudodeformação, ε^R. Os parâmetros C_1 e C_2 são obtidos da Equação 2.5 (Lee *et al*., 2000; Kim e Little, 2005).

$$N_f \equiv A\left(\varepsilon^R\right)^{-B} \quad (2.6)$$

$$A=f\left\{\frac{1}{2}C_1C_2\right\}^{\alpha}\{1+\alpha(1-C_2)\}^{-1}S_f^{[1+\alpha(1-C_2)]} \quad (2.7)$$

$$B=2\alpha \quad (2.8)$$

2.5. Viscoelasticidade linear

Materiais viscoelástico-lineares apresentam comportamento intermediário entre o elástico e o viscoso e suas propriedades dependem da temperatura e da taxa de carregamento. A baixas temperaturas ou altas frequências, tais materiais se comportam como sólidos elásticos, ao passo que a altas temperaturas ou baixas taxas de carregamento, tendem a se comportar como fluidos viscosos. Embora não haja um material que seja perfeitamente linear, independentemente das condições às quais esteja sujeito, a caracterização viscoelástico-linear tem se mostrado adequada para descrever o comportamento reológico dos ligantes asfálticos (Bahia *et al*., 1992).

Para caracterizar a resposta viscoelástica dos materiais asfálticos, três tipos de carregamento podem ser empregados: i) ensaio de fluência: o acúmulo de deformação é observado quando uma carga constante ao longo do tempo é aplicada ao material e a compliância na fluência, $D(t)$, é obtida pela relação entre deformação e tensão; ii) ensaio de relaxação: o material é submetido a uma deformação constante, enquanto a tensão é aliviada ao longo de tempo, e o módulo de relaxação, $G(t)$, é função da tensão ao longo do tempo necessária para manter a deformação constante; e iii) ensaio a taxa de deformação constante: o material é submetido a um carregamento que provoca uma taxa de deformação constante (Faxina, 2006).

Nos estudos com MAF, ensaios de fluência podem ser empregados na estimativa da taxa de relaxação dos materiais (Karki, 2014; Karki et al., 2015), porém a curta duração destes ensaios pode não ser indicada para a perfeita caracterização de alguns materiais. Uma alternativa é obter a taxa de relaxação dos materiais por meio da conversão de um conjunto de medidas de $G^*.cos\delta$ (G') obtido em diversas frequências na curva de relaxação do material, da qual, por meio do ajuste de uma função potencial, se obtém a taxa de relaxação. Em se procedendo desta forma, o material fica mais tempo sujeito a carregamento que em um ensaio de fluência e a estimativa da taxa de relaxação é mais precisa.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais

Foram empregados o agregado mineral novo, de origem basáltica, proveniente da Pedreira Bandeirantes, localizada no município de São Carlos, SP, e o material fresado coletado em

rodovias da região do município de São Carlos. Em ambos os casos, foram utilizadas apenas as partículas passantes na peneira #10 (2,00 mm) na produção das MAFs. A distribuição granulométrica da fração fina do agregado novo foi ajustada para enquadrá-la ao centro da faixa C do DNIT. O teor de asfalto presente no material fresado foi determinado por meio de ensaio de extração e o resultado obtido foi 7,1%. O material fresado não foi enquadrado na mesma faixa granulométrica do agregado mineral novo, em função da dificuldade em se fazer o controle granulométrico do material fresado quando a sua incorporação é feita sem extração do asfalto. A densidade do agregado mineral novo foi utilizada na estimativa do teor de asfalto pelo método da superfície específica, tendo sido obtido um teor de 8,0%. A correção do teor de asfalto do material fresado foi feita por meio da adição de CAP 50/70 e agente rejuvenescedor (resíduo de óleo de xisto).

A Tabela 1 apresenta informações detalhadas da composição das MAFs e o cálculo para correção do teor de asfalto. Para a MAF 3, por exemplo, composta com 20% de fresado e 80% de agregados novos, 6,40% em massa de asfalto novo são necessários para recobrir os 80% de agregado novo, admitindo um teor de asfalto de 8,00% (8,00x0,80=6,40), e 0,18% em massa de asfalto novo é necessário para recobrir os 20% de material fresado, admitindo um teor de asfalto residual de 7,10% ([8,00-7,10]x0,20=0,18). O mesmo raciocínio se aplica à MAF 4, sendo que, neste caso, o teor de 0,18% corresponde a 0,09% de asfalto novo e a 0,09% de agente de rejuvenescimento. Os corpos de prova foram moldados em compactador giratório com número de giros igual a 100. As extremidades dos corpos de prova foram serradas e uma serra copo acoplada a uma furadeira de bancada foi empregada na extração das amostras de MAF.

Tabela 1: Composição das MAFs

MAF	CAP 50/70 (%)	óleo de xisto 1 (%)	observação
MAF 1	-	-	somente material fresado
MAF 2	8,00	-	agregado mineral e asfalto novos
MAF 3	0,18+6,40=6,58	-	20/80* – 100/0**
MAF 4	0,09/6,40	0,09	20/80 – 50/50

*****percentuais de material fresado e agregados minerais novos
******percentuais de asfalto novo e agente rejuvenescedor

3.2. Ensaios no DSR

3.2.1. Faixa de viscoelasticidade linear

Foi executada uma varredura de tensão, 5 a 450 kPa, na temperatura de 25°C e na frequência de 1 Hz, a fim de definir a faixa de viscoelasticidade linear dos materiais. A faixa de viscoelasticidade linear adotada nesta pesquisa é aquela em que a rigidez inicial sofre redução de até 10%. Tal tensão foi utilizada posteriormente no ensaio de *fingerprint*. O corpo de prova empregado nesta etapa foi descartado logo após a conclusão deste procedimento.

3.2.2. Propriedades viscoelástico-lineares

O ensaio de *fingerprint* foi realizado a fim de obter os valores de módulo complexo (G^*) e ângulo de fase (δ) dos materiais, em diferentes temperaturas, para cálculo do parâmetro m (taxa de relaxação do material e que corresponde à inclinação da curva do módulo de relaxação *vs.* tempo: $m = - logG[t]/log[t]$ [Schapery, 1975]). Foi adotada a tensão de 15 kPa, a fim de evitar a indução de dano no material. As frequências empregadas neste procedimento foram: 30; 26; 22; 18; 14; 10; 6; 4; 2; 1; 0,5; 0,2; 0,1; 0,05 e 0,01.

Os valores do módulo de armazenamento $G'(\omega)=|G^*(\omega)|cos\delta(\omega)$ foram calculados e a curva $G'(\omega)$ vs. frequência angular, ω, foi traçada. A esta curva foi ajustado o modelo de Maxwell, por meio de Séries de Prony. Em seguida, a curva foi convertida do domínio de frequência para o domínio de tempo, utilizando uma Transformada de Laplace e os dados do módulo de cisalhamento, *G*, em função do tempo, foram obtidos. A curva $G(t)$ *vs.* tempo foi construída e a uma equação potencial ($G = G_0+G_1t^{-m}$) foi ajustada aos dados, a fim de estimar o parâmetro *m* do material.

3.2.3. Ensaios de dano

Ensaios oscilatórios sob tensão controlada foram realizados a fim de induzir dano aos materiais. As tensões empregadas estão na faixa de 50 a 250 kPa. O módulo complexo viscoelástico-linear (G^*_{LVE}) adotado corresponde à média dos valores de G^* obtidos no *fingerprint*, na frequência de 1 Hz. Os valores da pseudorrigidez (*C*) e do dano acumulado (*S*) foram calculados por meio d as equações da teoria do dano contínuo viscoelástico.

4. RESULTADOS

4.1. Propriedades viscoelástico-lineares

Segundo Lee e Kim (1998), a taxa de evolução do dano, α, pode ser calculada como $\alpha = 1/m$, para ensaios sob tensão controlada, sendo o parâmetro *m* a taxa de relaxação do material. Amostras diferentes de uma mesma mistura podem apresentar variações no parâmetro *m*, bem como no valor de G^*_{LVE}, devido à heterogeneidade inerente aos materiais. A Tabela 2 apresenta os valores individuais e médios das propriedades viscoelásticas dos materiais.

Tabela 2: Propriedades viscoelástico-lineares das MAFs

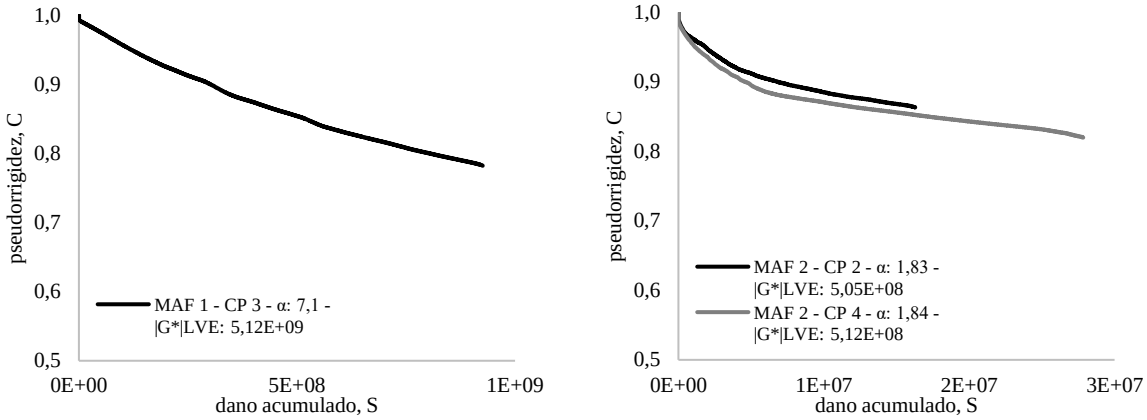
MAF	CP	Vv (%)	m	$m_{(médio)}$	α	$\alpha_{(médio)}$	G^*_{LVE}	$G^*_{LVE(médio)}$
MAF 1	03	3,90	0,141	0,141	7,10	7,10	$5,12x10^9$	$5,12x10^9$
MAF 2	02	1,20	0,547	0,546	1,83	1,84	$5,05x10^8$	$5,08x10^8$
MAF 2	04	1,30	0,544		1,84		$5,12x10^8$	
MAF 3	07	1,20	0,351	0,354	2,85	2,83	$1,00x10^9$	$8,54x10^8$
MAF 3	09	1,20	0,356		2,81		$7,08x10^8$	
MAF 4	01	4,10	0,351	0,379	2,85	2,65	$1,04x10^9$	$9,84x10^8$
MAF 4	04	3,30	0,406		2,46		$9,27x10^8$	

4.2. Curvas características e curvas de fadiga

Foram testadas duas amostras de cada MAF, à exceção da MAF 1, dado que a rigidez elevada dificulta a replicação. As curvas características das MAFs foram construídas conforme o modelo proposto por Lee e Kim (1998). As amostras da MAF 2 apresentaram propriedades viscoelásticas similares e curvas características sobrepostas. A Figura 1 apresenta as curvas características das MAFs 1 e 2. As propriedades das MAFs 3 e 4 apresentaram certa diferença, resultando em curvas características diferentes. Para o ajuste das curvas *CxS*, foi considerada a média das propriedades de cada amostra. A Figura 2 apresenta as curvas *CxS* das duas amostras da MAF 3 e das duas amostras da MAF 4, obtidas com base nas propriedades obtidas nos ensaios, bem como as curvas obtidas com base na média das propriedades das duas amostras.

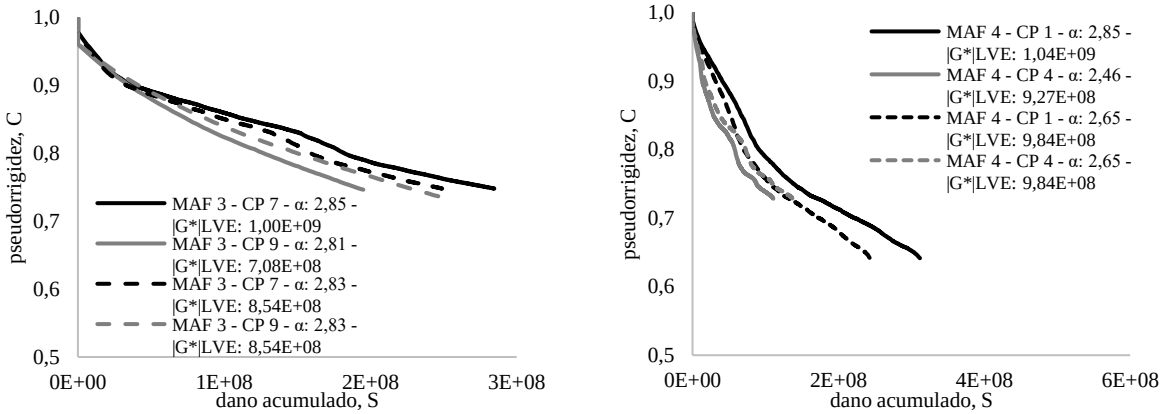
A vida de fadiga dos materiais, N_f, foi prevista considerando o modelo mecanístico de previsão de vida fadiga desenvolvido por Lee *et al*. (2000) e Kim e Little (2005). Os modelos de fadiga foram ajustados para uma redução de 50% na pseudorrigidez dos materiais. As curvas de fadiga

resultaram ligeiramente diferentes para amostras de um mesmo material, por conta da variabilidade constatada nas propriedades viscoelásticas das amostras. Esta diferença pode ser corrigida com a reconstrução das curvas características com base nas propriedades viscoelásticas médias. As curvas de fadiga para cada amostra, considerando as curvas características originais e as reconstruídas, são apresentadas nas Figuras 3 e 4.



(a) (b)

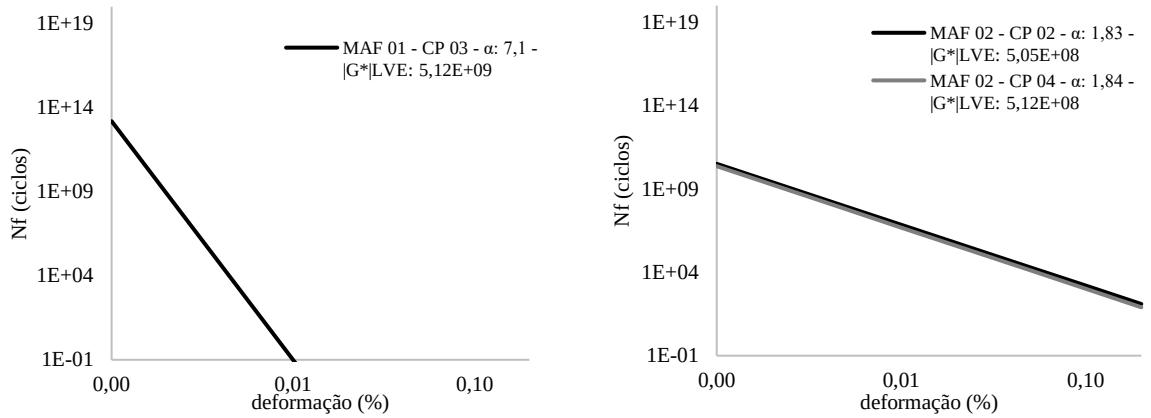
Figura 1: Curvas *CxS* para (a) MAF 1 (material fresado) e (b) MAF 2 (agregado e ligante novos)



(a) (b)

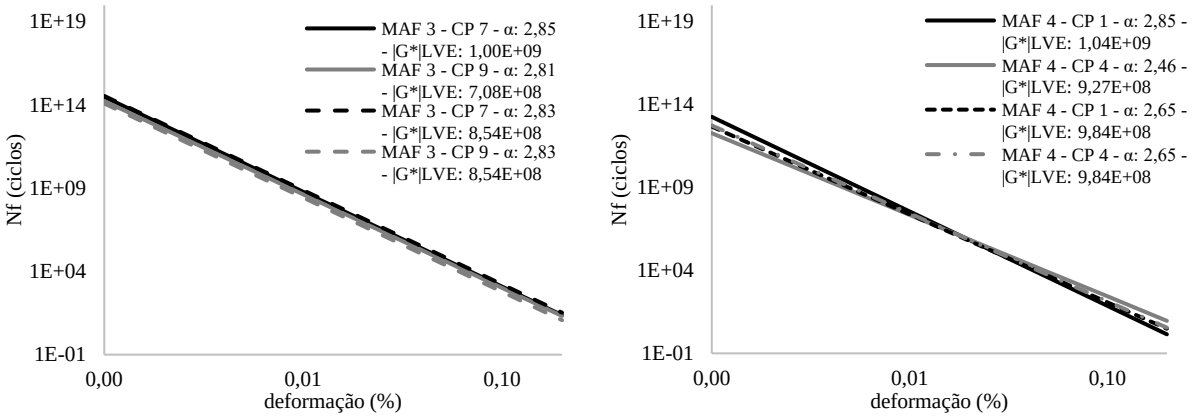
Figura 2: Curvas *CxS* obtidas com base nos dados dos ensaios e Curvas *CxS* obtidas com base na média das propriedades viscoelásticas para: (a) MAF 3 e (b) MAF 4

A Figura 5a apresenta as curvas características para as quatro MAFs analisadas. A Figura 5b apresenta as curvas de fadiga das MAFs, por meio das quais é possível comparar o efeito das diferentes proporções de material fresado (0%, 20% e 100%) e da adição de asfalto ou asfalto e agente sobre a vida de fadiga dos materiais. O parâmetro A do modelo de fadiga é dependente da variação da integridade do material em função do dano acumulado (curva CxS) e do módulo complexo inicial (quando o material ainda não sofreu dano). Já o parâmetro B expressa diretamente a taxa de evolução do dano imposto ao material. A Tabela 3 contém os valores individuais e médios dos parâmetros A e B das amostras ensaiadas. As curvas de fadiga (Figura 5) são muito distintas e o comportamento relativo dos materiais difere para diferentes níveis de deformação. Por esta razão, dois níveis de deformação foram analisados (0,005% e 0,050%) e os valores da vida de fadiga para cada nível de deformação, bem como o ordenamento das MAFs quanto ao desempenho à fadiga, estão apresentados na Tabela 4.



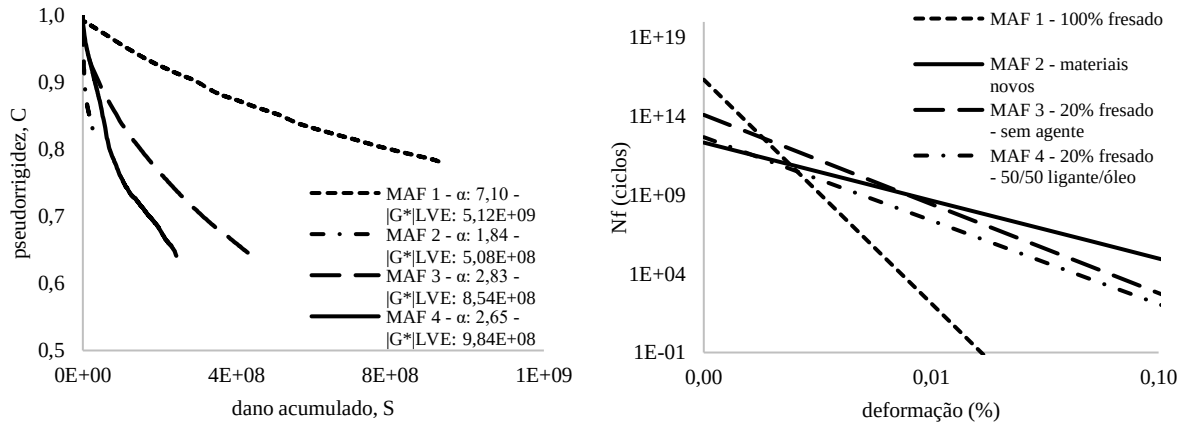
(a) (b)

Figura 3: Curvas de fadiga: (a) MAF 1 e (b) MAF 2



(a) (b)

Figura 4: Curvas de fadiga obtidas com base nas curvas características originais e ajustadas (considerando a média das propriedades viscoelásticas): (a) MAF 3 e (b) MAF 4



(a) (b)

Figura 5: Curvas (a) curvas CxS e (b) curvas de fadiga das MAFs analisadas

A MAF 1 apresenta o valor mais alto do parâmetro A, por conta da sua maior rigidez, e apresenta o valor mais alto do parâmetro B, o que se reflete em uma maior taxa de acúmulo de dano. A MAF 2, por outro lado, por ser composta apenas por materiais novos, apresenta menor rigidez e, consequentemente, o menor valor de A, além de apresentar a menor taxa de acúmulo de dano e,

consequentemente, o menor valor para B. As outras duas MAFs, por conterem teores intermediários de material fresado e materiais novos, apresentaram valores intermediários para A e B. O ordenamento dos materiais quanto ao desempenho à fadiga (Tabela 4) na deformação baixa indicou que a MAF 3 apresenta o melhor desempenho à fadiga e que a MAF 1 apresenta o pior desempenho. Na deformação alta, a MAF 2 apresentou o melhor desempenho e a MAF 1 o pior. O ordenamento final mostrou que as MAFs 2 e 3 têm desempenho à fadiga equivalente e que estes materiais são os mais indicados na comparação. No ordenamento final, a MAF 1 apresentou o pior desempenho e a MAF 4 é o material com o terceiro melhor desempenho.

Tabela 3: Coeficientes A e B do modelo de fadiga para as MAFs avaliadas

Material	CP	A	$A_{(médio)}$	Cv (%)	B	$B_{(médio)}$	Cv(%)
MAF 1	3	1,26E+80	1,75E+83		14,21	14,21	
MAF 2	2	1,12E+24	5,08E+26	161	3,66	3,67	0,7
MAF 2	4	1,04E+24			3,68		
MAF 3	7	1,36E+35	1,01E+37	186	5,70	5,66	1,5
MAF 3	9	9,82E+33			5,61		
MAF 4	1	9,47E+33	7,39E+35	200	5,70	5,31	14,7
MAF 4	4	4,44E+29			4,92		

Tabela 4: Ordenamento das MAFs para dois níveis de deformação (0,005 e 0,05%)

Material	N_f (0,005%)	posição	N_f (0,050%)	posição	posição final
MAF 1	2,52E+06	4	1,56E-08	4	4
MAF 2	8,48E+10	1	1,82E+07	1	1
MAF 3	3,91E+10	2	8,55E+04	2	2
MAF 4	9,50E+08	3	4,76E+03	3	3

Tais constatações mostram que: (i) a incorporação de material fresado, em proporções da ordem de 20%, compromete o comportamento à fadiga, quando comparado ao desempenho de uma mistura preparada apenas com materiais novos; e (ii) a correção do teor de asfalto do material fresado apenas com CAP 50/70 se mostrou mais efetiva que a correção feita com 50% de CAP 50/70 e 50% de resíduo de óleo de xisto – isto se deve provavelmente à não difusão do óleo no asfalto envelhecido presente no material fresado. O fato constante aqui vai ao encontro do que é mencionado na literatura, acerca da ineficiência do agente, quando as condições de mistura não favorecem a perfeita difusão do agente rejuvenescedor na matriz do asfalto envelhecido (Carpenter e Wolosick, 1980).

5. CONCLUSÕES

Este trabalho teve por objetivo avaliar o desempenho à fadiga de matrizes de agregado fino preparadas com misturas asfálticas fresadas e agente de rejuvenescimento. As MAFs foram submetidas a ensaios para obtenção de parâmetros viscoelástico-lineares e de dano e suas curvas características foram levantadas. Tais curvas foram ajustadas a modelos potenciais, para estimativa dos parâmetros do modelo de fadiga. As seguintes conclusões merecem destaque:

- a adição de material fresado tende a tornar as matrizes de agregado fino mais rígidas, o que se reflete no aumento da integridade (parâmetro A do modelo de fadiga) e da taxa de acúmulo de dano (parâmetro B);
- o desempenho à fadiga se relaciona diretamente com a rigidez das amostras, estando as amostras mais rígidas mais suscetíveis ao dano; as altas rigidezes estão também

associadas a baixos valores de taxa de relaxação, o que se reflete em maiores taxas de acúmulo de dano; por conta disto, a MAF (de referência) produzida com 100% de material fresado apresenta desempenho significativamente inferior às demais e a MAF produzida apenas com materiais novos apresenta desempenho superior às demais;

- os materiais apresentam desempenho à fadiga fortemente dependente do nível de deformação atuante no pavimento: a deformações baixas, a MAF produzida com 20% de material fresado e com o teor de asfalto corrigido apenas com a adição de CAP 50/70 apresenta desempenho similar à MAF produzida apenas com materiais novos, ao passo que a deformações altas, a MAF produzida apenas com materiais novos é a que apresenta melhor desempenho;
- a correção do teor de asfalto do material fresado com CAP 50/70 se mostrou mais efetiva que a correção feita com 50% de CAP 50/70 e 50% de resíduo de óleo de xisto – isto se deve provavelmente à não difusão do óleo no asfalto envelhecido.

Agradecimentos
Os autores agradecem ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico (CNPq) pela concessão de bolsa de mestrado (processo n°. 132378/2015-9) e à Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP) pela concessão de Bolsa de Pesquisa no Exterior (processo n°. 2015/24082-1).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ali, A. W.; Mehta, Y. A.; Nolan, A.; Bennert, T. (2015). *Investigation of Impact of Aging and Amount of Reclaimed Asphalt Pavement on Effectiveness of Rejuvenators*. Transportation Research Board Annual Meeting. Washington, DC.

Bahia, H. U.; Anderson, D. A.; Christensen, D. W. (1992). The Bending Beam Rheometer: a Simple Device for Measuring Low-Temperature Rheology of Asphalt Binders (With Discussion). *Association of Asphalt Paving Technologists*. 61, 117–153.

Burr, B.; Davison, R.; Jemison, H.; Glover, C.; Bullin, J. (1991). Asphalt hardening in extraction solvents. *Transportation Research Record.* 1323, 70–76.

Carpenter, S. H.; Wolosick, J. R. (1980). Modifier influence in the characterization of hot-mix recycled material. *Transportation Research Record*, n. 777, Washington, D.C., p.15-22.

Castro, L. N. (2003). *Reciclagem a Frio "In Situ" com Espuma de Asfalto*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 156p.

Copeland, A. (2008). *Sustaining our Highways: A National Perspective on RAP Usage and Best Practices for Recycled Asphalt Pavements*. Presented at Pavement Performance Prediction Symposium. Laramie, Wyo.

Daniel, J. S.; Kim, Y. R. (2002). Development of a simplified fatigue test and analysis procedure using a viscoelastic continuum damage model. *Association of Asphalt Paving Technologists*. 71, 619–650.

European Asphalt Pavement Association – EAPA (2015). Disponível em: http://www.eapa.org/asphalt.php

Faxina A. L. (2006). *Estudo da viabilidade técnica do uso do resíduo de óleo de xisto como óleo extensor em ligantes asfalto-borracha*. Tese de doutorado. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP.

Freire, R. A.; Babadopulos, L. F. A. L.; Castelo Branco, V. T. F.; Bhasin, A. (2017). Aggregate Maximum Nominal Sizes' Influence on Fatigue Damage Performance Using Different Scales. *Journal of Materials in Civil Engineering.* -1--1.

Freire, R. A.; Castelo Branco, V. T. F.; Vasconcelos, K. (2014). Avaliação da resistência ao trincamento de misturas asfálticas compostas por agregados miúdos com diferentes tamanhos máximos nominais. *Revista Transportes*. 22(3). 117–127.

Hansen, K. R.; Copeland, A. (2015). *Asphalt Pavement Industry Survey on Recycled Materials and Warm-Mix Asphalt Usage: 2014*. Report nº: Information Series 138 (5th edition). National Asphalt Pavement Association. Federal Highway Administration. Washington, DC. 28 p.

He, Y.; Alavi, M. Z.; Jones, D.; Harvey, J. (2016). Proposing a solvent-free approach to evaluate the properties of blended binders in asphalt mixes containing high quantities of reclaimed asphalt pavement and recycled asphalt shingles. *Construction and Building Materials.* 114, 172–180.

Karki, P. (2014). *An Integrated Approach to Measure and Model Fatigue Damage and Healing in Asphalt Composites.* Ph.D. dissertation, Texas A&M University. Austin, TX.

Karki, P. et al. (2015). Quantifying overall damage and healing behavior of asphalt materials using continuum damage approach. *International Journal of Pavement Engineering*, v.16, n.4, p.350-362.

Kim, Y.-R.; Little, N. D. (2005). *Development of Specification-Type Tests to Assess the Impact of Fine Aggregate and Mineral Filler on Fatigue Damage*. Report No. FHWA/TX-05/0-1707-10. Federal Highway Administration, U.S. Department of Transportation and Texas Transportation Institute, 116 p.

Kim, Y. R.; Little, D. N.; Lytton, R. L. (2003a). Fatigue and Healing Characterization of Asphalt Mixtures. *Journal of Materials in Civil Engineering*. 15(1), 75–83.

Kim, Y. R.; Little, D. N.; Song, I. (2003b). Effect of Mineral Fillers on Fatigue Resistance and Fundamental Material Characteristics. *Transportation Research Record*. 1832, 03-3454.

Kim, S.; Sholar, G.A.; Kim, J.; Byron, T. (2009). *Performance of Polymer Modified Asphalt Mixture with Reclaimed Asphalt Pavement.* Transportation Research Board. Annual Meeting. Washington, D.C.

Kubo, K. (2014). *Recycling in Japan. Application of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Asphalt Shingles in Hot-Mix Asphalt*. Papers from a Workshop. Transportation Research Board. Washington, D.C.

Lee, H.-J.; Kim, Y. R. (1998). Viscoelastic continuum damage model of asphalt concrete with healing. *Journal of Engineering Mechanics*, 124 (11), 1224–1232.

Lee, H.-J.; Daniel, J. S.; Kim, Y. R. (2000). Continuum Damage Mechanics-Based Fatigue Model of Asphalt Concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 12 (2), 105–112.

Leite, L. F. M.; Capudi, G. G.; Junior, F. A.; Giampaglia, H. R. (1990). *Emprego do Resíduo Pesado de Óleo de Xisto como Agente de Reciclagem para Asfaltos*. Em: Encontro de Asfalto, 10˚, IBP, Rio de Janeiro, 1990.

Ma, T.; Huang, X.; Hussain, U.B. (2011). Evaluation of reclaimed asphalt pavement binder stiffness without extraction and recovery. *Journal of Central South University of Technology*. 18(4), 1316–1320.

McDaniel, R. S.; Anderson, M. R. (2000). *Recommended Use of Reclaimed Asphalt Pavement in the Superpave Mix Design Method. Technician's Manual*. NCHRP Report Nº: 452. Washington, DC.

Mogawer, W.S.; Austerman, A.J.; and Roussel, M. (2011). *Performance characteristics of asphalt rubber mixtures containing RAP and warm mix asphalt technology*. Second international conference on warm-mix asphalt. 11–13 October 2011 St. Louis, MO. Washington, DC: National Asphalt Pavement Association.

Mogawer, W. S.; Fini, E. H.; Austerman, A. J.; Booshehrian, A.; Zada, B. (2016). Performance Characteristics of High Reclaimed Asphalt Pavement Containing Bio-modifier. *Road Materials and Pavement Design*. 17(3), 753–767.

Nabizadeh, H. (2015). *Viscoelastic, Fatigue Damage, and Permanent Deformation Characterization of High Rap Bituminous Mixtures Using Fine Aggregate Matrix (FAM).* Ph.D. Dissertation, University of Nebraska–Lincoln. Lincoln, NE.

Newcomb, D.; Brown, E.R.; and Epps J.A. (2007). *Designing HMA Mixtures with High RAP Content: A Practical Guide*. Quality Improvement Series 124. National Asphalt Pavement Association. Lanham, MD.

Peterson, R.L.; Soleymani, H.R.; Anderson, R.M.; McDaniel, R.S. (2000). Recovery and Testing of RAP Binders from Recycled Asphalt Pavements. *Association of Asphalt Paving Technologists.* 69, 72–91.

Plancher, H., Petersen, J. C. (1982). U.S. Patent No. 4.325.738. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.

Schapery, R. A. (1975). A theory of crack initiation and growth in viscoelastic media III. Analysis of continuous growth. *International Journal of Fracture*, 11, 549–562.

Schapery, R. A. (1984). Correspondence principles and a generalized J integral for large deformation and fracture analysis of viscoelastic media. *International Journal of Fracture*, 25, 195–223.

Schapery, R. A. (1990). A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 38, 215–253.

Shen, J.; Amirkhanian, S.; Lee, S.-J. (2005). Effects of rejuvenating agents on recycled aged rubber modified binders. *International Journal of Pavement Engineering*. 6(4), 273-279.

Silva, H. M. R. D.; Oliveira, J. R. M.; Jesus, C. M. G. (2012). Are totally recycled hot mix asphalts a sustainable alternative for road paving? *Resources, Conservation and Recycling*. 60, 38–48.

Tavakol, M.; Hossain, M.; Heptig, B. (2017). *Minimum Required Virgin Binder Content for Recycled Superpave Mixtures*. Transportation Research Board Annual Meeting. Washington, DC.

Yu X.; Zaumanis, M.; Santos, S.; Poulikakos L. D. (2014). Rheological, Microscopic, and Chemical Characterization of the Rejuvenating Effect on Asphalt Binders. Fuel 135, 162-71.

Zaumanis, M.; Mallick, R. B.; Poulikakos, L.; Frank, R. (2014). Influence of six rejuvenators on the performance properties of Reclaimed Asphalt Pavement (RAP) binder and 100% recycled asphalt mixtures. *Construction and Building Materials*. 71, 538–550.

Andrise Buchweitz Klug e Adalberto Leandro Faxina
Departamento de Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Avenida Trabalhador São-Carlense, 400, Parque Arnold Schimidt, São Carlos, SP, Brasil, 13566-590, 0055 1633739613. andrise@usp.br e adalberto@usp.br

AVALIAÇÃO E CALIBRAÇÃO DE METODOLOGIAS EMPÍRICAS DE PREVISÃO DO MÓDULO DINÂMICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS TÍPICAS BRASILEIRAS

Pedro Goecks
Francisco Thiago Sacramento Aragão
Programa de Engenharia Civil
Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE
Luis Alberto Herrmann do Nascimento
Petrobras/CENPES
Jorge Barbosa Soares
Departamento de Engenharia de Transportes
Universidade Federal do Ceará

RESUMO
O módulo dinâmico (|E*|) é reconhecido como uma das principais propriedades de rigidez de misturas asfálticas necessárias como parâmetros de entrada em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos modernos. Apesar de desejável a sua caracterização a partir de ensaios de laboratório, em algumas situações pode ser interessante o uso de equações empíricas de previsão baseadas em propriedades dos constituintes das misturas. Este trabalho avalia o potencial preditivo de três modelos empíricos disponíveis na literatura internacional para o caso de misturas asfálticas brasileiras. Considerando o caráter empírico dos modelos investigados, um esforço complementar de calibração é realizado para adaptar as suas equações de acordo com características de 34 misturas brasileiras. Os resultados indicam que os modelos possuem bom potencial de previsão do |E*| de misturas asfálticas brasileiras, desde que sejam adequadamente calibrados.

ABSTRACT
The dynamic modulus (|E*|) is recognized as one of the main stiffness properties of asphalt mixtures required as input parameters in modern mechanistic-empirical design methods. Although it is desirable to characterize it from laboratory tests, in some situations it may be interesting to use empirical predictive equations based on properties of the constituents of the mixtures. This paper evaluates the predictive potential of three empirical models available in the international literature for the case of Brazilian asphalt mixtures. Considering the empirical nature of the models evaluated, a further calibration effort is made to adapt their equations according to the characteristics of 34 Brazilian mixtures. The results indicate that the models have good predictive potential for the |E*| of Brazilian asphalt mixtures, as long as they are properly calibrated.

1. INTRODUÇÃO

O conhecimento da rigidez dos materiais das diferentes camadas do pavimento flexível é fundamental para possibilitar a análise estrutural do sistema de camadas quando este é submetido às ações do tráfego de veículos. Desde a década de 1960, o módulo dinâmico (|E*|) tem sido considerado como uma importante propriedade de rigidez de misturas asfálticas e usado como parâmetro de entrada em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos modernos, como o *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) e o *California Mechanistic-Empirical Design*.

A *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) indica que o dimensionamento no MEPDG pode ser realizado em três níveis hierárquicos. No nível 1, mais nobre do método, que teoricamente fornece as previsões mais precisas, há a necessidade de se realizarem ensaios em laboratório para a obtenção das curvas mestras do |E*|. No nível 2, no entanto, o |E*| de misturas asfálticas pode ser previsto a partir de uma equação empírica calibrada a partir de propriedades dos ligantes e características de projeto de misturas asfálticas.

Diversos modelos empíricos de previsão têm sido desenvolvidos para determinação do |E*| de misturas asfálticas. Destacam-se as equações de Bari e Witczak (2006), Mateos e Soares (2015)

e Sakhaeifar *et al*. (2015). Entretanto, autores vêm estudando tais equações e evidenciando que os valores reais de |E*| podem não ser tão bem previstos por alguns destes modelos (Al-Khateeb *et al.*, 2006; Ceylan *et al.*, 2009; Aragão *et al.*, 2010; Mateos e Soares, 2015). Tais inconsistências indicam a necessidade da realização de calibrações dos métodos para determinado grupo de misturas com características similares, tanto de composição dos materiais quanto de técnicas construtivas.

No Brasil, Gouveia (2016) estudou 24 misturas asfálticas típicas utilizadas em rodovias dos estados do Ceará, São Paulo e Rio Grande do Sul. A partir da análise dos resultados, a autora avaliou que o modelo preditivo de Mateos e Soares (2015) foi o que apresentou melhores previsões. No entanto, tal conclusão baseia-se em um banco de dados representativo de apenas 3 estados brasileiros. Estudos adicionais são necessários para a avaliação destes modelos a partir de bancos de dados amplos e mais representativos da realidade brasileira.

Este trabalho avalia o potencial preditivo de três modelos empíricos disponíveis na literatura considerando características de misturas e materiais asfálticos brasileiros. Adicionalmente, os modelos são calibrados considerando um banco de dados que inclui informações de 34 misturas de diferentes estados do país. Espera-se que os modelos calibrados neste trabalho sirvam como boas ferramentas para a estimativa do módulo dinâmico de misturas asfálticas brasileiras, especialmente nas fases de seleção de materiais e de pré-projeto, em que o uso destas equações calibradas pode resultar em significativa economia de tempo, materiais e recursos.

2. MODELOS DE PREVISÃO AVALIADOS

Neste trabalho, os três modelos de previsão do |E*| de misturas asfálticas avaliados são os de Bari e Witczak (2006), Mateos e Soares (2015) e Sakhaeifar *et al*. (2015). Esta seção apresenta informações sobre estes modelos.

2.1 Bari e Witczak (2006)

Um exemplo clássico de modelo baseado na abordagem empírica é o desenvolvido nos Estados Unidos por Witczak e outros pesquisadores, cuja versão original (Andrei *et al.*, 1999) foi usada no MEPDG. No modelo de Andrei *et al.* (1999), a rigidez do concreto asfáltico era prevista a partir de uma equação que incluía as contribuições de variáveis como propriedades volumétricas e de granulometria, além da viscosidade do ligante e da frequência de carregamento. Uma análise de regressão de múltiplos parâmetros foi realizada pelos pesquisadores usando um banco de dados composto por 2750 pontos experimentais para o desenvolvimento da equação de regressão.

Bari e Witczak (2006) revisaram a equação de Andrei *et al.* (1999) usando 7400 valores de |E*| de 346 misturas. Além de ser baseada na análise de um banco de dados mais abrangente e representativo de diferentes tipos de misturas, a versão de 2006 também tem a vantagem de ser baseada em propriedades viscoelásticas dos ligantes como o módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase ao invés da viscosidade e frequência de carga, como acontecia na equação de Andrei *et al.* (1999). A Equação 1 descreve a versão de 2006.

$$\log_{10}|E^*| = -0{,}349 + 0{,}754|G_b^*|^{-0{,}0052}\left[6{,}65 - 0{,}032\rho_{200} + 0{,}0027\rho_{200}^2 + 0{,}011\rho_4 - 0{,}0001\rho_4^2 + 0{,}006\rho_{38} - 0{,}00014\rho_{38}^2 - 0{,}08V_a - 1{,}06\left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}}\right)\right] + \frac{2{,}56 + 0{,}03V_a + 0{,}71\left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}}\right) + 0{,}012\rho_{38} - 0{,}0001\rho_{38}^2 - 0{,}01\rho_{34}}{1 + e^{(-0{,}7814 - 0{,}578\log|G_b^*| + 0{,}8834\log\delta_b)}} \quad (1)$$

em que $|E^*|$: módulo dinâmico da mistura (psi);
$|G_b^*|$: módulo dinâmico cisalhante do ligante (psi);
ρ_{200}: percentual de agregados passando na peneira #200;
ρ_4: percentual de agregados acumulados, retidos nas peneiras #4;
ρ_{38}: percentual de agregados acumulados, retidos nas peneiras 3/8';
ρ_{34}: percentual de agregados acumulados, retidos nas peneiras 3/4';
V_a: percentual de vazios em relação ao volume da mistura;
V_{beff}: percentual de ligante efetivo em relação ao volume da mistura; e
δ_b: ângulo de fase (grau).

2.2 Mateos e Soares (2015)

Mateos e Soares (2015) propuseram um outro modelo empírico (Equação 2) de previsão do |E*| de misturas asfálticas da Espanha. O modelo relaciona quatro parâmetros das funções sigmoidais de curvas mestras de |E*| (δ, α, β e ϒ). O modelo foi calibrado a partir de 352 resultados de |E*| para oito misturas asfálticas espanholas e resultou em um R^2 de 0,98 em escala logarítmica entre as previsões e os resultados experimentais.

$$\delta = 1{,}572 \quad (2)$$
$$\delta + \alpha = 4{,}466$$
$$\beta = -1{,}177 + 9{,}316VA - 0{,}5345\text{Log}(G_{ref})\ ou$$
$$\beta = 1{,}609 + 9{,}316VA - 0{,}3352\text{Log}(\eta_{ref})$$
$$\gamma = 0{,}2094 + 0{,}09201\beta$$
$$Log(a_T) = -0{,}1304 \cdot (T - T_{ref})$$

em que G_{ref}^*: módulo de cisalhamento dinâmico do ligante (em MPa, a 20 °C e 10 rad/s); e
VA: percentual de vazios em relação ao volume da mistura.

2.3 Sakhaeifar *et al*. (2015)

Sakhaeifar *et al*. (2015) apresentaram outro modelo de previsão do |E*| baseado em características de granulometria dos agregados, volumétricas das misturas e no módulo de cisalhamento dinâmico dos ligantes. O modelo utiliza os mesmos parâmetros de entrada que a equação de Bari e Witczak (2006), com exceção do ângulo de fase e do percentual acumulado de agregados retidos na peneira #4, que não foram incluídos na equação. O banco de dados utilizado na calibração é uma expansão do utilizado por Witczak e conta com 20209 valores de |E*| de 1008 misturas asfálticas de características diversas. Os autores obtiveram um R^2 de 0,98 em escala logarítmica para o grupo de misturas usadas na calibração do modelo.

$$\log|E^*| = 6{,}4197 - 0{,}00014\rho_{34}^2 - 0{,}00547\rho_{38} - 0{,}11786\rho_{200} - 0{,}05528V_a - 0{,}16266V_{beff} + 0{,}00487V_{beff}^2 + \frac{0{,}57677 + 0{,}00713\rho_{38} + 0{,}16167\rho_{200} - 0{,}0052\rho_{200}^2 + 0{,}01889V_a + 0{,}16031V_{beff} - 0{,}00592V_{beff}^2}{1 + e^{1{,}8645 - 0{,}95991\log|G^*|}} \quad (3)$$

em que $|E^*|$: módulo dinâmico da mistura (psi);
$|G_b^*|$: módulo dinâmico cisalhante do ligante (psi);
ρ_{200}: percentual de agregados passando na peneira #200;
ρ_{38}: percentual de agregados acumulados, retidos nas peneiras 3/8';
ρ_{34}: percentual de agregados acumulados, retidos nas peneiras 3/4';
V_a: percentual de vazios em relação ao volume da mistura; e
V_{beff}: percentual de ligante efetivo em relação ao volume da mistura.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesta pesquisa, as equações preditivas de Bari e Witczak (2006), Mateos e Soares (2015) e Sakhaeifar *et al*. (2015) são avaliadas e calibradas considerando um banco de dados com informações sobre 34 misturas asfálticas e 1140 pontos de |E*|. Destas misturas, seis são do Ceará, 17 do Rio Grande do Sul, uma de São Paulo, sete do Rio de Janeiro e três de Minas Gerais. A variação dos parâmetros granulométricos e volumétricos pode ser encontrada na Tabela 1. A variação do módulo dinâmico cisalhante dos ligantes está representada na Figura 1.

Tabela 1: Variação dos parâmetros granulométricos e volumétricos nos modelos

Parâmetros granulométricos e volumétricos	Mínimos	Máximos
Passante na peneira #200 (0,075)	3,0%	8,3%
Retido acumulado na peneira #4 (4,75)	30,0%	60,1%
Retido acumulado na peneira #3/8" (9,5)	5,0%	34,2%
Retido acumulado na peneira #3/4" (19)	0,0%	7,2%
Volume de ligante efetivo	3,5%	13,0%
Vazios	4,0%	5,5%
Vazios no agregado mineral	13,4%	17,3%
Relação betume/vazios	59,0%	76,4%

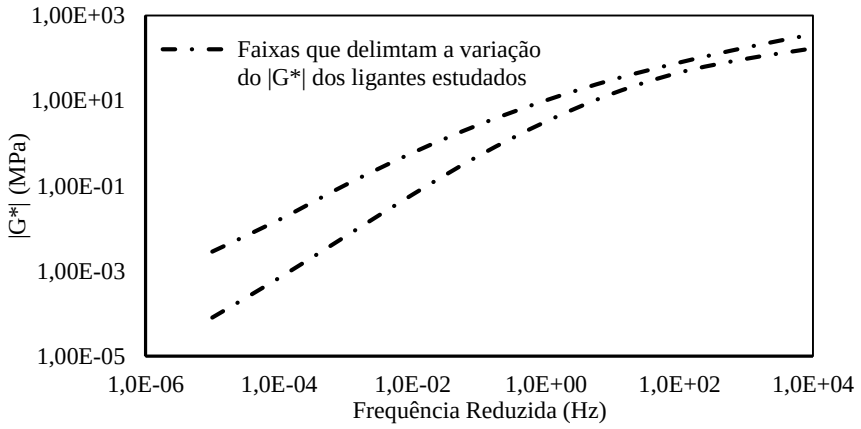


Figura 1: Faixa de variação das curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico dos ligantes usados na calibração dos modelos de previsão

O potencial dos três modelos foi avaliado a partir da comparação entre as suas previsões e os |E*| de misturas brasileiras ensaiadas em laboratório. Esta comparação foi feita considerando os parâmetros estatísticos coeficiente de determinação (R^2) e *normalized root-mean-square error* (NRMSE) de cada modelo, de acordo com as Equações 4, 5 e 6.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n}(\hat{y}_i - y_i)^2}{\sum_{i=1}^{n}(y_i - \bar{y}_i)^2} \quad (4)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(\hat{y}_i - y_i)^2}{n}} \quad (5)$$

$$NRMSE = \frac{RMSE}{y_{máx} - y_{mín}} \quad (6)$$

em que R^2: coeficiente de determinação;
$RMSE$: *root-mean-square error*;
$NRMSE$: *normalized root-mean-square error;*
$\hat{y}_i$: previsão dos valores de |E*|;
y_i: valores de |E*| medidos em laboratório;
$\bar{y}_i$: média dos valores de |E*| medidos em laboratório;
$y_{máx}$: máximo valor de |E*| medido em laboratório; e
$y_{mín}$: mínimo valor de |E*| medido em laboratório.

O R^2 é uma medida de ajustamento dos modelos preditivos em relação aos valores medidos em testes de laboratório. Seu valor varia entre 0 e 1. Valores mais próximos de 1 indicam que o modelo avaliado apresenta boas previsões dos dados experimentais.

O *root-mean-square error* (RMSE) também é usado para medir a diferença entre as previsões feitas pelos modelos e os correspondentes resultados experimentais. Tal cálculo é feito a partir da diferença, ponto a ponto, entre os valores previsto e experimental do módulo dinâmico. Esta diferença é elevada ao quadrado para eliminar a possibilidade de erro de interpretação sobre o desvio observado entre os dois conjuntos de dados comparados. Para eliminar o efeito de escala, o RMSE foi normalizado através de sua divisão pelo intervalo existente entre os valores máximos e mínimos de |E*| medidos em laboratório. Ao contrário do R^2, quanto mais próximo de zero o valor do NRMSE, melhor o modelo consegue prever os valores experimentais.

Por fim, os coeficientes das equações dos três modelos foram calibrados considerando o banco de dados de misturas brasileiras, a partir de uma análise de regressão não linear de múltiplos parâmetros. Nesta análise, os pesos de cada variável independente dos modelos avaliados foram alterados até que fosse obtido o menor NRMSE possível. Destaca-se que os modelos avaliados expressam as propriedades |G*| e |E*| em psi. No entanto, neste trabalho, as calibrações foram realizadas considerando a unidade MPa, que é comumente empregada no país. As Equações 7, 8 e 9 indicam os parâmetros de calibração, representados por "P_1" a "P_{44}", dos modelos de Bari e Witczak (2006), Mateos e Soares (2015) e Sakhaeifar (2015), respectivamente.

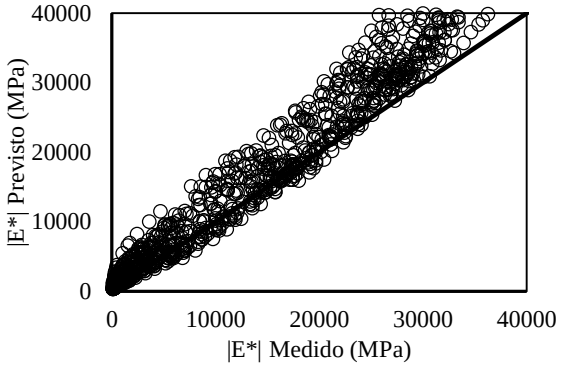
$$\log_{10}|E^*| = P_1 + P_2|G_b^*|^{P_3}\left[P_4 + P_5\rho_{200} + P_6\rho_{200}^2 + P_7\rho_4 + P_8\rho_4^2 + P_9\rho_{38} + P_{10}\rho_{38}^2 + P_{11}V_a + P_{12}\left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}}\right)\right] + \frac{P_{13} + P_{14}V_a + P_{15}\left(\frac{V_{beff}}{V_a + V_{beff}}\right) + P_{16}\rho_{38} + P_{17}\rho_{38}^2 + P_{18}\rho_{34}}{1 + e^{(P_{19} + P_{20}\log|G_b^*| + P_{21}\log\delta_b)}} \quad (7)$$

$$\begin{gathered}\delta = P_{22} \\ \delta + \alpha = P_{23} \\ \beta = P_{24} + P_{25}.VA + P_{26}.\mathrm{Log}(G_{ref}) \\ \gamma = P_{27} + P_{28}\beta \\ Log(a_T) = -0{,}1304 \cdot (T - T_{ref})\end{gathered} \quad (8)$$

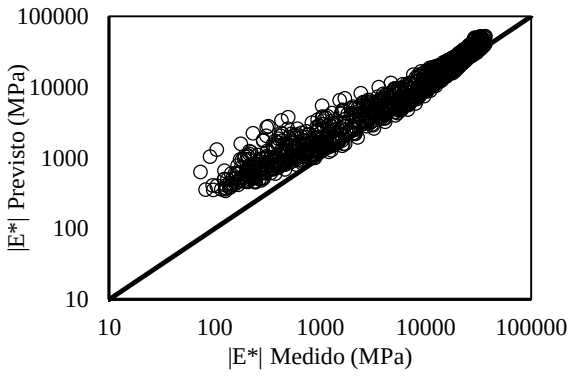
$$\log|E^*| = P_{29} + P_{30}\rho_{34}^2 + P_{31}\rho_{38} + P_{32}\rho_{200} + P_{33}V_a + P_{34}V_{beff} + P_{35}V_{beff}^2 + \frac{P_{36} + P_{37}\rho_{38} + P_{38}\rho_{200} + P_{39}\rho_{200}^2 + P_{40}V_a + P_{41}V_{beff} + P_{42}V_{beff}^2}{1 + e^{(P_{43} + P_{44}\log|G^*|)}} \quad (9)$$

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 2 mostra comparações entre os módulos dinâmicos previstos pelas Equações 1, 2 e 3 e os obtidos em laboratório para as misturas brasileiras avaliadas. Os gráficos à esquerda mostram os resultados em escala aritmética e os da direita, em escala logarítmica. Os valores de R^2 e NRMSE obtidos são também indicados nos gráficos.

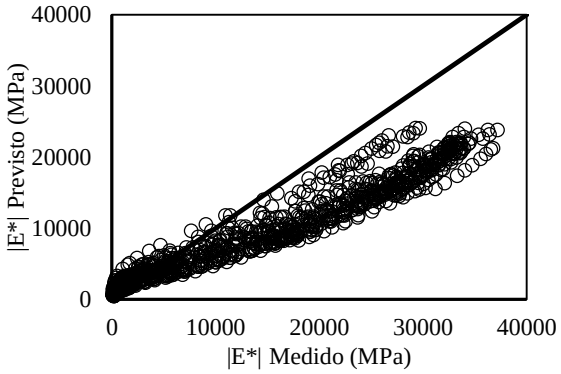


R² = 0,83 NRMSE = 0,130

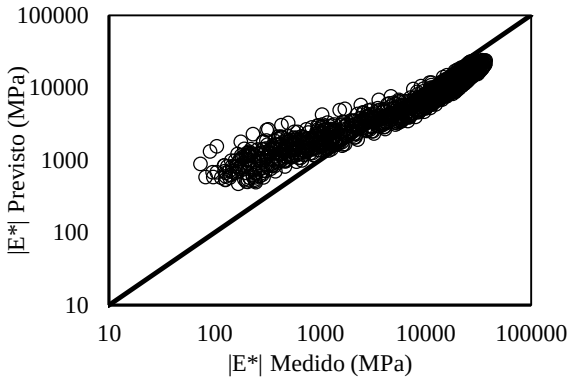


R² = 0,88 NRMSE = 0,095

(a)

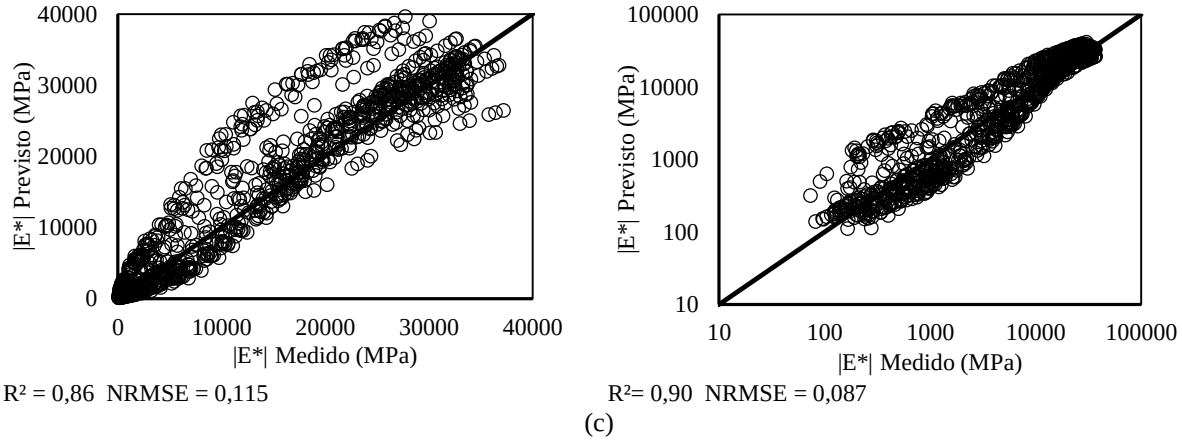


R² = 0,66 NRMSE = 0,180



R² = 0,81 NRMSE = 0,119

(b)



R^2 = 0,86 NRMSE = 0,115

R^2= 0,90 NRMSE = 0,087

(c)

Figura 2: Acurácia dos modelos antes da calibração: (a) Bari e Witczak (2006), (b) Mateos e Soares (2015), (c) Sakhaeifar *et al*. (2015).

Como observado, as relações entre os valores previstos e medidos em laboratório geralmente não seguem muito bem uma perfeita correlação. Além disso, parece haver significativa dispersão nas nuvens de pontos, o que não é desejável. Os R^2 dos gráficos em escala logarítmica são maiores do que os dos gráficos correspondentes em escala aritmética, mas ainda assim não apresentam valores tão elevados.

O desvio entre as previsões e os dados de laboratório é esperado, uma vez que os modelos em estudo foram desenvolvidos e calibrados para misturas asfálticas com propriedades diferentes das existentes no país. Para reduzir este desvio, um esforço complementar de calibração dos modelos considerando o banco de dados de materiais e misturas brasileiros foi realizado. Regressões de múltiplos parâmetros foram realizadas usando o software Statistica®, para determinar os pesos das variáveis independentes de cada um dos três modelos avaliados. Os valores dos pesos calibrados estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Coeficientes dos modelos empíricos calibrados para refletir características de materiais e misturas asfálticas brasileiros

Coeficientes de Calibração	Bari e Witczak (2006)	Coeficientes de Calibração	Mateos e Soares (2015)	Coeficientes de Calibração	Sakhaeifar *et al*. (2015)
P_1	0,944	P_{22}	1,531	P_{29}	-16,196
P_2	0,48	P_{23}	4,489	P_{30}	-4,473
P_3	-0,094	P_{24}	0,333	P_{31}	7,23
P_4	-0,482	P_{25}	-19,343	P_{32}	34,202
P_5	-121,5	P_{26}	-0,913	P_{33}	90,815
P_6	1168,403	P_{27}	-0,324	P_{34}	107,805
P_7	-7,771	P_{28}	0,206	P_{35}	-721,477
P_8	9,786			P_{36}	21,94
P_9	5,936			P_{37}	-7,466
P_{10}	-9,963			P_{38}	-51,899
P_{11}	75,864			P_{39}	138,491
P_{12}	0,74			P_{40}	-93,457
P_{13}	3,744			P_{41}	-108,411
P_{14}	-5,428			P_{42}	732,352
P_{15}	0,288			P_{43}	-1,713

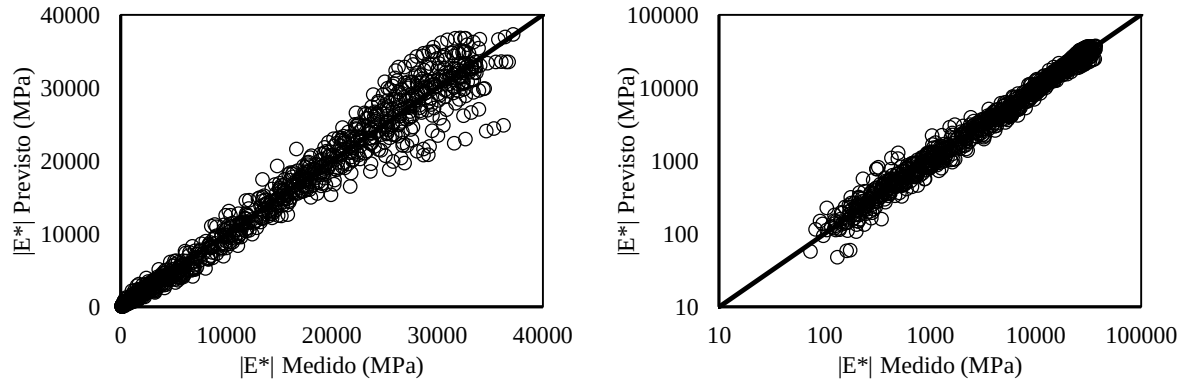
P_{16}	-1,604	P_{44}	-0,398
P_{17}	3,547		
P_{18}	-0,576		
P_{19}	-5,653		
P_{20}	-0,609		
P_{21}	2,598		

A Figura 3 mostra novas comparações entre os valores de módulo dinâmico previstos e obtidos em laboratório, já considerando os pesos calibrados mostrados na Tabela 2. Pode-se observar que houve uma melhora significativa nos R^2 e redução dos NRMSE de todos os modelos. O modelo de Mateos e Soares (2015), que antes apresentava R^2 de 0,81 em escala logarítmica e 0,66 em escala aritmética, consideravelmente mais baixos que os dos outros modelos, agora possui R^2 de 0,97 em ambas as escalas. Uma melhora significativa também foi observada nas previsões feitas pelas equações de Bari e Witczak (2006) e Sakhaeifar *et al*. (2015), ficando a equação de Bari e Witcak (2006) com R^2 de 0,99 em escala logarítmica e 0,97 em escala aritmética, e a de Sakhaeifar (2015) com R^2 de 0,96 em escala logarítmica e 0,99 em escala aritmética.

O NRMSE dos modelos de Bari e Witczak (2006) e Mateos e Soares (2015) ficaram muito próximos em escala aritmética e apresentaram valores de 0,050. Pode-se observar os desvios para ambos os modelos foram maiores para os módulos dinâmicos ensaiados nas temperaturas mais frias ou frequências de carga mais altas, condições em que os módulos são mais elevados.

Na escala aritmética, o modelo que apresentou as melhores previsões foi o de Sakhaeifar *et al*. (2015), com R^2 de 0,99 e NRMSE de 0,031. Os modelos de Bari e Witczak (2006) e Mateos e Soares (2015) apresentaram R^2 e NRMSE de 0,97 e 0,051; 0,97 e 0,053, respectivamente.

Já em escala logarítmica, o modelo de Bari e Witczak (2006) apresentou as melhores previsões, com R^2 de 0,99 e RMSE de 0,032. Os modelos de Mateos e Soares (2015) e Sakhaeifar *et al*. (2015) apresentaram R^2 e NRMSE de 0,97 e 0,050; 0,96 e 0,057, respectivamente.
Apesar dos bons resultados encontrados, destaca-se que os modelos calibrados neste trabalho ainda não devem ser utilizados na prática, pois necessitam de validação a partir de uma amostra de dados de misturas diferentes das utilizadas nas regressões. Este estudo está sendo realizado à medida em que se coletam dados representativos de mais misturas do país e seus resultados serão apresentados em publicações futuras.



R^2 = 0,97 NRMSE = 0,051 R^2 = 0,99 NRMSE = 0,032

(a)

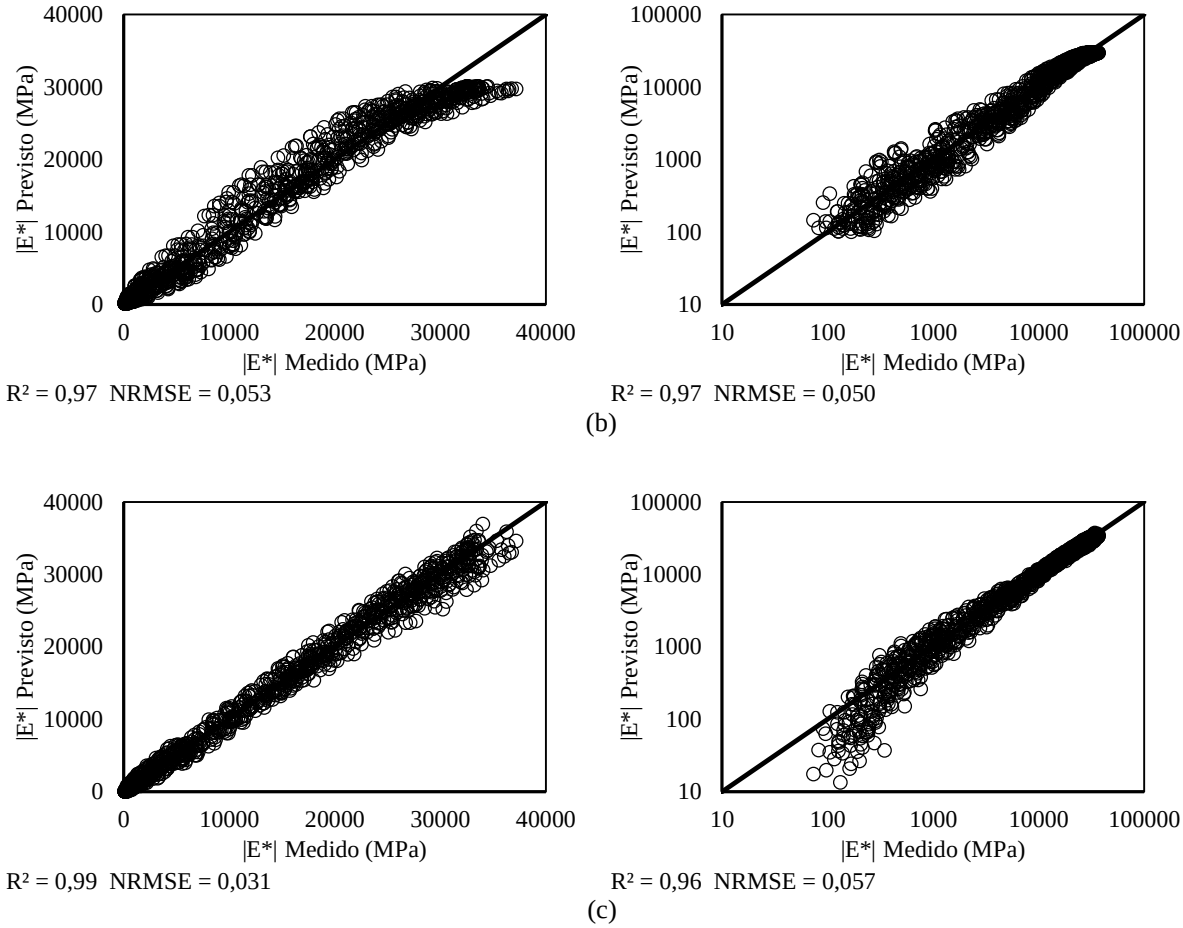


Figura 3: Acurácia dos modelos após a calibração: (a) Bari e Witczak (2006), (b) Mateos e Soares (2015), (c) Sakhaeifar (2015).

5. CONCLUSÕES

Este trabalho avaliou o potencial preditivo de três modelos empíricos desenvolvidos para a previsão do módulo dinâmico de misturas asfálticas. As equações dos modelos foram obtidas na literatura considerando informações sobre materiais e misturas dos Estados Unidos e da Espanha. Como os modelos têm caráter empírico, fez-se necessária a calibração dos coeficientes das variáveis independentes das equações a partir de análises de regressão de múltiplos parâmetros para que refletissem os efeitos das características inerentes aos materiais brasileiros. Após o ajuste destes coeficientes, a relação entre os resultados previstos e medidos em laboratório apresentou baixa dispersão.

Estudos adicionais estão sendo conduzidos para ampliar o banco de dados usado na calibração dos modelos propostos neste trabalho. Para isso, dados de módulo dinâmico de misturas de outras regiões do país estão sendo obtidos. Adicionalmente, um esforço de validação é necessário para demonstrar o real potencial preditivo dos modelos após a sua calibração final.

Espera-se que as versões calibradas dos modelos possam servir como boas ferramentas de previsão para estimar o módulo dinâmico de misturas em fases como o pré-projeto e a seleção de materiais. Isso pode levar a uma significativa economia de tempo, materiais e recursos, pois reduz o processo de tentativa e erro tipicamente adotado, em que diversas combinações de constituintes, como agregados e ligantes, têm que ser avaliadas para se identificar alguma que

resulte em características de rigidez esperadas das misturas. Adicionalmente, estes modelos podem ser eventualmente inseridos no programa do novo método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis que está sendo lançado no país, o que torna a relevância deste estudo ainda maior.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Al-Khateeb, G.; A. Shenoy; N. Gibson e T. Harman (2006) A New Simplistic Model for Dynamic Modulus Predictions of Asphalt Paving Mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 75.

Andrei, D.; M. W. Witczak e M. W. Mirza (1999) Development of a Revised Predictive Model for the Dynamic Complex Modulus of Asphalt Mixtures. NCHRP 1-37, an Interim Report, University of Maryland, College Park, MD.

Aragão, F. T. S.; Y. R. Kim, J. Lee e D. H. Allen (2011) Micromechanical Model for Heterogeneous Asphalt Concrete Mixtures Subjected to Fracture Failure. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 1, p. 30-38.

Bari, J. e M. W. Witczak (2006) Development of a New Revised Version of the Witczak E* Predictive Model for Hot Mix Asphalt Mixtures. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 75, p. 381-423.

Ceylan, H.; C. W. Schwartz; S. Kim e K. Gopalakrishnan (2009) Accuracy of Predictive Models for Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 21, n. 6 p. 286-293.

Garcia, G. e M. Thompson (2007) *HMA Dynamic Modulus-Temperature Relations*. In: Report FHWA-ICT-07-006. Illinois Center for Transportation, Illinois, Urbana.

Gouveia B. C. S. (2016) *Métodos de Previsão e Determinação de Módulo Dinâmico de Misturas Asfálticas Aplicadas em Rodovias Brasileiras*. Dissertação de Mestrado, UFC, Fortaleza, Ceará, Brasil.

Mateos, A. e J. B. Soares (2015) Validation of a Dynamic Modulus Predictive Equation on the Basis of Spanish Asphalt Concrete Mixtures. *Materiales de Construcción*, v. 65, n. 317, p. 047.

Sakhaeifar, M. S.; Y. R. Kim e P. Kabir (2015) New Predictive Models for the Dynamic Modulus of Hot Mix Asphalt. *Construction and Building Materials*, v. 76, p. 221-231.

Pedro Goecks (pedro.goecks@gmail.com)
Francisco Thiago Sacramento Aragão (fthiago@coc.ufrj.br)
Universidade Federal do Rio de Janeiro/COPPE, Laboratório de Geotecnia/Pavimentos, Cidade Universitária, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Luis Alberto Herrmann do Nascimento (luisnascimento@petrobras.com.br)
Petrobras, Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguêz de Mello, Cidade Universitária, Rio de Janeiro, RJ, Brasil

Jorge Barbosa Soares (jsoares@det.ufc.br)
Universidade Federal do Ceará/Departamento de Engenharia de Transportes, Campus do Pici, Fortaleza, CE, Brasil

EFEITO NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DA ADIÇÃO DE ÁCIDO POLIFOSFÓRICO NO DESEMPENHO DE MISTURA ASFÁLTICA MODIFICADA COM TERPOLÍMERO DO TIPO REATIVO

Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva
Daniel Beserra Costa
Ablenya Grangeiro de Barros
John Kennedy Guedes Rodrigues
Christian Rafael Ziegler
Ana Maria Gonçalves de Mendonça
Departamento de Engenharia Civil
Universidade Federal de Campina Grande

RESUMO
A adição de polímeros aos ligantes asfálticos proporcionam melhorias nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica, resultando em revestimentos de alto desempenho e elevada vida útil. Uma possível configuração de modificação é adição dos polímeros reativos POLIMUL S-74 e POLIMUL SX-500 ao ligante asfáltico, junto com o catalisador Ácido Polifosfórico 116%. O presente trabalho teve como objetivo realizar uma análise sobre o efeito da adição de Ácido Polifosfórico (PPA) sobre as propriedades mecânicas de uma mistura composta de ligante asfáltico modificado com os polímeros reativos. O ácido foi adicionado nos teores 0%, 0,15% e 0,30% por peso total do ligante. A pesquisa foi desenvolvida a partir dos ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral, Módulo de Resiliência e Lottman Modificado, comparando os resultados dos ligantes modificados com o de um ligante asfáltico 50/70 puro.

ABSTRACT
The asphalt polymer modification improves mechanical properties of asphalt mixtures, resulting in high-performance pavements with greater durability. Additions of the reactive terpolymers Glycidyl Methacrylate, commercially designated in Brazil as Polimul S-74, and Ethylene Terpolymer, also known as Polimul SX-500, with the catalyst Polyphosphoric Acid 116%, may lead to improved properties of bituminous binders. The research objective is the analysis of the effects of Polyphosphoric Acid additions to mechanical properties of asphalt mixtures for which the asphalt binder is modified by the reactiveterpolymers previously mentioned. The acid additions percentages by weight of the asphalt binder were 0%, 0,15% e 0,30%. In order to evaluate the mechanical improvements in response to these modifications, the tests of Indirect Tensile Strength, Resilience Modulus and Modified Lottman were performed, comparing the results with that of a pure 50/70 asphalt binder.

1. INTRODUÇÃO

Os defeitos em estruturas das rodovias construídas com asfaltos convencionais, são principalmente, na forma de deformações permanentes, na formação de trincas por fadiga e por baixas temperaturas. A formação de trilhas de rodas comumente leva a perda da regularidade e serventia dos pavimentos e resulta da deformação permanente causada pela deformação plástica destes sob cargas cíclicas, problema que se acentua em temperaturas de serviço mais elevadas. Fissuras por fadiga normalmente causam danos severos a estrutura do pavimento (FERNANDES, 2009).

No tocante ao ligante asfáltico, diversos modificadores são utilizados buscando um aperfeiçoamento das suas propriedades mecânicas de misturas asfálticas, em relação ao o uso de ligante asfáltico puro (SOBREIRO, 2014).
Fernandes (2009) relata que, com essa necessidade de melhorar o desempenho mecânico dos ligantes asfálticos, entre diversos modificadores estudados, os polímeros vêm se apresentando como uma excelente alternativa. Segundo esse autor, a modificação do ligante com polímeros

amplia a faixa de temperatura de uso e melhora o desempenho dos pavimentos em condições particularmente severas de tráfego intenso ou de altas concentrações de veículos pesados a baixa velocidade.
Specht (2004) evidencia que, a principal razão de se combinar ligantes asfálticos com polímeros é prevenir a degradação prematura do pavimento e, desta forma, estender sua vida útil. Segundo ele, a adição dos polímeros promove a redução na susceptibilidade térmica e aumento da ductilidade do ligante, levando a uma maior resistência a deformação plástica a altas temperaturas e suprimindo o aparecimento de fissuras de retração térmica e fadiga.

Atualmente no Brasil, para fins de pavimentação, os polímeros mais utilizados na modificação de asfaltos, são: os copolímeros em bloco de estireno-butadieno-estireno (SBS), o copolímero de estireno-butadieno (SBR), copolímero de etileno, e acetato de vinila (EVA), o polietileno e os polímeros do tipo RET (NEGRÃO, 2006).

Além dos polímeros, o ácido polifosfórico, também, vem sendo utilizado como modificador do ligante asfáltico. Liang *et al.*, (2015) comentam que o ácido polifosfórico pode ser adicionado ao ligante ou em conjunto com outros modificadores, e as mudanças nas propriedades mecânicas do asfalto são resultantes da reação química proporcionada pela incorporação do ácido.

Considerando, que os ligantes asfálticos modificados, quando na mistura asfáltica, serão submetidos a carregamentos estáticos e dinâmicos, a variações de temperatura e a condições ambientais diversas, torna-se essencial a compreensão das propriedades reológicas desses materiais; a diferentes taxas de cisalhamento, temperaturas e frequências, pois essas podem ter influência significativa na mistura ligante-agregado, na compactação e em serviço.

Nesse contexto, o presente trabalho tem como objetivo o estudo das propriedades mecânicas de um ligante asfáltico modificado com um polímero reativo (RET), com o ácido polifosfórico (PPA 116%) e com o polietileno de baixa densidade (PE). Ressalta-se, ainda, que o principal objetivo desta pesquisa é avaliar o efeito da incorporação de ácido polifosfórico na composição em relação aos corpos de prova moldados com ligante asfáltico puro, dosados segundo a metodologia *Superpave.*

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1. Ligantes Modificados por Polímeros

Os polímeros são utilizados com a finalidade de aperfeiçoar algumas propriedades do ligante asfáltico. Eles podem agir melhorando expressivamente o desempenho dos pavimentos asfálticos em baixas, médias e altas temperaturas. Atuando na melhoria da resistência da mistura à deformação permanente, as trincas por fadiga e às fissuras de origem térmica a baixa temperatura, diminuindo o fluxo viscoso e o módulo de cisalhamento em altas temperaturas. Consequentemente aumentam significativamente a vida útil do pavimento (KALANTAR *et al.*, 2012).
Zhu (2014) destaca o aspecto econômico como relevante para a escolha desta tecnologia. Diferentes tipos de pavimento têm diferentes exigências de desempenho. Porém, do ponto de vista econômico, nem sempre a modificação do ligante asfáltico com polímeros é a melhor opção para melhorar a qualidade de um pavimento, pois esta tecnologia é certa de 30% mais cara que o ligante asfáltico puro e é preciso, na maioria das vezes, desenvolver soluções de

baixo custo. No caso do asfalto modificado por polímero, o custo é bastante relevante com a dosagem do polímero adicionado, e a dosagem de polímero geralmente tem uma influência importante sobre o grau de desempenho do pavimento. Então, deve-se saber qual é o grau necessário de desempenho que se deseja alcançar, e em seguida, decidir usar ligante modificado ou não, e em que quantidade.

Shivokhin *et al* (2012), classificaram os polímeros utilizados na modificação de ligantes asfálticos em dois tipos: os "passivos" e "ativos". Sendo os "passivos" os polímeros convencionais, como SBR, SBS e EVA. Neste caso, os polímeros são adicionados ao ligante asfáltico numa mistura apenas física. Já os chamados "ativos" são os polímeros projetados para reagir quimicamente com o ligante asfáltico, como os da base GMA (Metacrilato de Glicidila). No caso dos polímeros reativos, entende-se que essa reatividade se dá devido à presença de grupos funcionais capazes de ligações com as moléculas de asfalto. Exemplos de polímeros reativos são elastômeros termoplásticos funcionalizado com anidrido maleico e copolímeros à base de etileno com anéis epóxi. Os últimos são comercialmente disponíveis como terpolímeros aleatórios de etileno, GMA, e um grupo éster de (geralmente metilo, etilo, ou acrilato de butilo). Devido à sua composição, eles são frequentemente chamados terpolímeros reativos (RET) (POLACCO *et al,* 2005).

Airey (1997) destaca que os benefícios da modificação do ligante asfáltico só podem ser observados em longo prazo, através da melhoria do desempenho do pavimento e consequentemente na diminuição da necessidade de manutenção da rodovia. Neste caso, a combinação dos altos custos iniciais e pouca necessidade de manutenção promove uma melhor solução efetiva se comparada a ter baixos custos iniciais requerendo diversas manutenções ao longo da vida útil do pavimento.

2.2. Ácido Polifosfórico aplicado em Ligantes Asfáltico Modificados (LAM)

O ácido polifosfórico (PPA) tem sido utilizado nos Estados Unidos na modificação de ligantes asfálticos desde a década de 1970, na tentativa de aumentar a viscosidade sem reduzir substancialmente a penetração, com o objetivo de obter ligantes asfálticos com maior resistência à deformação permanente, sem prejudicar a resistência à formação de trincas de origem térmica, além de produzir um ligante asfáltico de menor suscetibilidade térmica (BAUMGARDNER, 2012). Porém, o mecanismo de modificação depende das características químicas do ligante asfáltico, e não se sabe exatamente como esse fenômeno ocorre.

No que se refere à incorporação de PPA ao ligante asfáltico, Kodrat *et al*. (2007) apontam que a adição de PPA pode ser feita de três maneiras: (i) como catalisador na modificação dos ligantes asfálticos no processo de sopragem, processo no qual o ligante asfáltico é submetido a aquecimento e mistura na presença de um gás (ar, oxigênio ou oxigênio e um gás inerte); (ii) como um aditivo puro, sem a modificação do ligante asfáltico por sopragem; e (iii) como um acelerador da reação química entre o terpolímero reativo e o ligante asfáltico, acarretando a redução no teor de polímero.

Para Kodrat *et al.* (2007), o PPA também tem sido defendido pela indústria como um redutor da proporção de polímero, aparentemente com motivações econômicas, já que o custo do ácido é menor que o do polímero. O PPA parece preservar algumas características esperadas de um ligante asfáltico modificado com uma determinada proporção de polímero mesmo quando esta proporção é reduzida.

Estudos têm mostrado o impacto da combinação do ácido polifosfórico com polímeros sintéticos, permitindo reduzir a proporção de polímero adicionada ao ligante asfáltico, o que provoca redução da viscosidade. Essa combinação ainda proporciona a obtenção de propriedades mecânicas tão adequadas quanto às do ligante asfáltico modificado apenas com o polímero (MARTIN e BAUMGARDNER, 2006), além de melhorar a trabalhabilidade da mistura asfáltica e a estocagem do ligante asfáltico. Segundo Domingos (2013), o efeito da adição de PPA na modificação de ligantes asfálticos também promove um acréscimo no ponto de amolecimento, um aumento na temperatura alta do grau de desempenho, um decréscimo na penetração e uma melhoria na elasticidade e rigidez dos ligantes asfálticos.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais

Os materiais utilizados na pesquisa foram o ligante asfáltico CAP REPLAN 50/70, os polímeros POLIMUL S-74 (Metacrilato de Glicidila - GMA) e POLIMUL SX- 500 (Polietileno - PE) e Ácido Polifosfórico a 116% (PPA 116).

3.2. Métodos

O ligante asfáltico foi modificado inicialmente com um polímero do tipo reativo e adicionados teores de PPA para verificação do efeito do PPA no ligante modificado, sendo os teores estudados descritos na Tabela 1.

3.2.1. Processo de modificação

A mistura do ligante asfáltico com os polímeros foram realizadas em um misturador mecânico FISATOM, modelo 72. A formulação inicial e o processo de modificação são descritos a seguir:

Tabela 1: Formulação de teores de mistura (valores em % por peso)

MISTURA	PURO	0% PPA	0,15% PPA	0,30% PPA
CAP 50/70	100	97,90	97,75	97,60
POLIMUL S-74	0,0	1,80	1,80	1,80
POLIMUL SX-500	0,0	0,30	0,30	0,30
PPA 116%	0,0	0,0	0,15	0,30

O processo de modificação do ligante asfáltico se inicia deixando este na temperatura entre 160 °C e 175 °C a 500 rpm no misturador. Depois de homogeneização da temperatura, adicionou-se a quantidade necessária de Polimul S-74, deixando misturar por 1 hora. Após esse período adicionou-se a quantidade necessária de Polimul SX-500 e misturou-se por mais 30 min. Em seguida a temperatura da mistura era elevada para 170 ºC e é adicionada a quantidade necessária de PPA 116%, deixando misturar os componentes por mais 30 minutos. Após o processo de mistura, o ligante modificado foi deixado em estufa durante um período de 12 horas a 160°C para estagiamento, que é um período de digestão da mistura para garantir que a reação seja completa. A mistura base com Polimul S74 foi utilizada em todas as composições. Estas foram nomeadas de acordo com o teor de ácido presente.

3.2.2. Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização das misturas asfálticas e suas normas estão abaixo listados na Tabela 2, além da norma de especificação de dosagem *Superpave.*

Tabela 2: Normas de dosagem Superpave e das propriedades mecânicas utilizadas

DESCRIÇÃO	NORMAS
Standard Test Method for Preparation and Determination of The Relative Density of Hot Mix Asfhalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor	ASTM D 6925-08
Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral	DNIT – ME 136/2010
Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures	ASTM D 7369-11
Lottman Modificado	AASHTO T 283-2

Resistência à Tração

O ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral foi realizado conforme padronizações da norma Brasileira DNIT-ME 136/2010. Este consiste na aplicação de duas forças concêntricas e diametralmente opostas de compressão, aplicadas por frisos metálicos em um cilindro (corpo de prova), que geram tensões de tração uniformes perpendiculares ao diâmetro. Assumindo que a ruptura do corpo de prova ocorre por tração ao longo do diâmetro, quando solicitado, as tensões geradas se igualam à tensão admissível do material que sempre deve permanecer em regime elástico linear durante o ensaio.

Módulo de resiliência

No Brasil, o ensaio de módulo de resiliência em misturas asfálticas é padronizado pela norma DNIT ME 135/2010, intitulada: "Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio". O ensaio, neste caso, foi realizado seguindo a norma americana ASTM D7369 – 11. Os ensaios por ambos os métodos são semelhantes. Diferenciando entre si, o primeiro método calcula o MR instantâneo e o outro o módulo total. Um, chamado módulo de resiliência instantâneo, que é calculado usando a deformação horizontal recuperável que ocorre durante a fase de descarregamento de um ciclo de carga descarga. Já o outro, é chamado módulo de resiliência total, e calcula-se usando a deformação total recuperável, que inclui tanto a deformação recuperável instantânea, quanto a que depende do tempo durante a fase de descarregamento ou período de repouso de um ciclo (MARQUES, 2004). Estes são computados de forma automática pelo *software UTS000 maintenance utility* v 2.03 da IPC Global UTS.

Foi adotada uma carga de 10% do valor resistência à tração; este valor é comumente utilizado e está compreendido dentro do intervalo definido pela norma do DNIT que estabelece cargas menores que 30% da resistência a tração. Para o ensaio de módulo de resiliência foram moldados 3 (três) corpos de prova para cada amostra, sendo o valor médio admitido como o valor do módulo de resiliência.

Lottman Modificado

O ensaio Lottman Modificado é utilizado para avaliar as propriedades de adesividade em mistura asfálticas, em termos de Resistência à Tração (RT), considerando o efeito deletério da água em diferentes ciclos de temperaturas, em amostras moldadas com o volume de vazios de

aproximadamente 7% ± 1%.

A susceptibilidade de misturas asfálticas à presença de água ocorre pela perda de adesão entre o CAP e os agregados causada pela sua infiltração ou pelo vapor dela. O desempenho das misturas asfálticas está relacionado às propriedades de adesão e coesão com o sistema asfalto-agregado. A perda de coesão e resistência do filme de CAP e as falhas de adesão, em conjunto com a degradação e a fratura do agregado, são identificadas como resultado da susceptibilidade à presença de água ou dano por umidade (LUCENA, 2009).

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

A Figura 1 apresenta o resultado do ensaio de Resistência à Tração por compressão diametral para as misturas investigadas neste estudo. Como pode ser visto, todas as amostras analisadas atenderam ao valor mínimo de 0,65 MPa estabelecido pela norma DNIT-ES 136/2010.

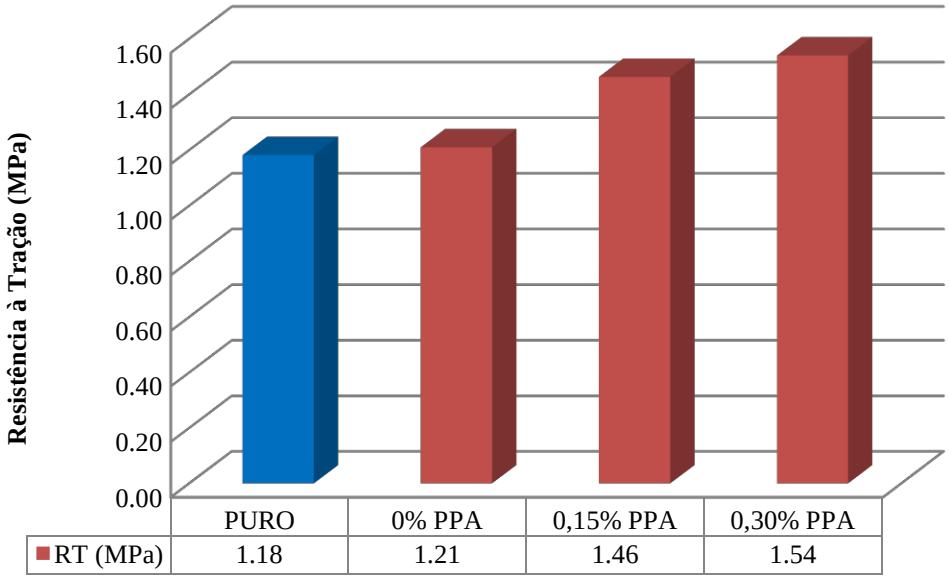


Figura 1: Resultados do Ensaio de RT

É notável, também, o comportamento de crescimento do valor da RT com o aumento no teor de ácido polifosfórico presente na composição da mistura asfáltica. Tal comportamento pode ser explicado pelo fato de que o PPA age como um catalisador da reação entre os polímeros e o ligante asfáltico, o que garante uma mistura de componentes mais intimamente ligados e otimizada, que resulta em um composto de maior resistência à tração.

Entretanto, se observa que quando se dobra a quantidade de ácido na mistura, de 0,15% para 0,30%, suas características de resistência à tração não cresceram da mesma proporção que em comparação à mistura pura e a com 0,15% de ácido. Isto sugere que esta mistura tenha um ponto de saturação desta ordem de ácido, não sendo mais economicamente viável a adição deste sem que haja melhora significativa nas propriedades do pavimento.

4.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

A Figura 2 apresenta os resultados do ensaio de Módulo de Resiliência para as composições estudadas. Observa-se um comportamento uniforme, onde o MR aumenta com o aumento da quantidade de ácido presente na mistura do ligante asfáltico. A partir de sua análise é possível se verificar que o aumento da quantidade de ácido polifosfórico na mistura asfáltica não só aumentou sua rigidez, mas também as suas propriedades elásticas. Quando se parte de uma mistura de 0% de PPA para uma mistura com 0,15% de PPA se tem um aumento de cerca de 32% no módulo de resiliência, o que garante um pavimento que suporta melhor as cargas a que é solicitado sem se deformar permanentemente.

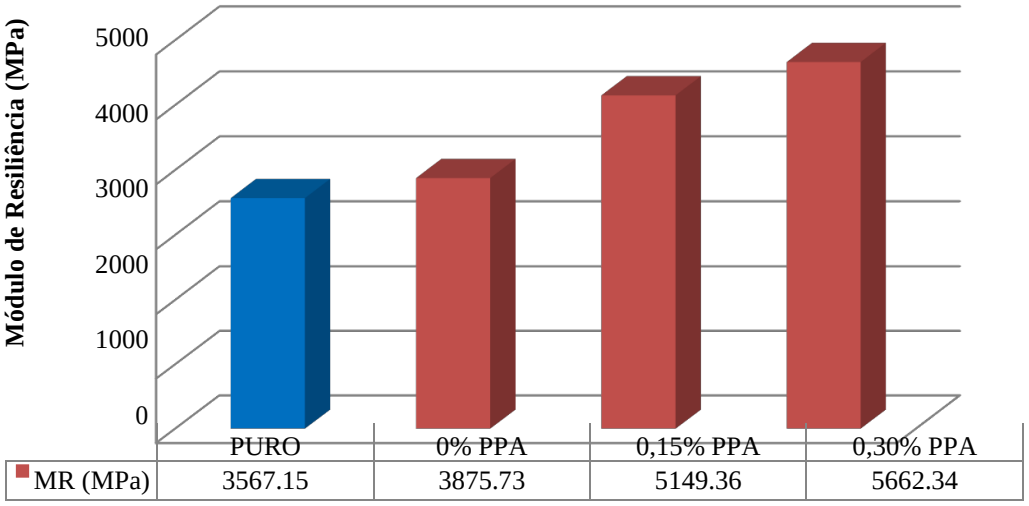


Figura 2: Resultados do Ensaio de MR

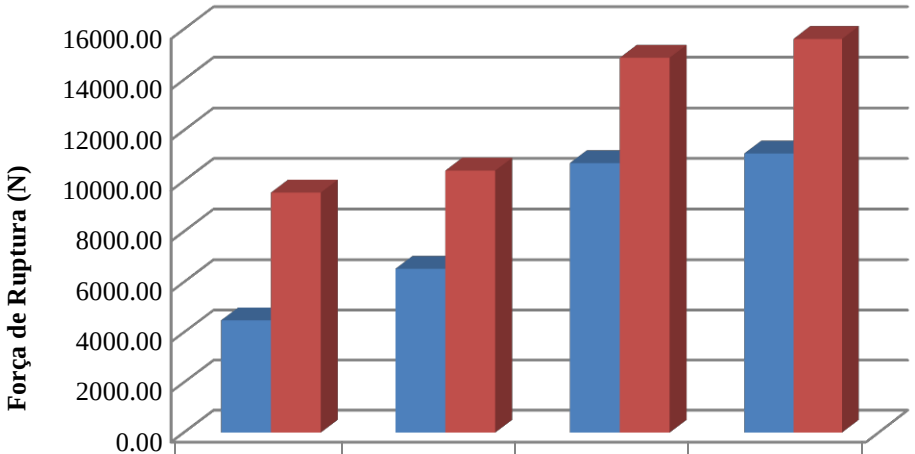
Um pavimento com mais capacidade de absorver cargas sem se deformar garante que a qualidade da rolagem será maior, o conforto para os usuários será incrementando, bem como a vida útil deste pavimento será maior, precisando de menos manutenção durante sua utilização.

Em concordância com os resultados obtidos pelo ensaio de Resistência à Tração, observa-se que a mistura asfáltica teve pouco ganho de módulo de resiliência quando se aumentou o teor de ácido de 0,15 para 0,30%. A partir daí é possível inferir que o PPA age nas propriedades químicas do ligante fazendo com que este absorva melhor as propriedades do polímero elastomérico (Polimul S-74) até certo ponto, onde a partir daí a mistura ganha mais em rigidez que em elasticidade, o que é interessante até certa medida. Deve-se buscar, para um pavimento de excelência, o equilíbrio entre rigidez e elasticidade.

A partir da análise dos dados, é possível observar que o ligante asfáltico tem seu ponto de amolecimento aumentado à medida que se aumenta o teor de ácido em sua composição. Tal resultado já era de se esperar, tendo em vista que a viscosidade do ligante também aumentou com o aumento da quantidade de ácido presente. Tal comportamento também foi observado no ligante asfáltico envelhecido, que naturalmente, tem seu ponto de amolecimento maior que o do ligante virgem. Isso indica uma melhoria também na reação do polímero POLIMUL S74 a partir da adição de ácido, uma vez que sem ácido o ponto de amolecimento foi de 57°C e com a adição de PPA esse valor chegou a 77°C.

4.3. Ensaio de Lottman Modificado

Apresentado na Figura 3 estão os resultados do ensaio de Lottman Modificado, que mensura o efeito deletério da água na mistura asfáltica.



	PURO	0% PPA	0,15% PPA	0,30% PPA
Condicionado	4485.27	6532.00	10708.20	11087.45
Não Condicionado	9543.12	10410.75	14872.50	15616.13

Figura 3: Resultados do ensaio de Lottman Modificado

Para ter o resultado satisfatório pela norma T 283-2 da AASHTO, a força de ruptura mínima do corpo de prova condicionado à ação deletéria da água deve ser da ordem de 70% ou mais da força de ruptura dos corpos de prova não condicionados. Sendo assim, pela análise dos resultados obtidos, se constata que o corpo de prova da mistura Pura e de 0% PPA não conseguiram atingir este valor. Já os corpos de prova com 0,15 e 0,30% de PPA atingiram satisfatoriamente esta meta. Desta forma é possível concluir que o ácido polifosfórico age como uma proteção contra a ação danosa causada pela água, fazendo com que a ligação entre o CAP e o agregado seja mais forte, dificultando com que a água penetre nesta camada de ligação e enfraqueça a estrutura do pavimento.

5. CONCLUSÕES

A partir da análise dos resultados obtidos, constata-se que a quantidade de Ácido Polifosfórico interfere nas características do ligante modificado com polímero. Em termos gerais, quanto mais ácido na composição, mais a mistura se torna rígida, o que implica em um aumento em sua resistência à tração, porém se incrementa também suas características elásticas de resiliência, conferindo ao pavimento uma maior resistência à deformação permanente. Além disso, nota-se que o ligante modificado com polímero reativo e PPA apresenta uma ligação mais íntima entre o ligante e os agregados da mistura, o que foi comprovado pelo ensaio de Lottman Modificado, e que garante uma maior eficiência do compósito.

Destaca-se, também, que para o ligante asfáltico modificado com polímeros e 0% de PPA praticamente não houve incremento em suas propriedades mecânicas em comparação ao ligante virgem, sendo este fato explicado pelo baixo teor de polímeros acrescentados à mistura mas mais importante pela ausência do ácido, que age como o catalisador da reação ligante-polímeros, ou seja, esta composição só se torna eficiente na presença do ácido polifosfórico.

Futuros estudos acerca da viabilidade econômica da adição do ácido polifosfórico bem como os ensaios de caracterização reológica da mistura asfáltica em si são necessários e muito valiosos para obtenção do teor ótimo de cada componente a fim de se obter melhores propriedades, conferindo-lhes características viáveis no transporte, estocagem e usinagem.

Agradecimentos

À PRANA Petroquímica Ltda por fornecer os materiais necessários para o desenvolvimento desta pesquisa e ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos – LEP/UFCG.

BIBLIOGRAFIA

AASHTO (2013) T 283-2. *Standard Method of Test for Modified Lottman.*

AIREY, G. D. (1997) *Rheological Characteristics of Polymer Modified and Aged Bitumens*. Thesis. Department of Civil Engineering. University of Nottingham.

ASTM (2009) D6925. *Standard Test Method for Preparation and Determination of the Relative Density of Hot Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor*. American Society for Testing and Materials.

ASTM (2011) D7369-11 *Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures*, ASTM International, West Conshohocken, PA.

BAUMGARDNER, G. L. (2012) Why and How of Polyphosphoric acid Modification. In Industry Perspective.*Transportation Research Circular* E-C160, p.14-26.

Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte DNIT – ME (2010) 136/10. *Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro.

DOMINGOS, M., FAXINA, A. (2013). Avaliação do comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados com SBS e PPA. *Revista Transportes*, pp. 51-58.

FERNANDES, M. R. S. (2009) *Efeitos de aditivo tipo óleo e enxofre na reologia de asfaltos modificados com SBS*. Porto Alegre, UFRGS, Programa de Pós Graduação em Engenharia de Materiais.

KALANTAR, Z, N.; KARIM, M. R.; MAHREZ, A. (2012) A review of using waste and virgin polymer in pavement.*Construction and Building Materials*, Volume 33, Pages 55-62.

KODRAT, I. *et al*. (2007). Comparison of polyphosphoric acid-modified asphalt binders with straight and polymer-modified materials. *Transportation Research Record*. Washington, n. 1988, p.47-55.

LIANG, M.; LIANG, P.; FAN, W.; QIAN, C.; XIN, X.; SHI, J.; NAN, G. (2015) Thermorheological behavior and compatibility of modified asphalt with various styrenebutadiene structures in SBS copolymers.
Materials and Design.

LUCENA, L. C. F. L. (2009) *Verificação da influência do uso de resíduos industriais como fíler em misturas asfálticas sob o efeito da presença d´água*. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Campina Grande.

MARQUES, G. L. O. (2004) *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 461p.

MARTIN, J. V.; BAUMGARDNER, G. L. (2006) A New Method to Produce Polymer Modified Asphalt with Crumb Rubber and Polyphosphoric Acid:Combining Recycling and Performance, *Asphalt Rubber Conference*, p.903-930.

NEGRAO, A. P. (2006) *Estudo de Asfaltos Modificados por Polímeros do tipo RET para Aplicação em Pavimentos*. Dissertacao (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola Politecnica da Universidade de Sao Paulo.

POLACCO, G., BERLINCIONI, S., BIONDI, D., STASTNA, J., ZANZOTTO, L. (2005) Asphalt modification with different polyethylene-based polymers. *European Polymer Journal* 2005; 41(12): 2831-2844.

SHIVOKHIN, M., GARCÍA-MORALES, M., PARTAL, P., CUADRI, A. A., GALLEGOS C. (2012) Rheological behaviour of polymer-modified bituminous mastics: A comparative analysis between physical and chemical modification. *Construction and Building Materials.*

SOBREIRO, F. P. (2014) *Efeito da adição de ácidos fosfóricos no comportamento reológico de ligantes asfálticos puros e modificados com copolómero SBS*. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

SPECHT, L. P. (2004) *Avaliação de misturas asfálticas com a incorporação de borracha reciclada de pneus.* 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto

Alegre.

ZHU, J., BIRGISSON, B., KRINGOS, N. (2014) Polymer Modification of Bitumen: Advances and Challenges, *European Polymer Journal*, doi: http://dx.doi.org/10.1016/j.eurpolymj.2014.02.005

Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva
cesar.vtr@hotmail.com
Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça
ana.duartemendonca@gmail.com

AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DO ÓLEO DE ALGODÃO BRUTO NAS PROPRIEDADES REOLÓGICAS DO CIMENTO ASFÁLTICO DE PETRÓLEO

Christian Rafael Ziegler
Ablenya Grangeiro de Barros
Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva
Daniel Beserra Costa
John Kennedy Guedes Rodrigues
Universidade Federal de Campina Grande
Laboratório de Engenharia de Pavimentos

RESUMO
O apelo por processos de pavimentação asfáltica mais eficientes e menos agressivos ao meio ambiente tem conduzido a pesquisas voltadas à diminuição das temperaturas de trabalho das misturas asfálticas. Nesse sentido, pesquisadores têm utilizado produtos alternativos para atingir este comportamento, como o óleo de algodão bruto, cujas características químicas quando adicionados ao Ligante Asfáltico promovem a redução de viscosidade. A presente pesquisa teve como objetivo o estudo das propriedades reológicas do ligante asfáltico modificado pela adição de óleo de algodão bruto nos teores de 1%, 2% e 3%. Os ligantes foram analisados antes e após o envelhecimento a curto prazo, a partir de ensaios reológicos com auxílio do DSR e do Viscosímetro Rotacional foram observadas reduções efetivas na temperatura de usinagem de até 6ºC com manutenção do mesmo Grau de Desempenho.

ABSTRACT
The appeal for more efficient production processes of asphalt paving and less harmful to the environment has led studies to evaluate the capability of reducing the temperature of asphalt mixtures production. Thus, researchers have been using alternative products to achieve this behavior, such as the Untreated Cottonseed Oil, which chemical properties, when inserted into the asphalt binder, promote reductions of viscosity. Therefore, the present research had as objective to analyse rheological aspects of asphalt binders modified by additions of the untreated cottonseed oil at the percentages of 1%, 2% and 3%. The binders were analysed before and after the Rolling Thin Film Oven Test, having its properties evaluated by the rotational viscosity and the Dynamic Shear Rheometer, determining the performance grade. It was verified effective reductions at the temperature of machining up to 6ºC. The performance grade proved the untreated cottonseed oil additions do not interfere with the asphalt binder performance.

1. INTRODUÇÃO

O modal rodoviário constitui-se como o de maior uso no Brasil. Grande parte das estradas desse sistema é executada em pavimento flexível: como destacado em Bernucci et al. (2007), cerca de 95% das estradas pavimentadas são de revestimento asfáltico cujo principal componente é o cimento asfáltico de petróleo (CAP). O revestimento do pavimento é a camada responsável pela transferência das cargas solicitantes de tráfego para as camadas inferiores (base, sub-base e subleito), além de estar sujeito diretamente às intemperes. Isto posto, faz-se necessária uma criteriosa avaliação e categorização das condições as quais o CAP será exposto durante sua vida útil (COSTA et al., 2015). Desta forma, muitas pesquisas no ramo da pavimentação asfáltica têm dado enfoque no estudo da modificação e melhoria do CAP como forma de produzir revestimentos asfálticos mais duráveis.

O crescimento da quantidade de veículos em circulação nas rodovias associado ao aumento do peso e do número de eixos dos veículos comerciais têm levado à deterioração precoce dos revestimentos asfálticos. Os defeitos mais comuns encontrados, em virtude dos fatores citados, são as trincas por fadiga e as deformações permanentes em trilhas de rodas (LEAL, 2013 apud COSTA, 2017). De acordo com Balbo (2007), o fenômeno da fadiga relaciona-se

ao fato de que muitos materiais, sendo sucessivamente solicitados em níveis de tensão inferiores àqueles de ruptura, desenvolvem gradualmente alterações em sua estrutura interna que resultam na perda de características estruturais originais. Isso gera um processo de microfissuração que culmina no desenvolvimento de fraturas e, consequentemente, no rompimento do material. O afundamento por trilha de roda dá-se pelo progressivo aumento de solicitações de cargas por eixo.

Aliado às problemáticas estruturais supracitadas, existe a crescente preocupação com a agressão ao meio ambiente. Para produção de misturas asfálticas convencionais deve-se aquecer o ligante asfáltico, bem como os agregados, em temperaturas que variam entre 150 °C e 200 °C (SILVA, 2016). Os fumos liberados neste processo são prejudiciais à saúde humana e ao meio ambiente. Ocorre também elevado consumo energético, que geralmente advém da queima de combustíveis fósseis, além de um maior envelhecimento oxidativo do ligante asfáltico quando exposto a estas temperaturas.

Com a finalidade de diminuir o consumo de recursos naturais, reduzir o consumo de energia, bem como as emissões de gases poluentes e em alguns casos melhorar o desempenho do pavimento, surgiram um grupo de tecnologias que vêm sendo desenvolvidas desde a década de 90, na Europa, denominadas misturas asfálticas mornas (*Warm Mix Asphalt*). Estas misturas são produzidas em temperaturas em torno de 30 °C ou mais abaixo das temperaturas utilizadas na usinagem e compactação de misturas usinadas a quente. Segundo Otto (2009) estas reduções pode levar a economia de 30% no consumo de energia durante o processo de produção nas usinas de asfalto. De acordo com Motta (2011), a literatura em geral indica que tal redução de temperatura com as misturas mornas pode trazer importantes benefícios como: menor emissão de poluentes atmosféricos; melhoria do ambiente de trabalho na pavimentação; diminuição no consumo energético; menor envelhecimento do asfalto; possibilidade do uso de maiores quantidades de material fresado na mistura morna; menor dificuldade de aplicação em épocas ou locais de muito frio e maior habilidade de transporte por longas distâncias.

Atualmente, a produção de misturas asfálticas mornas é possível devido às seguintes técnicas: espumejo do asfalto, introdução de aditivos orgânicos e aditivos surfactantes (SILVA, 2016). A utilização de aditivos naturais, notadamente as oleaginosas, tais como a palma, o babaçu, a soja, o girassol, o amendoim e a mamona se constituem, potencialmente, como agentes viáveis para reduzir a temperatura de usinagem e compactação (TUC) ao serem incorporados ao CAP que integrará as misturas asfálticas (CAVALCANTE, 2016).

O óleo de algodão possui odor e sabor característicos e fortes devido à presença de gossipol, fosfolipídeos, esteróis, resinas, carboidratos e alguns pigmentos, os quais são eliminados quase que totalmente durante o processo de refino. É constituído também por ácidos graxos compostos por 22% de ácido oleico, mais de 52% de ácido linoleico, um teor menor que 1% de ácido linolênico e 24% de ácido palmítico (MORETO e FETT, 1998). O óleo de algodão tem várias aplicações, tais como na indústria alimentícia (margarinas, biscoitos, chocolates), farmacêutica, domissanitária, bem como é utilizado na iluminação, lubrificação e fabricação de sabões e graxas. É também utilizado como desmoldante industrial e na fabricação de tijolos e telhas.

Segundo Nunes (2007) o algodão é a segunda maior cultura de oleaginosa do Brasil, sendo a soja a primeira. Diferentemente da soja, entretanto, o algodão não é cultivado pelo seu grão ou pelo seu óleo, mas sim para a produção da fibra, que é utilizada na indústria têxtil. O óleo de algodão em seu estado bruto é extraído diretamente da semente do algodão. Após o tratamento deste, obtém-se o óleo de algodão refinado, que é utilizado no ramo alimentício ou até como biodiesel.

Óleos com quantidades elevadas de ácido oleico são mais lentos para desenvolver sofrer uma decomposição oxidativa, fato benéfico no que se trata do envelhecimento do CAP. (LUCENA et al., 2016).

Sendo assim, o presente trabalho tem como enfoque avaliar as características reológicas da adição do óleo de algodão bruto ao CAP 50/70, dado a possível viabilidade do seu uso como "aditivo verde", por se tratar de uma fonte natural renovável e biodegradável, para reduzir a viscosidade e consequentemente as temperaturas de usinagem e compactação. Para isto, serão realizados os ensaios de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade rotacional *Brookfield*, avaliação da perda de massa pelo envelhecimento a curto prazo e grau de performance (PG).

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Materiais

2.1.1 Cimento asfáltico de petróleo

Os asfaltos ou cimentos asfálticos de petróleo (designados simplesmente por CAP) são obtidos a partir de processos de refinamento do petróleo cru, para as finalidades específicas de pavimentação, além de outras aplicações. São materiais que possuem grande quantidade de betume (hidrocarbonetos não voláteis pesados), por isso sendo muitas vezes designados também por betumes. Possuem cor negra ou marrom muito escuro, sendo muito viscosos e agindo como ligantes, de consistência sólida a semissólida em temperaturas ambientes (Asphalt Institute, 1983).

O CAP utilizado na presente pesquisa foi o tipo 50/70, que é classificado pelo ensaio de penetração em todo o território nacional e cujas especificações estão prescritas no Regulamento Técnico 03/2005 da ANP (Agência Nacional do Petróleo, Gás e Bicombustíveis). O ligante asfáltico foi cedido pela empresa JBR. Os ligantes serão avaliados antes e após o envelhecimento a curto prazo.

2.1.2 Óleo de algodão bruto

A semente de algodão é considerada uma das mais importantes fontes de óleo, sendo o óleo de algodão o mais antigo produzido industrialmente no Brasil. Além disso, a produção de algodão é um símbolo econômico da região nordeste do Brasil, o que viabiliza a sua utilização como aditivo do CAP. Nesta pesquisa optou-se por utilizar o óleo de algodão bruto como forma de avaliar se o produto não submetido ao processo de refino pode ser viável para incorporação no CAP.

O óleo de algodão bruto utilizado para os ensaios foi concedido pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária - EMPRAPA da cidade de Campina Grande/PB.

2.1.3 Mistura

Com base em análises de estudos realizados que visaram avaliar o comportamento de amostras de ligante associadas a compostos oleicos (FAXINA 2006; SOUZA 2012), foram determinados os parâmetros para realização das misturas entre o ligante asfáltico e o óleo bruto de algodão. Como forma de garantir a fluidez necessária para realização da mistura, o CAP 50/70 foi aquecido em estufa a uma temperatura de 120ºC por cerca de uma hora e meia. Colocou-se, então, o ligante em um béquer para ser inserido na manta de um agitador mecânico de baixo cisalhamento. Uma vez acionada a manta à temperatura de estabilização da mistura de 135ºC, o misturador fora acionado à rotação de 406 rpm para garantir a distribuição da temperatura por toda a amostra. Atingida a temperatura de mistura de 135ºC, adicionou-se o óleo de algodão bruto à mistura e contabilizou-se um período de 20 minutos para sua a homogeneização. Os teores de óleo de algodão bruto adicionadas foram de 1%, 2% e 3% em relação à massa da amostra do ligante.

2.2 Caracterização dos ligantes asfálticos puro e aditivados

Os ensaios realizados como forma de medir as propriedades reológicas fundamentais e empíricas dos ligantes asfálticos estão listados nos itens a seguir.

2.2.1 Ensaio de penetração

Este ensaio padronizado pela norma DNIT-ME 155/2010 é caracterizado pela profundidade, em décimos de milímetro, em que uma agulha com peso pré-estabelecido de 100 gramas penetra verticalmente em uma amostra de ligante asfáltico durante 5 segundos a uma temperatura de 25ºC. Este procedimento é realizado três vezes para que se faça uma média dos valores encontrados que não excedam o limite da norma. Quanto menor for o valor encontrado nestas leituras, tanto maior será a viscosidade do cimento asfáltico avaliado.

2.2.2 Ponto de amolecimento (método anel e bola)

O objetivo deste ensaio é avaliar a temperatura em que o asfalto amolece ao ponto de atingir uma determinada viscosidade. Realizado de acordo com procedimento descritos em DNIT-ME 131/2010, um conjunto contendo duas bolas de aço, de dimensões e peso especificados, colocadas nos centros de duas amostras de asfalto confinadas dentro um anel metálico cada, é emerso em um banho de água em um béquer. O banho é aquecido a uma taxa controlada. Quando o asfalto amolece o suficiente para não mais suportar o peso da bola, a bola e o asfalto deslocam-se em direção ao fundo do conjunto padrão do ensaio, devido ao aumento da temperatura. A temperatura é marcada no instante em que a mistura amolecida toca a placa do fundo do conjunto. O ponto de amolecimento deve ser a média das temperaturas indicadas pelo termômetro no instante em que as esferas de aço atingem a placa inferior, não divergindo em mais que 2ºC entre elas.

2.2.3 Viscosidade rotacional Brookfield

A descrição e normatização deste ensaio são feitas pela NBR 15184/05 e pela ASTM D 4402/02.

O ensaio de viscosidade rotacional permite medir as propriedades de consistência dos ligantes. Utilizou-se o viscosímetro Brookfield modelo DV-III ULTRA, acoplado a um controlador de temperatura Thermosel, a partir do qual é medido o torque necessário para rodar uma haste de prova (spindle) imersa em uma amostra de ligante aquecida sob

velocidade constante. Este ensaio foi monitorado nas temperaturas de 135ºC, 150ºC e 177ºC e a unidade de medida da viscosidade dinâmica foi expressa em centipoise (cP). Além de ser usada como propriedade de controle na formulação de ligantes asfálticos modificados, a viscosidade também é empregada na estimativa das temperaturas de usinagem e de compactação da massa asfáltica.

2.2.4 Envelhecimento a curto prazo RTFOT

O procedimento Rolling Thin Fim Oven Test – RTFOT, normatizado pela ASTM D2872/13 e ABNT 15235/09, simula o envelhecimento que ocorre durante a estocagem, usinagem e aplicação do asfalto, principalmente devido a sua oxidação e evaporação nessas condições. O ensaio é realizado colocando-se uma quantidade específica de cimento asfáltico (aproximadamente 35g) em vidrarias que são inseridas num refratário vazado, que gira dentro de uma estufa a 163ºC. Por intermédio de um bico injetor, uma corrente de ar atinge a mistura a cada rotação da placa rotativa durante um processo que dura 85 minutos. Após a realização desse procedimento, as amostras são submetidas à verificação de perda de massa.

2.2.5 Reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR)

Segundo Bernucci et al. (2007), o reômetro de cisalhamento dinâmico (Dynamical Shear Rheometer – DSR) é usado para caracterizar as propriedades viscoelásticas do ligante. Por meio deste equipamento mede-se o módulo complexo de cisalhamento (G*) e o ângulo de fase (δ) a temperaturas e frequências de carregamentos desejados. O procedimento nele empregado consiste em submeter uma pequena quantidade de ligante a tensões de cisalhamento oscilatórias, entre duas placas paralelas. Na análise da presente pesquisa verificou-se o PG (Grau de Desempenho) dos ligantes asfálticos. A obtenção do PG seguiu procedimentos descritos na norma ASTM D 7175. Nele foi realizada uma varredura de parâmetro G*/sen δ em função de determinadas temperaturas. O PG corresponde à temperatura na qual os valores de G*/senδ são superiores a 1,0 kPa e 2,2 kPa, respectivamente para as amostras antes e após o envelhecimento a curto prazo. A temperatura máxima foi obtida com o ponto de falha determinado no ensaio, sendo assim, estes valores são capazes de garantir a adequada resistência ao acumulo de deformações permanentes.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Rolling Thin Film Oven - RTFO

Segundo Araújo (2007) aproximadamente 60% do envelhecimento total sofrido pelo ligante ocorre durante o processo de usinagem, 20% sofrido durante a estocagem, o transporte, o espalhamento e a compactação, sendo somente os 20% restantes correspondentes ao desgaste que irá ocorrer durante a vida útil do revestimento asfáltico. Desta forma, torna-se necessária a prevenção do efeito de envelhecimento pela usinagem para aumentar a vida útil do ligante.

Os ensaios de RTFO seguiram a norma ASTM D 2872. Após a realização do ensaio de envelhecimento a curto prazo (RTFO), foram obtidos os resultados de variação em massa demonstrados na Tabela 1.

Tabela 1: Variação em massa após ensaio de envelhecimento a curto prazo (RTFO)

Amostra	Perda de Massa (%)
CAP 50/70	0,121
CAP 50/70 + 1% Óleo de Algodão Bruto	0,129
CAP 50/70 + 2% Óleo de Algodão Bruto	0,038
CAP 50/70 + 3% Óleo de Algodão Bruto	0,114
ANP n° 19/2005	≤ 0,500

Os resultados apresentados na Tabela 1 mostram que as amostras ensaiadas se enquadraram nas especificações da Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) através da resolução N° 19/2005. Constata-se que apenas a mistura com adição de 2% apresentou-se uma perda de massa abaixo das demais, todas as outras amostras apresentaram perdas de massa similares. Em seguida, foram analisados os ensaios de penetração, obtendo-se os resultados expostos na Tabela 2.

Tabela 2: Ensaio de penetração retida

Amostra	Penetração (dmm)	Penetração após RTFO (dmm)	Penetração retida (%)
CAP 50/70	63,2	47,0	74,4
CAP 50/70 + 1% Óleo de Algodão Bruto	75,1	58,6	78,0
CAP 50/70 + 2% Óleo de Algodão Bruto	83,6	71,1	85,0
CAP 50/70 + 3% Óleo de Algodão Bruto	96,9	84,6	87,3
ANP n° 19/2005	-	-	Mín. 60,00

Os resultados apontam que a adição do óleo de algodão bruto promoveu um aumento na penetração do ligante. Fato esse já esperado, dado que trabalhos como o de Costa (2015), Portugal (2016), Souza (2012) e Cavalcante (2016), que tiveram como base a adição de modificadores oleicos a ligantes asfálticos, apresentaram a diminuição da rigidez do ligante com o aumento sucessivo da adição do agente modificador. É possível observar que todas as amostras se enquadraram no exigido em relação à penetração retida na resolução N° 19/2005 da ANP. Foram obtidos também os resultados do ensaio de aumento do ponto de amolecimento, expostos na Tabela 3.

Tabela 3: Ensaio de aumento do ponto de amolecimento - Método do anel e bola

Amostra	Ponto de amolecimento (°C)	Ponto de amolecimento, após RTFO (°C)	Aumento do ponto de amolecimento (°C)
CAP 50/70	50,00	53,50	+3,50
CAP 50/70 + 1% Óleo de Algodão Bruto	48,00	52,50	+4,50
CAP 50/70 + 2% Óleo de Algodão Bruto	45,00	50,50	+5,50
CAP 50/70 + 3% Óleo de Algodão Bruto	43,00	49,00	+6,00
ANP n° 19/2005	-	-	Aumento no ponto de amolecimento, Máx. + 8 °C Redução no ponto de amolecimento, Máx. - 5 °C

Assim como no parâmetro anterior, os resultados encontrados corresponderam ao esperado. Apresentando uma diminuição na consistência do ligante com a adição do modificador, e consequentemente, valores menores de ponto de amolecimento com o aumento do teor de óleo de algodão bruto adicionado. Também a esse critério foi observado que todas as amostras satisfizeram os critérios preconizados na resolução N° 19/2005 da ANP.

3.2 Viscosidade Rotacional

Os resultados obtidos de viscosidade rotacional são obtidos para cada uma das temperaturas ensaiadas de 135°C, 150°C e 177°C, seguindo os critérios determinados na norma ASTM D4402. Foram realizados ensaios de viscosidade rotacional em todas as amostras, antes e após o envelhecimento a curto prazo. Os valores obtidos para as amostras sem envelhecimento estão apresentados na Tabela 4, bem como, na Figura 1.

Tabela 4: Resultados de viscosidades rotacionais para os ligantes

Amostra	Viscosidade rotacional (cP)		
	135 °C	150 °C	177 °C
CAP 50/70	406,25	202,50	74,75
CAP 50/70 + 1% Óleo de Algodão Bruto	392,50	197,00	73,25
CAP 50/70 + 2% Óleo de Algodão Bruto	363,75	184,50	70,50
CAP 50/70 + 3% Óleo de Algodão Bruto	345,25	178,50	67,75

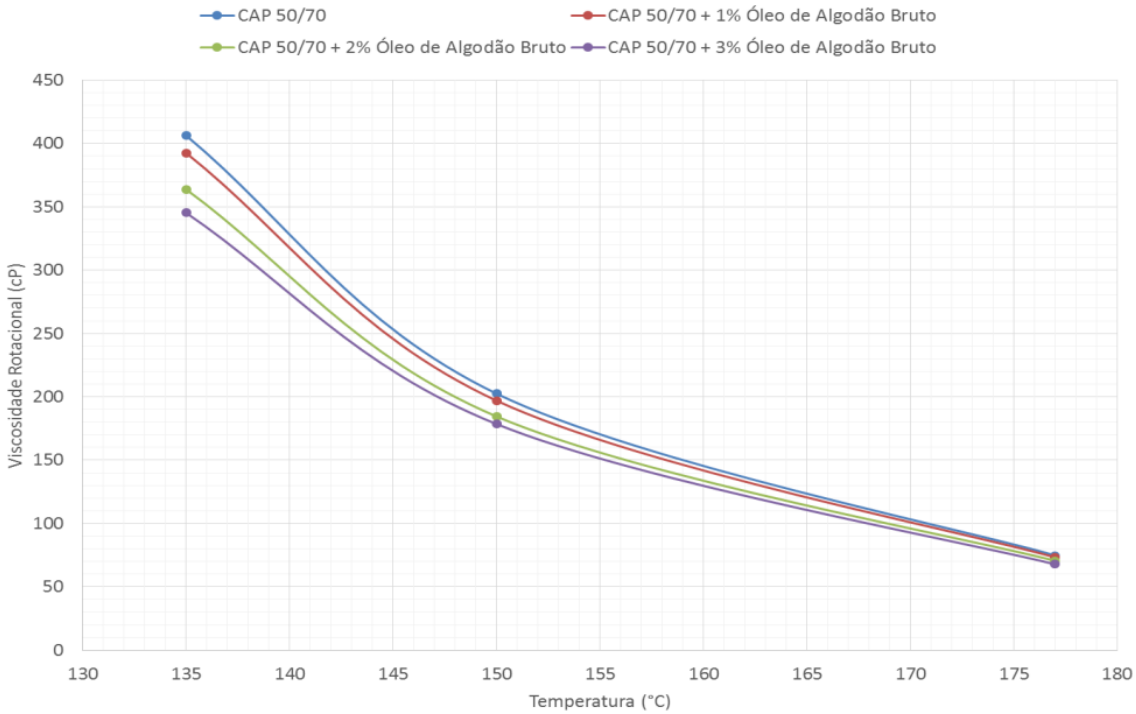


Figura 1: Resultados de viscosidades rotacionais nas diferentes temperaturas

A adição do óleo de algodão bruto resultou em menores viscosidades e, do mesmo modo, satisfizeram os critérios preconizados na resolução N° 19/2005 da ANP. É possível observar que a viscosidade das amostras de CAP não modificado e a amostra modificada com 1% de óleo de algodão bruto apresentaram resultados similares, já as demais amostras apresentaram um maior incremento em sua viscosidade. Bernucci et. al. (2007) aponta que a temperatura ideal do ligante na fase de mistura deve ser tal que a sua viscosidade esteja situada entre 75 e 150 SSF (segundos Saybolt-Furol), ou 0,17 ± 0,02 Pa.s se medida com o viscosímetro rotacional.

Sendo assim, foram determinadas as temperaturas de usinagem das amostras ensaiadas. Para a amostra de CAP sem modificação foi determinada a temperatura de usinagem de 155 °C e para a amostra com adição 1% de óleo de algodão bruto a temperatura de usinagem de 154 °C. O que as caracterizam como misturas à quente, segundo Federal Highway Administration (FHWA, 2008). Já a amostra com adição de 2%, apresentou uma temperatura de usinagem de 150 °C e para a amostra com adição de 3% uma temperatura de usinagem de 149 °C. Enquadrando as amostras como misturas mornas segundo a FHWA (2008). A diminuição da viscosidade além de diminuir os custos de produção das misturas asfálticas, diminuem o nível de agentes tóxicos voláteis do ligante asfáltico.

Na Tabela 5 e Figura 2, constam as viscosidades rotacionais dos ligantes asfálticos envelhecidos a curto prazo.

Tabela 4: Resultados de viscosidades rotacionais para os ligantes após RTFO

Amostra	Viscosidade rotacional (cP)		
	135 °C	150 °C	177 °C
CAP 50/70	567,50	275,50	95,50
CAP 50/70 + 1% Óleo de Algodão Bruto	531,25	258,00	88,75
CAP 50/70 + 2% Óleo de Algodão Bruto	492,50	241,50	85,50
CAP 50/70 + 3% Óleo de Algodão Bruto	438,75	218,50	77,50

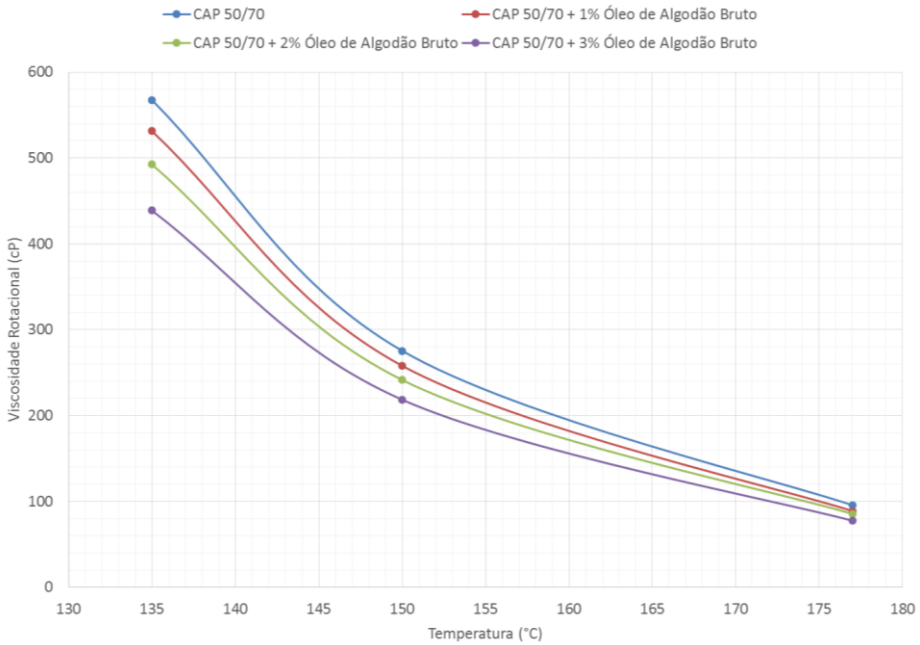


Figura 2: Viscosidades rotacionais nas diferentes temperaturas para os ligantes após RTFO

O mesmo comportamento é observado em termos de decréscimo das viscosidades com o acréscimo de óleo de algodão bruto. Além disto, é possível observar que teores iguais ou superiores a 3% de adição envelhecidos, apresentarão viscosidades próximas a viscosidade do ligante asfáltico não modificado e sem sofrer o envelhecimento. Esse comportamento pode estar ligado a uma maior volatilização do óleo, preservando os asfaltenos.

3.3 Grau de Desempenho – PG

O grau de desempenho – PG dos ligantes asfálticos são especificados na norma ASTM D6373-15. A temperatura máxima do PG foi definida como a temperatura na qual os valores do G*/sinδ são superiores a 1,0 KPa e a 2,2 KPa, respectivamente, para as amostras antes e após o envelhecimento a curto prazo. A determinação deste parâmetro é feita basicamente através da avaliação da amostra antes e após envelhecimento em RTFO, em teste de varredura de temperatura no DSR, a uma frequência de 10 rad/s e deformação de 12%, nas temperaturas de 46 a 82 °C. Nesta pesquisa não foram avaliados o PG para baixas temperaturas, devido a característica tropical do Brasil.

Nas Figuras 3 e 4 constam os gráficos com a variação do G*/Senδ em função da temperatura, antes e após envelhecimento a curto prazo (respectivamente) para as amostras ensaiadas. No geral, observa-se uma redução do parâmetro G*/Senδ com adição do óleo de algodão bruto.

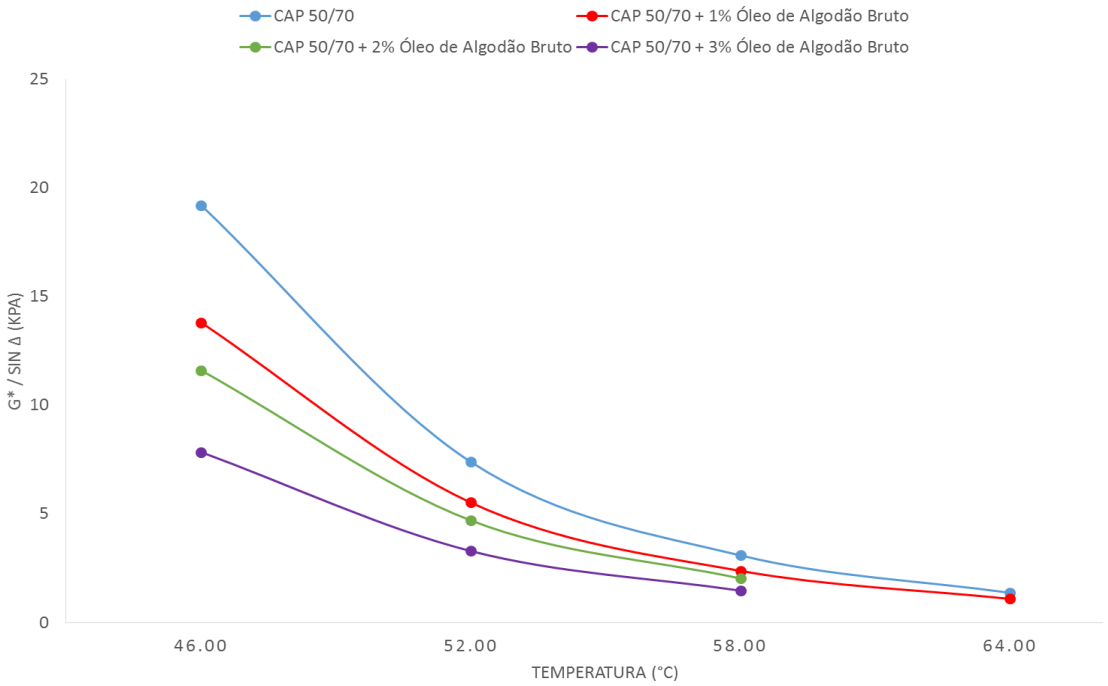


Figura 3: Parâmetro G*/ senδ em função da temperatura – Ligantes antes RTFO

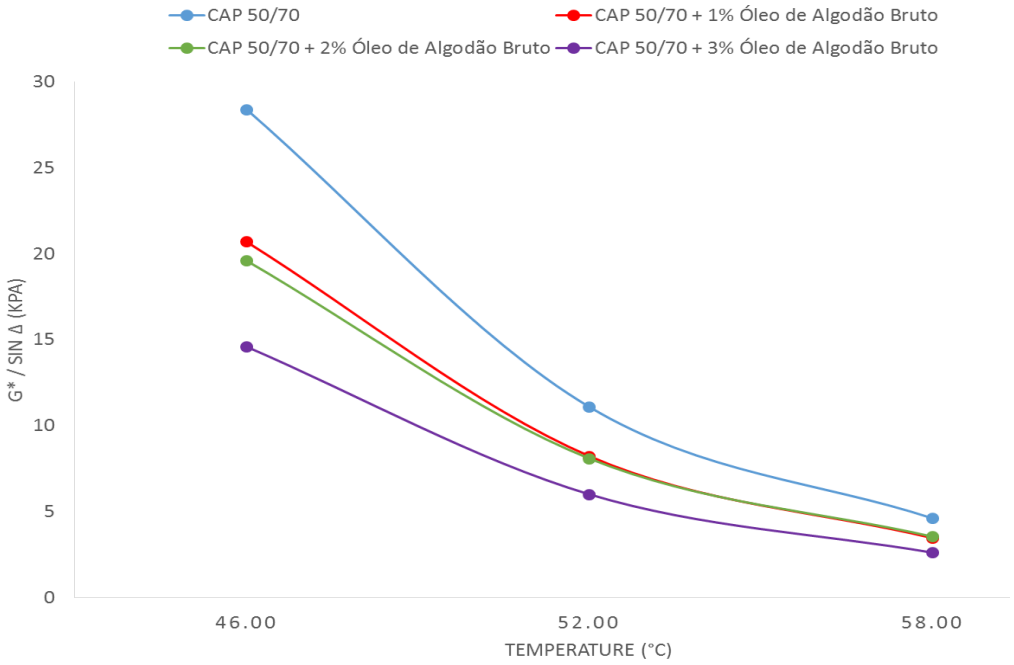


Figura 4: Parâmetro G*/ senδ em função da temperatura – Ligantes após RTFO

Para todos os ligantes asfálticos ensaiados, após o RTFO, constata-se um aumento do valor da razão G*/senδ para qualquer temperatura, o que está certamente atrelado ao acréscimo do teor de asfaltenos resultante do processo de oxidação. Com esses resultados foi possível determinar o PG para as amostras ensaiadas, sendo expostos na Figura 5.

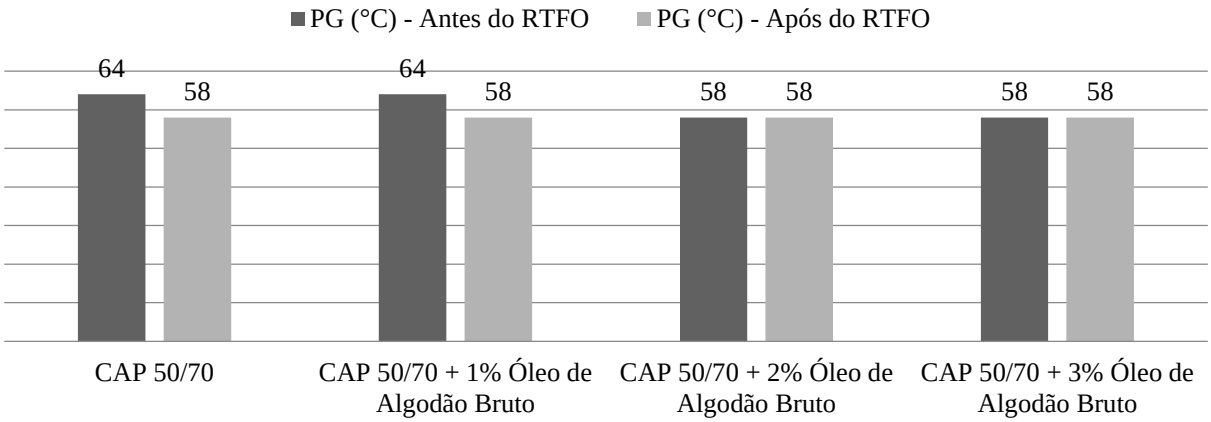


Figura 5: Grau de Desempenho (PG) do ligante modificado adicionado ao óleo de linhaça

É possível constatar que a adição do óleo de algodão bruto não alterou o parâmetro G*/senδ, o que representou em uma constância no PG das amostras.

4. CONCLUSÕES

A adição de óleo de algodão bruto ao ligante asfáltico apresentou um promissor redutor de viscosidade, consequentemente diminuindo as temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas. Resultando num menor risco de desgaste do ligante asfáltico, uma redução nos custos de produção e execução dos revestimentos asfálticos, redução de emissão de gases nocivos no meio ambiente e maior facilidade de revestir o agregado quando na fase de usinagem. São sugeridas pesquisas futuras utilizando este ligante modificado para a produção de misturas asfálticas e também pesquisas para se analisar a sua composição química, tais como os ensaios FTIR e SARA.

O condicionamento proporcionado pelo RTFO mostrou que todas as características das amostras se encontraram dentro das especificações da ANP, corroborando o fato de que a adição do óleo não prejudicou a consistência das misturas. Em contrapartida, os resultados obtidos pelo ensaio de viscosidade rotacional demonstraram que a adição do óleo de algodão bruto reduziu a viscosidade do ligante asfáltico, apresentando diminuição efetivas de até 6 °C na temperatura de usinagem do ligante asfáltico. Ao se analisar o grau de desempenho do material é possível observar que todas as amostras apresentaram PG 58, demonstrando que a adição do óleo de algodão bruto não altera o desempenho do ligante asfáltico.

O óleo de algodão é um produto regional de baixo custo, comercialmente acessível, de fácil mistura, fácil produção e manuseio. Sendo assim, o óleo de algodão bruto apresenta-se como uma excelente solução na redução de gastos em fases como estocagem, usinagem e compactação de revestimento asfálticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAUJO, M. F. A. (2007) *Efeito da radiação solar no envelhecimento do concreto betuminoso usinado a quente*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto – UFOP, Belo Horizonte/BH.

ASPHALT INSTITUTE (1983) *Asphalt overlays for highway and street rehabilitation.* Manual series, 17. Lexington.

ABNT (2005) NBR 15184 – *Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando um viscosímetro rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.

ABNT (2009) NBR 15235/09 – *Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo.

ASTM (2002) D4402 – *Standard Test Method for Viscosity Determinations of Unfilled Asphalts Using the Brookfield Thermosel Apparatus*. American Society for Testing and Materials, EUA.

ASTM (2008) D 7175– *Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer*. American Society for Testing and Materials, EUA.

ASTM (2015) D6373 – *Standard Specification for Performance Grades Asphalt Binder*. American Society for Testing and Materials, EUA.

ASTM (2013) D 2872 – *Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). American Society for Testing and Materials*, EUA.

BALBO, J. T. *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 261p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L.M .G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES,J.B. (2007) *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. Petrobras, ABEDA, Rio de Janeiro.

CAVALCANTE, F. P. (2016). *Efeito da adição dos óleos de ricinus communis e linus usitatissimum nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo puro e modificado*. Tese (Doutorado em Ciência e Engenharia de Materiais) – Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande/PB.

COSTA, D. B.; CAVALCANTE, F. P.; RODRIGUES, J. K. G.; MENDOÇA, A. M. G. D.; LIRA, Y. C. (2015) Influência da adição do óleo de linhaça nas propriedades reológicas do cimento asfáltico de petróleo. *44° RAPV e 17° ENACOR*. Maceio, AL.

COSTA, L. F. (2017) *Análise do uso das fibras do pseudocaule da bananeira em misturas asfálticas SMA*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB.

DNIT (2010) ME 131/2010 – *Material asfáltico – Determinação do ponto de amolecimento – Método anel e bola*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

DNIT (2010) ME 155/2010 – *Material asfáltico – Determinação da penetração*. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte, Rio de Janeiro.

FHWA (2008) *Warm-mix asphalt: European practice*. Virginia: FHWA, (Report FHWA-PL-08-007).

LUCENA, L. C. F. L; SILVEIRA I. V.; COSTA,D.B. (2016) Avaliação de ligantes asfálticos modificados com óleo da Moringa Oleífera Lam para uso em misturas mornas. Revista Matéria. artigo 11681, pp.65-75.

MORETTO, E. e FETT, R. (1998) *Tecnologia de óleos e gorduras vegetais na indústria de alimentos*. Editora Varela, São Paulo.

MOTTA, R. S. (2011). *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético*. Tese de doutorado – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo/SP.

NUNES, S. P. (2007) Produção e consume de óleos vegetais no Brasil. *Boletim Eletrônico – Departamento de Estudos Sócio-Econômicos Rurais.* Nº 159, Curitiba, PR.

OTTO, G. G. (2009) *Misturas asfálticas mornas – Verificação da fadiga e do módulo complexo.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, SC.

PORTUGAL, A. C. X. (2016) *Avaliação reológica de cimentos asfálticos de petróleo modificados com óleo de soja e de milho*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande/PB

SILVA, G. G. (2016) *Estudos reológicos de aditivos utilizados na fabricação de misturas mornas*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, PB.

SOUZA, L. J. S. (2012) *Estudo das Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Cimento Asfáltico de Petróleo Modificado com Óleo de Mamona*. Dissertação de mestrado – Universidade Federal de Campina Grande - UFCG, Campina Grande/PB

Ablenya Grangeiro de Barros (ablenyagb@gmail.com)
Christian Rafael Ziegler (crziegler1@hotmail.com)
Daniel Beserra Costa (daniel.beserra@gmail.com)
Conrado Cesar Vitorino Pereira da Silva (cesar.vtr@hotmail.com)
John Kennedy Guedes Rodrigues (profkennedy@hotmail.com)
Universidade Federal de Campina Grande - UFCG
Av. Aprígio Veloso, 882 - Bloco CT - CEP 58.429-140 - Bairro Universitário – Campina Grande - PB - Brasil

UTILIZAÇÃO DA CERA DE CARNAÚBA COMO ADITIVO REDUTOR DE TEMPERATURAS DE USINAGEM E COMPACTAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

D.Sc. Adriano Elísio de Figueirêdo Lopes Lucena
D.Sc. Ana Maria Gonçalvez Duarte Mendonça
Thalita Maria Ramos Porto
Bruna Barbosa de Souza
Sávio Vinícius Sarmento de Souza
Universidade Federal de Campina Grande

RESUMO
As misturas mornas apresentam-se no cenário mundial como uma opção na redução das temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas, com os objetivos de reduzir as emissões de CO_2, o consumo de energia e reduzir a exposição dos trabalhadores aos fumos emitidos pelos vapores pela mistura, sem que ocorra prejuízo das suas características mecânicas. Diante do que foi exposto aqui, esta pesquisa estuda a incorporação da cera de carnaúba nos teores de 1%, 2% e 3%, tendo como objetivo o estudo reológico. Foi observada que, a incorporação dos vários teores de cera de carnaúba proporcionou ao ligante uma maior trabalhabilidade, além de haver uma redução das temperaturas de usinagem e compactação quando comparado ao CAP puro.

ABSTRACT
Warm blends appear on the world stage as an option in reducing the machining and compacting temperatures of asphalt mixtures, with the aim of reducing CO2 emissions, energy consumption and reducing workers' exposure to fumes emitted by vapors by without impairing its mechanical characteristics.In view of the above, this study studies the incorporation of carnauba wax in the contents of 1%, 2% and 3%, aiming the rheological study. It was observed that the incorporation of the various carnauba wax contents gave the binder a higher workability, besides a reduction of the machining and compacting temperatures when compared to the pure CAP.

1.INTRODUÇÃO

As fortes mudanças climáticas aliadas ao acelerado crescimento populacional são preocupações evidentes tanto em países desenvolvidos, como também em países em desenvolvimento. Com isso estão surgindo novas tecnologias com objetivo de diminuir os efeitos que os fumos oriundos do processo de pavimentação causam ao meio ambiente. A partir de tal preocupação surgiram às chamadas misturas asfálticas mornas (MAMs) ou warmmixasphalt (WMA). Esse tipo de tecnologia surgiu na Europa (Chowdhury e Button, 2008) onde foi imposta uma série de restrições em relação às emissões de gases poluentes, sendo necessária idealizar novas técnicas que diminuam os impactos ambientais que tais atividades e materiais causam.

As misturas asfálticas são usualmente produzidas de duas maneiras: misturas a quente, (temperaturas em torno de 150-175°C) e a frio (misturadas em temperatura ambiente). Em termos de qualidade do revestimento asfálticos, as misturas a quente são superiores e, geralmente, são utilizadas como revestimento de rodovias em que se espera um elevado tráfego de veículos. Já as misturas a frio, são mais utilizadas em rodovias com menor tráfego de veículos, e sua principal aplicação está em operações de recapeamento, conservação e manutenção de estradas (Rubio, 2013).

Assim, buscando métodos que pudessem diminuir as elevadas temperaturas das misturas a quente, melhorando as propriedades reológicas e mecânicas desse material, surgem pesquisas utilizando novas tecnologias e aditivos, em busca de diminuir de forma considerável as temperaturas de usinagem e compactação do produto final. As misturas asfálticas mornas se

apresentam como uma alternativa para reduzir as emissões de CO_2 e consumir menos energia (Koenders et al, 2000).
Dentre os benefícios da utilização de misturas mornas são citadas, a diminuição na emissão de voláteis, redução do custo energético e do envelhecimento do ligante asfáltico, resultando em melhorias para o meio ambiente e na saúde dos profissionais envolvidos na cadeia produtiva do setor. Em relação à saúde dos trabalhadores, dados indicam que ocorre uma redução significativa do risco em relação ao potencial carcinogênico da ação dos voláteis emitidos nos procedimentos de usinagem e compactação dos ligantes asfálticos. (Feitosa et al, 2015).
A carnaúba, que é encontrada em grande quantidade no estado do Ceará é considerada uma planta xerófila, sendo capaz de se adaptar ao clima quente da região Nordeste. É uma planta que possui uma característica peculiar: produção de secreção da cera em grandes quantidades, como forma de reduzir a transpiração foliar. A cera de carnaúba é um produto usado em um grande número de indústrias e possui um ponto de fusão de aproximadamente 80°C. È considerada uma cera natural, de fácil aquisição no mercado local e apresenta um preço bastante acessível para a compra em grande proporção. A cera de carnaúba tem sido estudada como um aditivo de preparação de misturas asfálticas mornas (Feitosa, 2012; Leite, 2012; Wargha, 2013; Silva, 2016). Nesse contexto, esta pesquisa propõe a modificação do ligante asfáltico puro com a adição de cera de carnaúba, apresentando-se como uma alternativa para a fabricação de misturas mornas, pela busca da redução da temperatura de usinagem e compactação e do gasto energético.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Materiais

O ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa foi o CAP 50/70 fornecido pela construtora Rocha Cavalcante, localizada na cidade de Campina Grande – PB. Na tabela 1 está resumida a caracterização do CAP puro.

Tabela 1: Caracterização do CAP

Característica	CAP PURO	Limites	Norma
Penetração(0,1mm)	66,78	50 -70	NBR-6576
Ponto de amolecimento(ºC)	47,5	46(mín.)	NBR-6560
Viscosidade Rotacional 135 °C (cp)	455,0	274 (mín.)	NBR-15184
Viscosidade Rotacional 150 °C (cp)	221,0	112 (mín.)	NBR-15184
Viscosidade Rotacional 177 °C (cp)	79,5	57 – 285	NBR-15184

2.2. Métodos

Os métodos de ensaios utilizados nesta pesquisa foram de acordo com as normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), do Departamento de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT) e da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) e da ASTM (American Society for Testing Materials)* e estão representados no fluxograma abaixo (Figura 1).

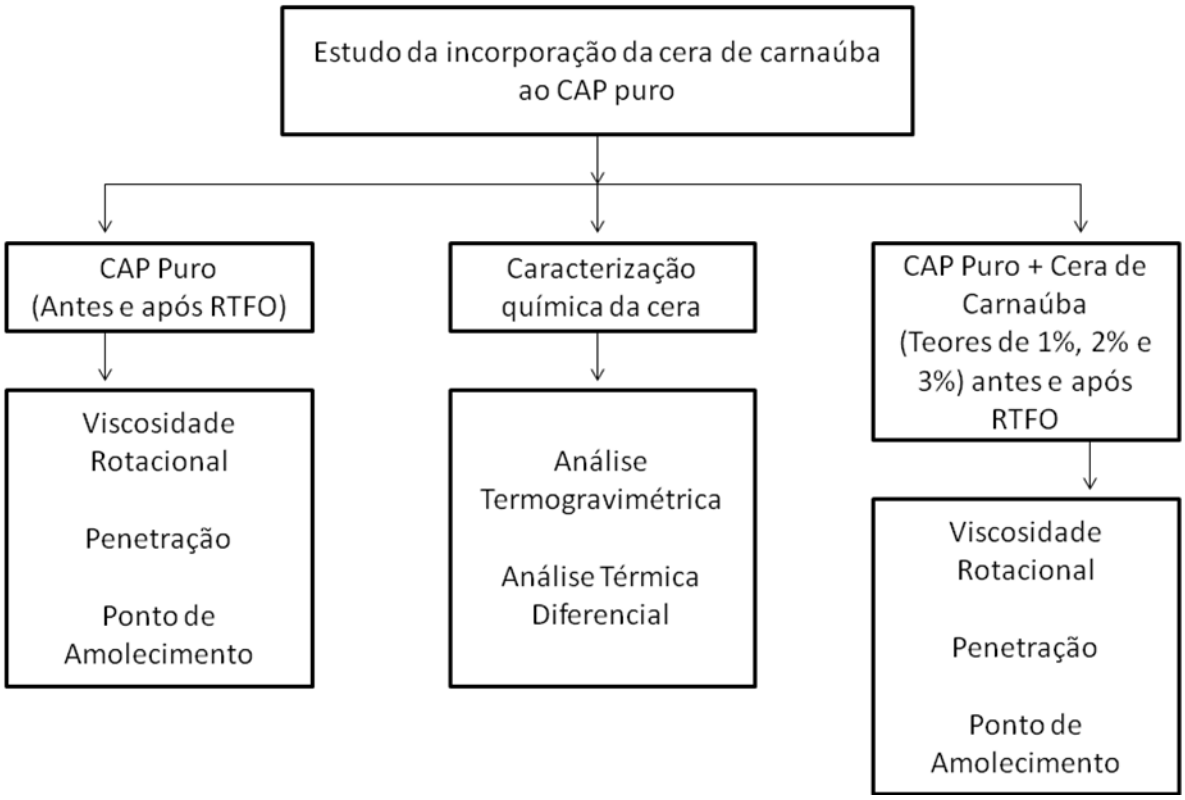


Figura 1: Fluxograma de Caracterização dos Materiais

2.2.1. Caracterização Química da Cera de Carnaúba

A termogravimetria (TG) é uma técnica de análise térmica em que a variação de massa da amostra é determinada como uma função da temperatura, ou tempo de aquecimento, utilizando um programa controlado de temperatura. Nas curvas obtidas a partir do ensaio de TG, a perda de massa que é expressa em porcentagem é definida por duas temperaturas que estão localizadas no eixo horizontal Ti (Temperatura inicial de decomposição) e Tf (Temperatura final). A Ti é aquela em que a temperatura na qual ocorre a variação de massa acumulada atinge o valor que a termobalança é capaz de detectar. A Tf é a temperatura na qual a variação de massa acumulada atinge seu valor máximo de degradação, correspondendo ao término da reação, a diferença entre essas duas temperaturas é chamada de intervalo de reação (Pereira, 2013).

A Análise Térmica Diferencial (DTA) é uma técnica onde a diferença de temperatura entre a substância de referência (termicamente estável) é medida em função da temperatura da referência (forno), enquanto a substância e o material de referência são submetidos a uma programação controlada de temperatura. O registro é a curva DTA, e as diferenças de temperatura devem ser colocadas em ordenadas, com as reações endotérmicas voltadas para baixo e o tempo ou temperaturas em abscissas, com valores crescentes da direita para a esquerda (Pereira, 2013). A técnica pode ser descrita tomando como base a análise de um programa de aquecimento. No equipamento são colocados dois cadinhos (da amostra a ser analisada (A) e do material referência (R), e dois sensores de temperatura (um sensor em cada cadinho), em um sistema aquecido por apenas uma fonte de calor. Ao longo do programa de aquecimento a temperatura da amostra e da referência se mantém iguais até que ocorra alguma alteração física ou química na amostra. Se a reação for exotérmica, a amostra ira liberar calor, ficando com um curto período de tempo, com uma temperatura maior que a de

referência. Do mesmo modo, se a reação for endotérmica a temperatura da amostra será temporariamente menor que a de referência. Mudanças nas amostras tais como fusão, solidificação e cristalização são registradas em forma de picos, sendo a variação na capacidade calorífica da amostra registrada como um deslocamento da linha base

2.2.2. Mistura do CAP com a Cera de carnaúba

Foi incorporado no ligante asfáltico, um tipo de cera de carnaúba adquirido através da empresa Ceras Microcristal, do tipo CT4 em tom amarelado, a qual foi obtida a partir de um processo de centrifugação. Seguindo as recomendações de Silva (2016), a cera passou por um processo de refinamento com auxílio da mão de gral, e logo após passou pela peneira número 40 (0,42mm), com objetivo de facilitar a fusão do CAP com a cera. Na mistura, foi utilizada uma temperatura de 130°C durante o tempo de 40 minutos a uma velocidade de 1015rpm.



Figura 2: (a) Cera de carnaúba do tipo CT4. (b) Trituração da cera de carnaúba. (c) Cera de carnaúba sendo peneirada na peneira número 40. (d) Cera de carnaúba triturada.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Ensaio de Penetração

Com a adição da cera de carnaúba ao CAP puro, o comportamento esperado, em termos de ensaio de penetração, seria um aumento da penetração com os acréscimos de teores de cera. Entretanto, conforme pode ser observado na Figura 3 ocorre o inverso. A justificativa plausível é que na temperatura de realização do ensaio, 25ºC, a cera estaria atuando apenas como carga particular, portanto, reduzindo o valor da penetração, tornando a mistura CAP+cera mais consistente. A possível diminuição da viscosidade só iria ocorrer em temperaturas superiores a 80ºC. Esse mesmo comportamento foi observado por Silva (2006).

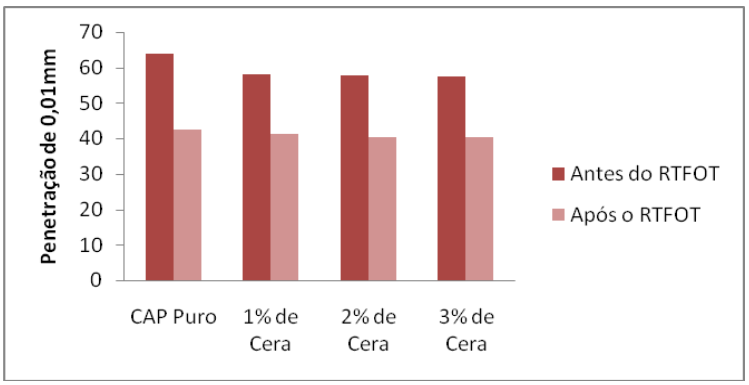


Figura 3 - Penetração antes e após RTFO

A norma DNIT 095/2006 – EM determina que a penetração mínima deve ser de 55%. Na tabela abaixo (Tabela 2), observa-se que o resultado foi satisfatório tanto para o CAP puro como para o CAP modificado com os teores de cera de carnaúba.

Tabela 2: Penetração Retida

Penetração Retida	CAP Puro	1% de Cera	2% de Cera	3% de Cera
Mínima (%)	66,8	70,96	70,19	69,91

3.2. Ensaio de Ponto de Amolecimento

A figura 4 apresenta os resultados do ensaio de ponto de amolecimento ou método do Anel e Bola para o ligante puro e com os teores de cera de carnaúba, antes e após o processo de envelhecimento (RTFOT). A cera de carnaúba ocasionou um aumento no ponto de amolecimento, essa elevação pode ser interpretada como um aumento da rigidez do material. Pode-se observar também, que no teor próximo a 1% de cera de carnaúba após o RTFOT, encontra-se o maior aumento do ponto de amolecimento.

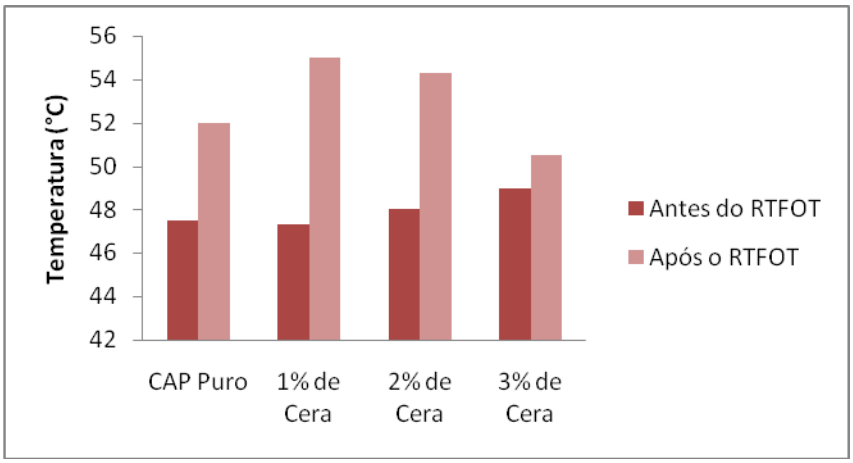


Figura 4 - Ponto de amolecimento antes e após RTFOT Cera de Carnaúba

O CAP puro utilizado nesta pesquisa encontra-se dentro do limite especificado pela norma DNIT 095/2006 – EM, com aumento de 4,5°C do ponto de amolecimento após a realização do RTFOT, a norma prescreve um aumento máximo de 8°C. Ocorreu também aumento das temperaturas após a incorporação dos teores de cera de carnaúba, respeitando o máximo estabelecido em norma.

3.3. Viscosidade Rotacional

Na figura 5 estão apresentados os resultados do ensaio de viscosidade rotacional do tipo Brookfield antes do procedimento de envelhecimento (RTFOT) e na figura 6 estão apresentados os resultados do ensaio de viscosidade rotacional após a realização do ensaio RTFOT, para o ligante puro e com os teores de cera de carnaúba (RTFO).

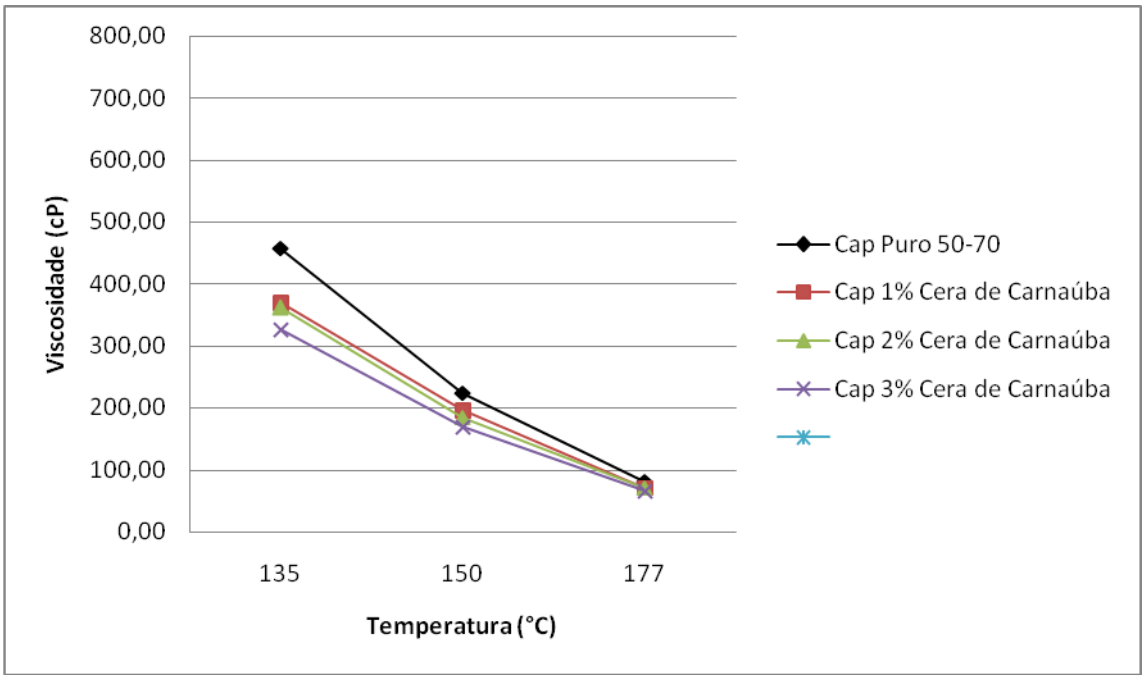


Figura 5 - Viscosidade do CAP Puro + Cera de carnaúba antes do RTFO

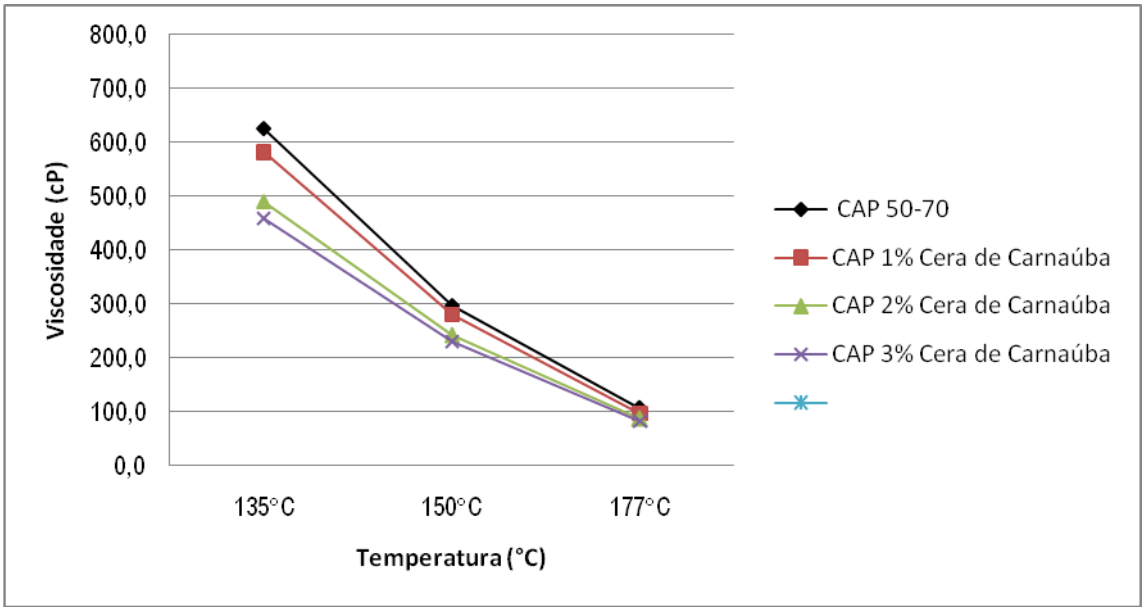


Figura 6 - Viscosidade do CAP Puro + Cera de carnaúba após o RTFO

Os ligantes asfálticos, independentemente de serem modificados (por adição de polímeros, óleos, cera, etc) ou não, são classificados como fluido visco elástico, ou seja, em dadas temperaturas se comportam como fluidos viscosos, em temperatura ambiente apresentam comportamento elástico. Diante das características intrínsecas desses materiais, se faz necessário o emprego de temperaturas elevadas para a utilização deles. Assim, de acordo com os resultados obtidos para a análise termodiferencial, verifica-se que a cera de carnaúba apresenta estabilidade térmica até aproximadamente 285°C, indicando que a esta temperatura as propriedades químicas e físicas se mantem inalteradas e que sua utilização em misturas asfálticas contribuirá para a redução das temperaturas de usinagem e compactação, indicando ainda através da curva termogravimétrica que apresenta perda massa reduzida, contribuído

para conservação das propriedades físicas do ligante.
A partir das figuras 5 e 6, pode-se perceber que a viscosidade reduziu em função do aumento dos teores de cera de carnaúba o que implica em uma redução da temperatura de usinagem e compactação (tabela 3). Destaca-se o teor de 3,0% de cera de carnaúba, o qual obteve a maior redução de temperatura, 9,5°C na usinagem e de 7,0°C na compactação.

Tabela 3: Variações de temperaturas (Usinagem e Compactação)

	CAP Puro	1% de Cera	2% de Cera	3% de Cera
Temperatura de Usinagem (°C)	157	152,5	148	147,5
Temperatura de Compactação (°C)	143	139	136	136

O ensaio de RTFO é utilizado para realizar a caracterização física em ligantes, os quais estão submetidos a algum tipo de condicionamento. A perda de massa é um indício do envelhecimento do ligante (Tabela 4).

Tabela 4: Resultados da perda de massa após o ensaio de RTFO

	CAP Puro	1% de Cera	2% de Cera	3% de Cera
Amostras (%)	0,0203	0,0031	0,0005	0,0026

A norma 095/2006 do DNIT especifica a perda de massa em 0,5%. Isto significa que, em todas as misturas de cera de carnaúba como também no CAP puro, os teores encontram-se dentro da tolerância de envelhecimento especificada na norma, não interferindo na qualidade das misturas asfálticas. Os resultados observados, ocorreu uma diminuição significativa da massa, quando adicionado ao ligante o teor de 2% de cera de carnaúba.

3.3. Caracterização Química da Cera de Carnaúba

A partir dos ensaios de Análise termogravimétrica e Análise Térmica Diferencial, realizados no Departamento de Engenharia de Materiais Avançados – LAM do Departamento de Engenharia de Materiais, determinaram-se os resultados ilustrados na (Figura 7).

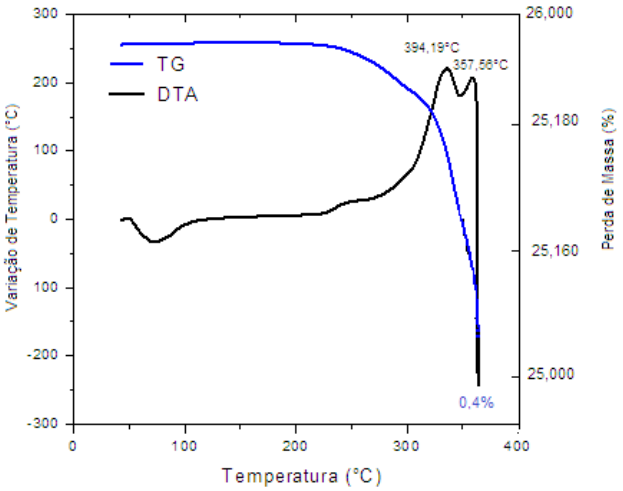


Figura 7 – Curvas TG e DTA

Observa-se que as curvas de DTA/TG mostram uma estabilidade térmica da substância até aproximadamente 285°C, apresentando duas etapas de decomposição térmica, a primeira

ocorre entre 285°C e 347°C e a segunda etapa de decomposição ocorre entre 347°C e 360°C. A curva termogravimetrica indica uma perda de massa total de 0,4%, correspondente a 0,104g referente ao processo de decomposição térmica da cera de carnaúba.

Os ligantes asfálticos, independentemente de serem modificados (por adição de polímeros, óleos, cera, etc) ou não, são classificados como fluido visco elástico, ou seja, em dadas temperaturas se comportam como fluidos viscosos, em temperatura ambiente apresentam comportamento elástico. Diante das características intrínsecas desses materiais, se faz necessário o emprego de temperaturas elevadas para a utilização deles. Assim, de acordo com os resultados obtidos para a análise termodiferencial, verifica-se que a cera de carnaúba apresenta estabilidade térmica até aproximadamente 285°C, indicando que a esta temperatura as propriedades químicas e físicas se mantem inalteradas e que sua utilização em misturas asfálticas contribuirá para a redução das temperaturas de usinagem e compactação, indicando ainda através da curva termogravimétrica que apresenta perda massa reduzida, contribuído para conservação das propriedades físicas do ligante.

4. CONCLUSÕES

A partir dos resultados apresentados neste trabalho acerca do comportamento do ligante puro e do ligante incorporado a cera de carnaúba, à caracterização física do ligante asfáltico, fornece conhecimentos relevantes para a análise das misturas normas.

Em relação à penetração do ligante modificado, ocorreu uma diminuição da penetração com o aumento dos teores de cera de carnaúba. Isso se deve por conta que o ensaio de penetração é realizado a uma temperatura de 25°C, nesta temperatura a cera de carnaúba está atuando apenas como carga. Os teores de cera de carnaúba ocasionaram um aumento no ponto de amolecimento, isso pode ser interpretado com um aumento da rigidez do material e percebe-se que à medida que se aumenta os teores de cera, o ponto de amolecimento reduz.

Pode-se observar que em todos os teores de cera de carnaúba ocorreu uma redução da viscosidade quando comparado ao CAP puro, o que implica numa redução da temperatura de usinagem e compactação.

Em uma análise geral, o teor de 3% de cera de carnaúba seria o ideal pois apresentou uma maior trabalhabilidade do material e uma maior redução da temperatura de usinagem e compactação do ligante modificado. Entretanto, esta afirmação necessitaria ser verificada a partir da análise dos parâmetros de resistência mecânica de misturas asfálticas confeccionadas com este teor de cera.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT, 2000, Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento Método do anel e bola. Associação Brasileira de Normas Técnicas, ABNT NBR 6560.

ABNT NBR 15184 (2004) – Materiais Betuminosos – Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando viscosímetro rotacional, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo – SP.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA E TRANSPORTE DNIT – ME 155/2010 - Material asfáltico - determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2010.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transporte, 095/2006 – EM. Cimento asfáltico de petróleo – Especificação do material. Rio de Janeiro, 2006.

FEITOSA, J. P. M. Avaliação do Uso de Diferentes Tipos de Cera de Carnaúba como Aditivos para Misturas Mornas, 2015. Tese de doutorado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

PEREIRA, T. M. M., Caracterização Térmica (TG/DTG, DTA, DSC-fotovisual) de Hormônios Bioidênticos (Estriol e Estradiol). Dissertação de mestrado apresentada ao programa de Pós-Graduação em Ciências Farmacêuticas da UFRN, Natal, RN, 2013.

RUBIO, M. C.; MORENO, F.; MARTINEZ-ECHEVARRÍA, M. J.; MARTÍNEZ, G.; VÁZQUEZ, J, M. (2013)

Comparative analysis of emissions from the manufacture and use of hot and half-warm mix asphalt. Journal of cleaner production, 41, 2013.
SILVA, G. G. Estudos Reológicos de Aditivos Utilizados na Fabricação de Misturas Mornas, 2016. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, Brasil.

REJEITO DE CAULIM COMO FÍLER EM CONCRETOS ASFÁLTICOS

Marcelo Figueiredo Massulo Aguiar
Universidade Federal do Pará / Instituto de Tecnologia
João Domingos Pereira Filho
Ana Paula Furlan
Universidade de São Paulo / Escola de Engenharia de São Carlos

RESUMO
Este artigo apresenta estudo preliminar da viabilidade técnica do uso de rejeito de caulim como fíler em concreto asfáltico. Para tanto, desenvolveu-se um programa experimental, considerando um tipo de agregado (granito), dois tipos de ligante (CAP 50/70 e CAP 30/45) e cinco tipos/teores de fíler [granito, caulim (três teores) e cal]. Foram realizadas dosagens Marshall para definição do teor de projeto e realizados ensaios de resistência à tração, módulo de resiliência e dano por umidade induzida em todas as condições experimentais. Os resultados apontaram que as misturas contendo caulim atenderam aos requisitos do DER/SP, exceto quanto à relação de resistência à tração (RRT). Atribuem-se os resultados insatisfatórios de RRT à baixa adesividade granito – ligante. Contorna-se a baixa RRT ao se utilizar, simultaneamente, cal e caulim. De maneira geral, quanto aos parâmetros de projeto Marshall, as misturas contendo o rejeito de caulim como fíler em concreto asfáltico foram consideradas satisfatórias.

ABSTRACT
This paper presents a preliminary study about the technical feasibility of using kaolin waste as a filler in asphalt concrete. For this goal, a design of experiment was developed, considering one type of aggregate (granite), two types of asphalt binder (CAP 50/70 e CAP 30/45) and five types/contents of filler [granite, kaolin (three contents) and lime]. Marshall design were accomplished for determining design asphalt content and tensile strength, resilience modulus and moisture induced damage tests were effected for all experimental conditions. The results showed that the mixtures containing kaolin comply the DER/SP, except for tensile strength ratio (TSR). The unsatisfied TSR results were attributed to the poor granite-asphalt adhesiveness; when lime was simultaneously added with kaolin in a mix, the low TSR problem was corrected. In a general way, concerning Marshall Parameters, technical feasibility of kaolin waste as a filler in asphalt concrete is considered satisfactory.

1. INTRODUÇÃO

A pavimentação de uma rodovia consome grande quantidade de insumos não renováveis como solos e agregados. Assim, a utilização de materiais reciclados, de rejeitos ou resíduos de outras atividades econômicas na construção de rodovias deve ser encorajada, desde que sejam resguardados os parâmetros técnicos, econômicos e ambientais. Assim haverá menor exploração de novos recursos naturais (ASTM, 1993). Em virtude do volume de resíduos/rejeitos gerados, as atividades de mineração são potenciais fornecedoras de insumos alternativos para pavimentação.

O Brasil é o sexto maior produtor mundial de caulim. A produção se concentra nos estados do Pará e do Amapá e é majoritariamente destinada à exportação para uso na indústria de papel. Segundo Silva (2014), aproximadamente 80% do material extraído na lavra de caulim é considerado como rejeito e somente 20% enquadra-se como produto final beneficiado. O caulim é um argilo-mineral, composto basicamente por caulinita, que apresenta graduação muito fina sendo que aproximadamente 85% das partículas tem diâmetro inferior à 5 µm. Por estas razões, o rejeito de caulim é um material abundante e apresenta características granulométricas indicadas para uso como fíler em misturas asfálticas densas.

O objetivo principal dessa pesquisa é averiguar a viabilidade técnica do uso de rejeito de caulim, proveniente da mina PPSA no município de Ipixuna do Pará, como fíler em concreto

asfáltico. Apresentam-se aqui os resultados de dosagens Marshall, resistência à tração (RT), módulo de resiliência (MR) e ensaio de dano por umidade induzida (DUI) de dez condições experimentais provenientes da combinação de dois tipos de ligante asfáltico (CAP 30/45 e CAP 50/70) com cinco diferentes adições de fíler (apenas pó de pedra de granito, 1,5% de caulim, 3,0% de caulim, 6,0% de caulim e 1,5% de cal hidratada).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Dosagem de Concreto Asfáltico

Concreto asfáltico é um tipo de mistura asfáltica utilizado para a construção de revestimento de pavimentos, obtido a partir da mistura e homogeneização de agregados minerais bem graduados, cimento asfáltico de petróleo e fíler, se necessário. Trata-se de mistura asfáltica elaborada a quente, em usina apropriada, espalhada e compactada a quente (Balbo, 2007). É um dos tipos de revestimentos asfálticos mais utilizados no Brasil, especialmente quando se trata de rodovias e vias urbanas com expressivo tráfego de veículos pesados.

A proporção entre os componentes das misturas asfálticas é definida pela dosagem. Segundo o *Asphalt Institute* (1995), o objetivo de qualquer dosagem é determinar, dentro dos limites das especificações de projeto e com custo razoável, uma combinação de tipo e graduação de agregados e tipo e teor de ligante asfáltico que leve a mistura a apresentar: (i) asfalto suficiente para garantir um pavimento durável; (ii) estabilidade suficiente para suportar o tráfego sem deformações excessivas; (iii) quantidade de vazios adequada para permitir: compactação adicional sob o carregamento do tráfego e; expansão do ligante, quando em altas temperaturas, sem a ocorrência de exsudação, fluência e ou perda de estabilidade. Estes vazios não podem ser elevados a ponto de aumentar a permeabilidade da mistura à ação deletéria do ar e da umidade; (iv) Trabalhabilidade adequada nas etapas construtivas, e; (v) textura superficial que proporcione uma boa aderência entre pneu e pavimento.

O resultado final da dosagem é a definição de um teor de projeto de ligante asfáltico que tentará otimizar propriedades por vezes conflitantes como resistência à deformação permanente e resistência à fadiga. Nas dosagens normalmente não se mensuram as propriedades mecânicas fundamentais das misturas, assim, seleciona-se o teor de projeto com base em um parâmetro que, se bem ajustado, proporciona equilíbrio as características exigidas em uma mistura asfáltica. Este parâmetro é o Volume de Vazios (Vv), o qual deve ficar entre 3 e 5%, sendo que o valor médio (4%) é considerado a melhor estimativa inicial para uma dosagem (*Asphalt Institute*, 1995).

2.2. Caulim

Define-se caulim como uma rocha constituída de material argiloso, com baixo teor de ferro, de cor branca ou quase branca. O caulim é composto, basicamente, por caulinita, que é um argilo-mineral cuja composição química é de, aproximadamente, 40% de óxido de alumínio (Al2O3), 46% de óxido de silício (SiO2) e 14% de água (H2O). É um material versátil que apresenta uma gama de aplicações industriais devido às seguintes características: é quimicamente inerte; possui baixa condutividade térmica e elétrica; é macio e não abrasivo; apresenta satisfatório poder de cobertura quando utilizado como pigmento ou extensor em aplicações de cobertura e carga; é branco ou quase branco, e; apresenta custo competitivo em relação aos materiais concorrentes. Suas principais aplicações são na indústria de papel (fíler e *coating*) e na composição de pastas cerâmicas. Em menor escala, é utilizado na fabricação de plásticos, adesivos, cimentos e gesso (Luz e Damasceno, 1993; Mártires, 2009).

O Brasil é o sexto maior produtor mundial de caulim e o estado do Pará concentra cerca de 80% da produção nacional. As reservas paraenses de caulim, além de extensas, são consideradas de boa qualidade, uma vez que os depósitos da região Norte do Brasil são do tipo sedimentar, cuja característica é a alta porcentagem de caulinita, resultando em um produto com as especificações adequadas para a indústria de papel (FIPE, 2009). A maior parcela da produção brasileira de caulim beneficiado é destinada à exportação para uso na indústria de papel e é oriunda das minas CADAM no Amapá, PPSA e RCC no Pará. No mercado interno destacam-se duas formas de aplicação do caulim: fabricação de cimento pozolana no Pará e utilização na indústria de cerâmica de louças (Ichihara, 2016).

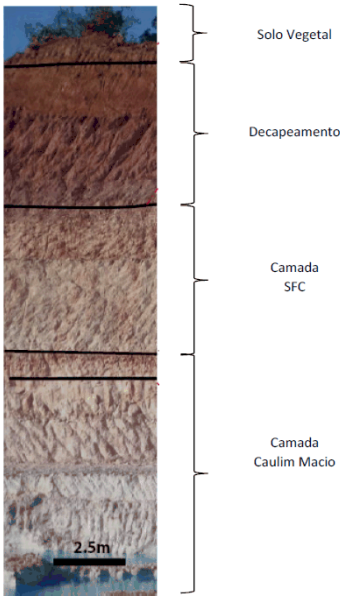
É relevante destacar que a demanda global de caulim vem arrefecendo nos últimos anos. Este fato tem levado as empresas produtoras a realizar pesquisas com caulins inapropriados para papel, visando diversificar o uso deste mineral. Já foram alcançados bons resultados na indústria cerâmica (Ichihara, 2016). Tal informação é pertinente no contexto dessa pesquisa que investiga a possibilidade do uso de rejeito de caulim como fíler em misturas asfálticas.

2.2.1. Rejeito de Caulim de Ipixuna do Pará

O caulim utilizado nessa pesquisa é proveniente da mina PPSA, localizada em Ipixuna do Pará. Esta mina, em conjunto com a mina Rio Capim Caulim (RCC), constitui a maior planta de beneficiamento de caulim no mundo e responde por 71% da produção brasileira.

O rejeito de caulim utilizado neste trabalho recebe a denominação de *Super Fine Clay* (SFC) e compõe uma camada de aproximadamente 4,0 metros espessura, cujo topo se encontra, em média, a 6,0 metros de profundidade. A camada de caulim SFC está localizada abaixo do decapeamento e acima da camada de caulim macio, o qual é mais adequado para a indústria de papel. São geradas, aproximadamente, 1 milhão de toneladas desse rejeito por ano. A Figura 1 apresenta uma imagem aérea da mina PPSA e a localização da camada de caulim SFC dentro da área de exploração da mina.





(a) (b)

Figura 1: Imagem aérea da mina PPSA (a) e localização da camada de caulim SFC (b)

Em virtude do grande volume da camada de caulim SFC, a empresa mineradora tem procurado utilizar parte deste material como insumo para a produção de louças cerâmicas. Destaca-se que este tipo caulim não recebe qualquer tipo de beneficiamento na mina PPSA.

2.3. Utilização de caulim em concreto asfáltico

Costa (2006) avaliou a viabilidade de utilização do resíduo grosso (retido na peneira nº 200) oriundo do beneficiamento de caulim, extraído no município de Equador/RN. Adotou-se uma mistura de referência contendo 5,5% de CAP 50/70, agregados de granito atendendo ao centro da faixa C do DNIT e 1% de cimento Portland (fíler). À essa mistura de referência foram gradativamente adicionados percentuais de 5 a 40% do resíduo grosso de caulim, em substituição ao agregado pétreo convencional.

À medida que se elevou o percentual de uso de caulim grosso, as tendências de comportamento dos parâmetros avaliados foram: (i) **reduções de**: densidade aparente das misturas, da relação betume vazios (RBV), da RT e da relação de resistência à tração (RRT) do ensaio de dano por umidade induzida e; (ii) **aumentos de**: volume de vazios, vazios do agregado mineral (VAM) e da estabilidade. De modo a atender à norma DNIT 031/2006 ES, a autora concluiu que a utilização de caulim grosso é viável quando se substitui somente até 25% do agregado pétreo, com a ressalva de que nenhuma mistura, nem mesmo a de referência, atingiu o valor mínimo de 0,65 MPa para a RT.

Zulkati *et al.* (2012) compararam os efeitos de três tipos de fíler (cal hidratada, caulim e fíler mineral de granito) em concreto asfáltico. A mistura contendo caulim demandou o maior teor de projeto (5,25%), seguida pela mistura contendo cal (5,10%) e granito (4,60%). A mistura com cal apresentou o maior módulo de resiliência a 25º C (3.900 MPa), seguida da mistura contendo fíler granito (3.400 MPa) e por último a mistura contendo caulim (3.100 MPa). No ensaio de *creep* dinâmico, realizado segundo a norma *Australian Standard Method* 12.1 (50°C, tensão de 0,2 MPa, 0,5s de carregamento e 1,5 de recuperação), a mistura que apresentou melhor performance, ou seja, maior resistência à deformação permanente foi aquela cujo fíler era caulim. A mistura com fíler granito apresentou o pior resultado.

A mistura contendo cal apresentou o melhor resultado em relação à susceptibilidade ao dano por umidade. Foi constatado que a mistura contendo o caulim apresentou menor susceptibilidade à umidade do que a mistura contendo fíler granito. Este parâmetro foi avaliado pela Relação entre a Estabilidade Marshall (REM) de um grupo de CPs que ficou imerso à 60°C por 24 horas (grupo condicionado) e a estabilidade Marshall de 3 CPs que ficaram imersos à 60°C por somente 30 minutos (grupo de controle). A mistura contendo caulim apresentou REM = 87,6%. A mistura contendo o fíler mineral teve REM = 78,9%.

Em que pese a elevação no teor de asfalto, os resultados de Zulkati *et al.* (2012) foram um dos grandes motivadores para a realização da presente pesquisa, uma vez que, as misturas contendo caulim apresentaram, em relação as misturas contendo apenas o fíler mineral, menor susceptibilidade à deformação permanente e ao dano por umidade.

3. MATERAIS E MÉTODOS

3.1. Materiais

O agregado utilizado nas misturas asfálticas foi granito, proveniente de Valinhos/SP, o qual foi escolhido por dois motivos: (i) trata-se de agregado disponível na região próxima à mina

de caulim no Pará, e; (ii) trata-se de agregado com conhecido problema de adesividade aos ligantes asfálticos convencionais e assim pode-se verificar se o fíler de caulim tem influência na adesividade do ligante/mástique ao agregado. A Tabela 1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização do agregado.

Tabela 1: Resultados da caracterização do agregado.

Propriedade	Valores	Norma
Abrasão Los Angeles	20%	DNER-ME 035/98
Densidade Aparente – Ag. Graúdo	2,617	ASTM C127-15
Densidade Real – Ag. Graúdo	2,641	ASTM C127-15
Absorção – Ag. Graúdo	0,35%	ASTM C127-15
Densidade Aparente – Ag. Miúdo	2,587	ASTM C128-15
Densidade Real – Ag. Miúdo	2,616	ASTM C128-15
Absorção – Ag. Miúdo	0,33%	ASTM C128-15

Foram utilizados dois tipos de ligantes asfálticos, um CAP 30/45 e um CAP 50/70. Ambos são provenientes da refinaria de Paulínia (REPLAN). As principais características destes ligantes são mostradas na Tabela 2.

Tabela 2: Características dos ligantes asfálticos

Propriedade	CAP 30/45	CAP 50/70
Penetração, 25° C, 5 s, 100 g (0,1 mm)*	39	56
Ponto de Amolecimento (°C)*	52,4	49,2
Índice de Susceptibilidade Térmica*	-1,2	-1,1
Ductilidade, 25° C, (cm)*	> 140	> 140
Densidade*	1,009	1,006
Faixa de Usinagem (°C)**	155 – 161	146 – 152
Faixa de Compactação (°C)**	144 – 149	136 – 141

* dados fornecidos pela REPLAN / ** Ensaios realizados pelos autores

Foram utilizados como fíleres a cal hidratada tipo CH-I e caulim do tipo *super fine clay* (SFC). O caulim foi destorroado, seco em estufa e peneirado. Utilizou-se somente o material passado na peneira nº 200. A Tabela 3 apresenta um resumo dos ensaios de caracterização do caulim. A Figura 2 ilustra o caulim SFC da forma como foi recebido, antes do processo de destorroamento, e após peneiramento.

Tabela 3: Resultados da caracterização do caulim.

Ensaio	Valores	Norma
Limite de Liquidez	54%	ABNT NBR 6459
Limite de Plasticidade	36%	ABNT NBR 7180
Índice de Plasticidade	18%	ABNT NBR 7180
Densidade Real	2,664	DER/SP M 3-61
pH	10,44	ASTM D 4972-13



(a) (b)

Figura 2: Caulim SFC "bruto" (a) e caulim SFC passado na peneira #200 (b)

3.2. Método

As misturas asfálticas são oriundas da combinação dos seguintes fatores: (i) Tipo de agregado: Granito – centro da faixa III do DER/SP; (ii) Tipo de ligante asfáltico: CAP 30/45 e CAP 50/70, e; (iii) Fíler: Granito (pó de pedra), 1,5% de caulim, 3,0% de caulim, 6,0% de caulim e 1,5% de cal. Os percentuais de caulim e cal foram acrescentados em substituição ao pó de pedra, de modo a manter a curva granulométrica no centro da faixa III. A combinação desses fatores resulta em 10 condições experimentais, indicadas na Tabela 4.

Tabela 4: Descrição das condições do programa experimental

Condição	Tipo de Agregado	Tipo de Ligante	Tipo de fíler
5070	Granito	CAP **50/70**	Granito
5070C1,5	Granito	CAP **50/70**	**C**aulim – **1,5**%
5070C3,0	Granito	CAP **50/70**	**C**aulim – **3,0**%
5070C6,0	Granito	CAP **50/70**	**C**aulim – **6,0**%
5070L	Granito	CAP **50/70**	Ca**l**
3045	Granito	CAP **30/45**	Granito
3045C1,5	Granito	CAP **30/45**	**C**aulim – **1,5**%
3045C3,0	Granito	CAP **30/45**	**C**aulim – **3,0**%
3045C6,0	Granito	CAP **30/45**	**C**aulim – **6,0**%
3045L	Granito	CAP **30/45**	Ca**l**

Efetuaram-se dosagens Marshall em todas as condições experimentais. O cálculo dos parâmetros volumétricos das misturas asfálticas seguiu as recomendações da NBR 16.273/2014. Os ensaios de Estabilidade e Fluência foram realizados segundo a norma DNER-ME 043/95. Escolheu-se como teor de projeto a quantidade de ligante asfáltico que leva a mistura asfáltica a apresentar um volume de vazios de 4,0%. Verificou-se então se os parâmetros volumétricos, estabilidade e fluência atendiam aos valores recomendados pela especificação técnica ET-DE-P00/027 do DER/SP.

Após a definição do teor de projeto, foram confeccionados 9 corpos de prova (CPs), por

condição experimental, sendo 3 CPs para avaliação da Resistência à Tração (NBR 15087/2012), moldados com Vv ≈ 4% e 6 CPs para a avaliação da susceptibilidade ao dano por umidade induzida (AASHTO T283), moldados com Vv ≈ 7%. Todos os CPs foram previamente submetidos ao ensaio de Módulo de Resiliência (MR) – DNIT 135/2010 ME.

Os CPs que fazem parte do grupo condicionado do ensaio de DUI foram submetidos ao ensaio de MR antes e depois do condicionamento térmico, composto por saturação de 55 a 80% dos vazios, congelamento à -18°C por 16 horas e banho-maria à 60°C por 24 horas. Assim foi possível calcular a relação de módulo de resiliência (RMR), conforme a Equação 1.

$$RMR = \frac{MR_2}{MR_1} \quad (1)$$

Em que MR_1: média dos módulos de resiliência de 3 CPs antes de serem submetidos ao condicionamento térmico [MPa];
MR_2: média dos módulos de resiliência de 3 CPs depois de serem submetidos ao condicionamento térmico [MPa];

4. RESULTADOS

4.1. Dosagens Marshall

A Tabela 5 apresenta os resultados da densidade aparente (G_{mb}), dos parâmetros volumétricos VAM e RBV, estabilidade e fluência das dosagens Marshall de todas as condições experimentais no teor de projeto. Todas as misturas atenderam aos requisitos normativos da especificação técnica ET-DE-P00/027 do DER/SP quanto ao VAM (VAM ≥ 14,0%), RBV (65,0 ≤ RBV ≤ 80,0) e Estabilidade (Estabilidade ≥ 816 kgf). Quanto a fluência, 9 misturas atenderam ao intervalo de 2,0 a 4,0 mm estabelecido pelo DER/SP, porém a mistura 3045C6,0 apresentou fluência superior à máxima recomendada.

Tabela 5: Resultados das dosagens Marshall para as 10 condições experimentais

Condição	G_{mb}	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)	TP (%)
5070	2,317	15,6	74,0	1075	2,80	5,3
5070C1,5	2,315	15,7	73,7	905	2,70	5,3
5070C3,0	2,311	15,9	74,9	1030	3,40	5,3
5070C6,0	2,314	16,0	74,5	840	3,70	5,5
5070L	2,309	16,1	76,0	1040	2,75	5,5
3045	2,313	15,8	73,4	1195	3,25	5,3
3045C1,5	2,314	15,7	75,0	1190	3,40	5,3
3045C3,0	2,311	16,1	74,9	1010	3,50	5,5
3045C6,0	2,302	16,5	74,5	1060	**4,20**	5,6
3045L	2.312	16,0	75,9	1135	3,20	5,5

De modo geral, a adição de caulim nas misturas tem os seguintes efeitos sobre os parâmetros da dosagem Marshall: (i) **redução de:** G_{mb} (discreta) e estabilidade (importante) e; (ii) **aumento de:** Vv, VAM e fluência. A adição de 1,5% de caulim nas misturas não elevou o teor de projeto, em relação às misturas de referência (5070 e 3045). A adição de 3,0% de caulim não elevou o TP na mistura com CAP 50/70, mas conduziu a um aumento de 0,2 p.p no TP da mistura com CAP 30/45. A adição de 6,0% de caulim fez o TP elevar-se em 0,2 e 0,3 p.p para as misturas com CAP 50/70 e CAP 30/45, respectivamente.

A adição de cal elevou o teor de projeto em 0,2 pontos percentuais. Além disso, de maneira geral, provocou: redução na G_{mb} e RBV e elevação no Vv e VAM. No teor de projeto (5,5%),

a cal reduziu tanto a fluência quanto a estabilidade.

Misturas elaboradas com CAP 30/45 apresentaram, sempre, maiores valores de estabilidade e fluência em relação às misturas contendo CAP 50/70. Nas misturas com 3,0 e 6,0% de caulim as misturas com CAP 30/45 apresentaram maior teor de projeto.

4.2. Propriedades mecânicas – Resistência à Tração e Módulo de Resiliência

A Figura 3 apresenta a média da resistência à tração de 3 CPs, por condição experimental, a 25°C. Percebe-se que todas as misturas possuem valores de RT superiores ao valor mínimo de 0,80 MPa, preconizado pelo DER/SP. Averígua-se, também, o importante efeito do tipo de ligante na RT, pois as misturas contendo CAP 30/45 sempre apresentaram maiores valores de RT do que as misturas com CAP 50/70.

Em três misturas com adição de caulim (5070C1,5, 3045C1,5 e 3045C3,0) houve redução de RT em relação às misturas com somente granito ou com cal. Nas demais misturas com caulim, não houve alteração significativa na RT. A adição de cal reduziu RT quando o ligante era o CAP 30/45 e não alterou significativamente a RT com o CAP 50/70.

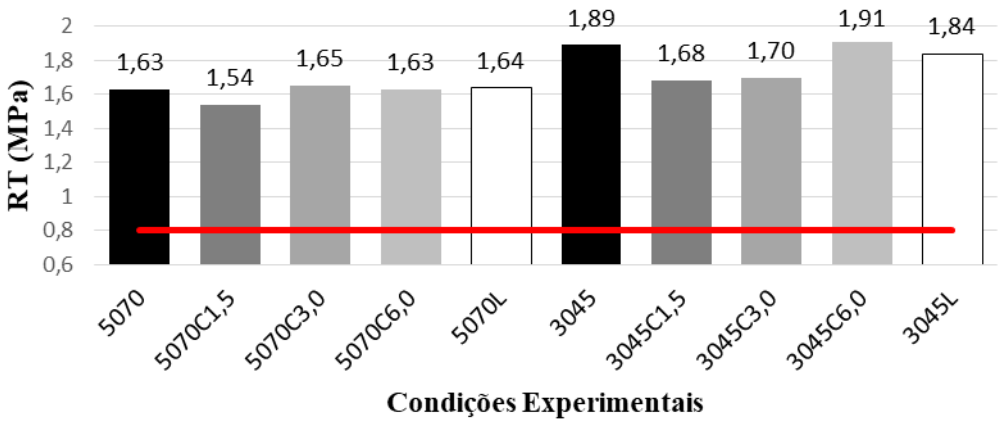


Figura 3: Resistência à tração das diferentes condições experimentais (Vv ≈ 4%)

A Figura 4 indica o módulo de resiliência médio de 3 CPs, por condição experimental, a 25°C. De modo geral, as misturas contendo CAP 30/45 apresentam maiores valores de MR. O menor valor de MR das misturas 3045C3,0 e 3045C6,0, em relação às misturas 5070C3,0 e 5070C6,0, respectivamente, pode ser devido ao maior teor de ligante dessas misturas.

A adição de caulim elevou o MR nas misturas com CAP 50/70 e reduziu os módulos de resiliência nas misturas com CAP 30/45. Esperava-se encontrar sempre aumento no MR com o uso de caulim, devido a sua grande superfície específica e consequente enrijecimento do mástique. A redução no MR das misturas com CAP 30/45 pode ser explicada pela majoração no teor de ligante à medida em que se aumenta a quantidade de caulim. O uso da cal praticamente não alterou a rigidez das misturas com CAP 50/70 e reduziu o MR das misturas com CAP 30/45.

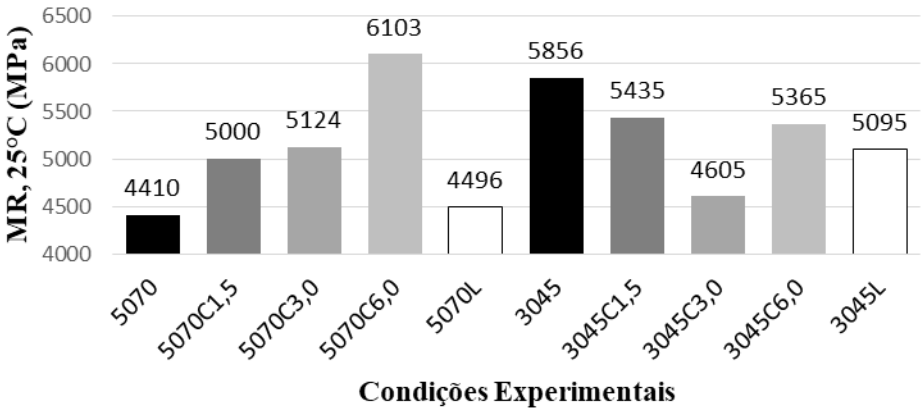


Figura 5: Módulo de resiliência das diferentes condições experimentais (Vv ≈ 4%)

4.3. Susceptibilidade ao dano por umidade

A Tabela 6 apresenta os valores médios de RT e MR do grupo de controle e os valores médios de RT, MR antes e depois do condicionamento térmico (CT) e o grau de saturação do grupo condicionado, por condição experimental. Ao se escrutinar os dados de RT e MR do grupo de controle (Tabela 6) e os valores de RT e MR apresentados nas Figuras 3 e 4, nota-se que ao se elevar o Vv de 4 para 7%, ocorre redução tanto da rigidez quanto da resistência à tração.

Tabela 6: Resultados dos ensaios de dano por umidade induzida (Vv ≈ 7%)

Condição	Grupo de Controle		Grupo Condicionado			
	RT (MPa)	MR (MPa)	RT (MPa)	MR (MPa) – Antes do CT	MR (MPa) – Após CT	GS (%)
5070	1,32	3575	0,60	3586	4413	65,7
5070C1,5	1,34	3817	0,48	3859	4387	66,9
5070C3,0	1,19	3262	0,42	3398	3645	58,1
5070C6,0	1,37	4439	0,52	4048	3767	62,8
5070L	1,19	3945	0,99	3279	4723	61,8
3045	1,28	3498	0,69	3182	3345	57,5
3045C1,5	1,33	3471	0,57	3299	3497	61,9
3045C3,0	1,24	2902	0,59	2950	3246	58,7
3045C6,0	1,46	3928	0,93	4153	3530	64,8
3045L	1,37	4365	1,24	3823	4095	59,7

A partir dos dados da Tabela 6, foi possível elaborar as Figuras 5 e 6 que trazem, respectivamente, a relação de módulo de resiliência (RMR) e a relação de resistência à tração (RRT) de todas as condições experimentais. Em 8 misturas (ver Figura 5), houve aumento na rigidez após o condicionamento térmico (RMR > 100%). Somente nas condições contendo 6,0% de caulim (5070C6,0 e 3045C6,0) houve diminuição do MR após o condicionamento térmico. De modo geral, as misturas com CAP 50/70 foram mais suscetíveis à variação do MR em função da ocorrência do ciclo térmico. Nas misturas com CAP 50/70, a medida em que se acrescentava mais caulim, havia maior redução na RMR. Nas misturas contendo caulim e CAP 30/45 não foi possível perceber tendência de comportamento. O uso de cal elevou a RMR nas misturas com CAP 50/70 e não alterou significativamente a RMR nas misturas com CAP 30/45.

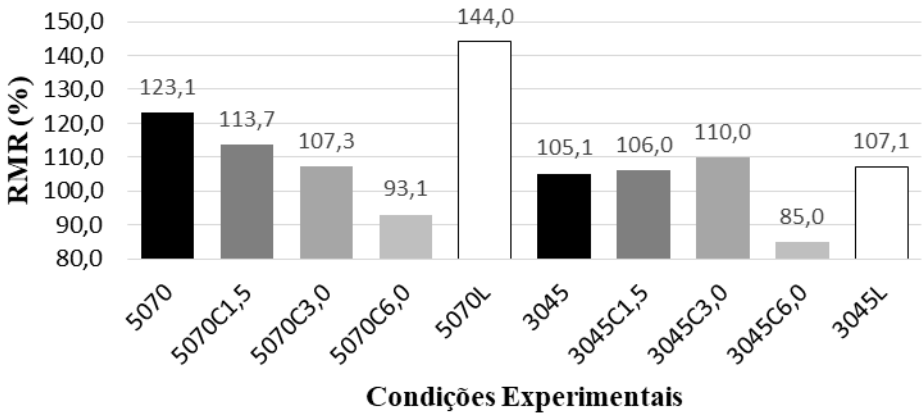


Figura 5: Relação de Módulo de Resiliência (RMR) por condição experimental (Vv ≈ 7%)

Observando a Figura 6, nota-se que todas as misturas apresentaram redução na resistência à tração após o condicionamento térmico (RRT < 100%). Apenas as misturas contendo cal (5070L e 3045L) apresentaram RRT superior ao limite normativo do DER/SP que é de 70%. As misturas contendo CAP 30/45 apresentaram valores de RRT superiores às misturas com CAP 50/70. A adição de caulim, via de regra, reduziu os valores de RRT. Apenas na condição 3045C6,0 houve aumento da RRT em relação à mistura de referência (3045). No entanto, este maior valor de RRT pode ser explicado pelo maior teor de ligante desta mistura (5,6%). Assim, estes resultados foram opostos àqueles obtidos por Zulkati *et al.* (2012), os quais encontraram resultados favoráveis de dano por umidade em misturas contendo caulim.

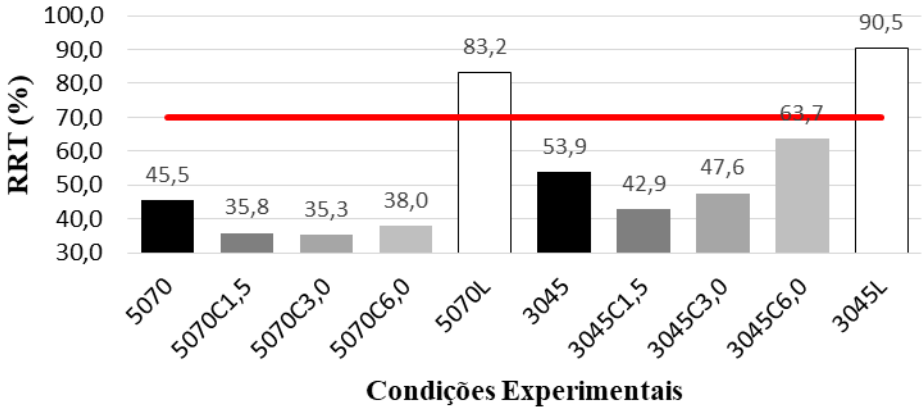


Figura 6: Relação de RT por condição experimental (Vv ≈ 7%)

Percebe-se, contudo, que mesmo as misturas de referência (3045 e 5070) não alcançaram o valor mínimo de RRT. Assim, julga-se que a elevada susceptibilidade ao dano por umidade seja mais bem explicada pela baixa adesividade entre o ligante e o agregado de granito do que pela presença do fíler de caulim. Em outras palavras, o caulim não foi efetivo em reverter o problema da adesividade ligante – agregado, como o fez a cal, mas não é o maior responsável pela elevada susceptibilidade ao dano por umidade aqui relatado.

Apenas as misturas contendo a cal seriam aceitas para aplicação em rodovias, segundo a

norma do DER/SP. Assim, para viabilizar o uso de caulim como fíler em concreto asfáltico, foram produzidas duas misturas (5070C,30L e 3045C3,0L) que contém 3,0% de caulim e 1,5% de cal. Nestes casos não foi efetuado processo de dosagem. Assumiu-se que o teor de projeto seria o mesmo das condições 5070C,30 e 3045C3,0, ou seja, 5,3 e 5,5%, respectivamente. Foram confeccionados 9 CPs destas misturas, sendo que 3 foram destinados aos ensaios de estabilidade e fluência e 6 CPs foram destinados ao ensaio de dano por umidade induzida. A Tabela 7 apresenta os resultados de VAM, RBV, estabilidade, fluência, RTs, RRT e RMR das novas condições experimentais. Percebe-se que ambas as misturas atendem a todos os valores normativos do DER/SP e que a RMR é inferior a 100%, a exemplo as misturas que contém 6,0% de caulim. Assim, valida-se, nestas condições de contorno, o uso de rejeito de caulim como fíler em concreto asfáltico.

Tabela 7: Propriedades das misturas 5070C3,0L e 3045C3,0L

Condição	VAM (%)	RBV (%)	Estabilidade (kgf)	Fluência (mm)	RT Controle (MPa)	RT Condicionado (MPa)	RRT (%)	RMR (%)
5070C3,0L	15,7	77,3	992	2,69	1,32	1,04	78,8	82,5
3045C3,0L	15,5	77,2	1306	3,05	1,54	1,28	83,1	89,6

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O método empregado no trabalho foi eficaz para identificar a influência do tipo de ligante e do tipo de fíler nos parâmetros da dosagem Marshall, RT, MR e na susceptibilidade ao dano por umidade induzida. De modo geral:

- Misturas com CAP 3045 apresentam maiores valores de: RT, RRT, MR, estabilidade, fluência e teor de projeto do que as misturas com CAP 5070;
- A adição tem cal tem maior influência na elevação dos valores de RRT e no aumento do teor de projeto;
- A adição de caulim, de modo geral, eleva a fluência, teor de projeto e o VAM e reduz a estabilidade, RT e RRT.

As seis misturas contendo caulim (5070C1,5, 5070C3,0, 5070C6,0, 3045C1,5, 3045C3,0 e 3045C6,0) apresentaram teores de projeto semelhantes aos teores de projeto das misturas de referência ou com cal. Seus parâmetros volumétricos (RBV e VAM), estabilidade e resistência à tração sempre respeitaram os valores exigidos pelo DER/SP para concreto asfáltico. No entanto, houve fluência excessiva na mistura 3045C6,0 e nenhuma mistura contendo caulim atingiu a RRT mínima. Assim, a rigor, nenhuma mistura contendo caulim poderia ser utilizada na prática.

Acontece que a elevada susceptibilidade ao dano por umidade das misturas ocorre, majoritariamente, por problemas de adesividade entre os ligantes utilizados e o agregado de granito. Não se deve creditar ao fíler de caulim os resultados insatisfatórios nos ensaios de DUI pois mesmo as misturas de referência não atendem à especificação do DER/SP.

Quando se trabalha com cal e caulim (misturas 5070C3,0L e 3045C3,0L) todos os parâmetros normativos são atendidos e atesta-se a viabilidade técnica do uso de caulim como fíler em concretos asfálticos. Isto é ambientalmente desejável pois se dá uso a um material antes inservível e pode vir a reduzir a exploração de novas jazidas de materiais.

Esta pesquisa continua sendo desenvolvida e seus próximos passos serão a execução dos ensaios de vida de fadiga por tensão controlada e *creep* dinâmico, para tentar entender/prever o desempenho das misturas em relação à formação de trincas por fadiga e resistência à deformação permanente, bem como a execução do ensaio de módulo de resiliência em diferentes temperaturas para a avaliação da susceptibilidade térmica das misturas asfálticas contendo caulim como fíler. Também será feita verificação da susceptibilidade ao dano por umidade de misturas contendo caulim e agregados de basalto, o qual tem boa adesividade com ligantes asfálticos convencionais. Espera-se atestar a viabilidade do rejeito de caulim como fíler em misturas asfálticas com agregado de basalto, mesmo sem a presença de cal.

Agradecimentos
À CAPES pelo fomento financeiro, à Pedreira Usina Paulista de Britagem Pedreira São Jerônimo LTDA pela cessão do agregado, à empresa Brasquímica pelo fornecimento dos ligantes asfáltico, à Engenharia e Comércio Bandeirantes pela doação da cal e à Imerys pela cessão do caulim e compartilhamento de informações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASTM (AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS). *Use of waste materials in hot mix asphalt*. Philadelphia, 1993, 306 p. ISBN 0-8031-1881-3. Edited by H. Fred Waller.

ASPHALT INSTITUTE. *Mix Design methods for asphalt concrets and other hot-mix types*. Manual Series Nº 2 (MS-2). 6th ed. Lexington, KY: Asphalt Institute, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 15087*: *Misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral*. Rio de Janeiro, 2012. 11 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 16273: Misturas asfálticas – propriedades volumétricas de concreto asfáltico*. Rio de Janeiro, 2014. 18 p.

BALBO, J. T. *Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração*, São Paulo – SP: Ed. Oficina de Textos, 2007. 558 p. ISBN 978-85-86238-56-7.

COSTA, C. G. *Incorporação do resíduo oriundo do beneficiamento de caulim em concreto asfáltico*. 2006. 106 f. Mestrado (Dissertação) – Universidade Federal do Rio Grande Norte, Natal – RN, 2006.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. *ET-DE-P00/027: Concreto asfáltico*. São Paulo, 2005. 45 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. *DNER-ME 043/95: Misturas betuminosas a quente – ensaio Marshall*. Rio de Janeiro, 1995. 11 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. *Norma DNIT 135/2010 – ME: Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo de resiliência – método de ensaio*. Rio de Janeiro, 2010. 6 p.

FIPE – FUNDAÇÃO INSTITUTO DE PESQUISAS ECONÔMICAS. Análise espacial da mineração no Pará. São Paulo, 2009. 31 p.

ICHIHARA, A. H. Caulim. In. DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. *Sumário Mineral 2015*. Brasília, 2016, p 42-43. ISSN 0101 2053.

LUZ, A. B.; DAMASCENO, E. C. *Caulim: Um mineral industrial importante*. Rio de Janeiro, 1993. CETEM/CNPq. 29 p. ISBN 85-7227-041-8.

MÁRTIRES, R. A. C. Caulim. In. DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL. *Economia Mineral* 2008. Brasília, 2009, p 474-483.

SILVA, R. K. A. *Co-disposição e disposição compartilhada de rejeitos e estéreis em cava exaurida*. 2014. 158 p. Dissertação – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2014.

ZULKATI, A.; DIEW, W. Y.; DELAI, D. S. Effects of fillers on properties of asphalt-concrete mixtures. *Journal of Transportation Engineering*. v. 138, p. 902 – 910, 2012.

Marcelo Figueiredo Massulo Aguiar (mmassulo@ufpa.br)
Instituto de Tecnologia (ITEC), Universidade Federal do Pará (UFPA)
João Domingos Pereira Filho (joaodpf@sc.usp.br) e Ana Paula Furlan (afurlan@sc.usp.br)
Departamento de Transportes (STT), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA UMIDADE EM MISTURAS ASFÁLTICAS COMPOSTAS POR CAL COMO FÍLER

Monalisa Morais de Medeiros
Universidade Federal Rural do Semi-Árido
Wellington Lorran Gaia Ferreira
Universidade Federal do Ceará
Francisco Lucas de Oliveira Lessa
Universidade Federal Rural do Semi-Árido

RESUMO
Em revestimento asfáltico um dos principais fatores que reduz o tempo de vida útil do material é o dano provocado pela umidade, pois a água infiltra no revestimento ocasionando perda de adesão entre o agregado e ligante asfáltico, além de problemas de coesão no próprio filme de ligante. Nesse contexto, acredita-se que a presença da cal em misturas asfálticas possa retardar ou diminuir esse efeito destrutivo, garantindo maior durabilidade na mistura asfáltica. Dessa forma, o presente trabalho tem como objetivo principal avaliar a influência da cal na resistência ao dano por umidade da mistura asfálticas. Para isso, foram dosadas três misturas asfáltica, uma sem a cal e duas com a cal (teores de 2% e 4%) . O dano por umidade foi avaliado através do ensaio *Lottman*, bem como utilizando o Processamento Digital de Imagens (PDI), por meio do *software* ImageJ. Tais resultados indicam que quanto maior o teor de cal nas misturas asfálticas avaliadas, maior o seu desempenho quanto à RRT. Os resultados obtidos a partir do PDI corroboraram com os resultados obtidos a partir do ensaio de *Lottman*, sendo uma ferramenta que pode ser utilizada para avaliar o dano por umidade.

Palavra Chave: Dano por umidade, revestimento asfáltico, cal.

ABSTRACT
In asphalt coating one of the main factors that reduces the useful life of the material is the damage caused by moisture, because the water infiltrates the coating causing loss of adhesion between the aggregate and asphalt binder, in addition to cohesion problems in the binder film itself . In this context, it is believed that the presence of lime in asphalt mixtures can delay or diminish this destructive effect, guaranteeing greater durability in the asphalt mixture. Thus, the present work has as main objective to evaluate the influence of lime on the resistance to moisture damage of the asphalt mixtures. For this, three asphalt mixtures were measured, one without lime and two with lime (2% and 4%). The damage by moisture was evaluated through the Lottman assay, as well as using Digital Image Processing (PDI), through ImageJ software. These results indicate that the higher the lime content in the asphalt mixtures evaluated, the greater its performance in RRT. The results obtained from the PDI corroborated with the results obtained from the Lottman test, being a tool that can be used to evaluate the damage by humidity.

Keyword (s): Damage to moisture, asphalt coating, lime

1. INTRODUÇÃO

Em pavimentos flexíveis, o revestimento asfáltico é uma das soluções mais tradicionais e utilizadas na construção e recuperação de vias urbanas, vicinais e de rodovias. Segundo dados da Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (ABEDA), mais de 90% das estradas pavimentadas no Brasil são de revestimento asfáltico. O revestimento asfáltico, por ser a primeira camada do pavimento, está sujeita diretamente com as ações das intempéries, devido às irregularidades das condições climáticas. Segundo Boeira (2011), Anitelli (2013) e Freitas (2015), a água é um dos principais fatores que aceleram a deterioração das camadas do revestimento asfáltico, pois a mesma se infiltra no interior da estrutura ocasionando a falha de adesividade que ocorre entre o agregado e o ligante e a falha coesiva que acontece no próprio filme de ligante, reduzindo a qualidade da mistura asfáltica.

Alguns estudos (Boeira, 2011; Castro, 2011; Anitelli, 2013) afirmam que a adição da cal nas misturas asfálticas aumenta a adesividade entre o ligante asfáltico e o agregado. Esse aumento na adesividade depende dos teores de cal avaliados, bem como da interação química entre a cal e os outros componentes da mistura asfáltica, isto é, os agregados e o ligante asfáltico. Já que a mistura de agregados de diferentes origens é uma alternativa para se obter um composto asfáltico com bom desempenho. Na região Nordeste, mais precisamente no Semiárido Potiguar, a produção de cal é elevada fazendo com que seu valor seja mais acessível. Em literatura encontram-se alguns trabalhos que obtiveram bons resultados com dosagem da cal em misturas asfálticas, por exemplo, Bock *et al*. (2009) utilizando 4,68%, Castro (2011) que utilizou 2,5%.

Nesse contexto, o objetivo do presente trabalho é analisar o uso da cal com os agregados em misturas asfálticas, a fim de verificar a influência desses materiais no desempenho mecânico e na resistência ao dano provocado pela água em misturas asfálticas produzidas com materiais provenientes do Semiárido Potiguar. Para isso, inicialmente, realizou-se uma dosagem de mistura asfáltica somente com os agregados naturais (sem a cal), em seguida, foram feitas duas dosagens de misturas asfálticas adicionando dois teores de cal (2% e 4%). Por fim, verificou-se o comportamento mecânico das três misturas asfálticas através dos ensaios de Resistencia a Tração (RT), Módulo de Resiliência (MR), ensaio de e *Lottman* bem como utilizando o Processamento Digital de Imagens (PDI). Dessa forma, a importância do presente estudo reside na possibilidade de avaliar a cal da região do médio oeste Potiguar, a fim de verificar se a mesma apresenta vantagens técnicas com relação ao comportamento mecânico e a redução da suscetibilidade ao dano provocado pela umidade.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Dano por Umidade

Em misturas asfálticas, a coesão é a propriedade responsável por deixar os materiais em contato. A coesão e a adesão contribuem intimamente com a execução do revestimento, para posterior a passagem do tráfego. O dano por umidade ocorre devido à perda de coesão e adesão entre o ligante e o agregado. Que ocorre por meio de duas etapas: transporte de umidade e resposta do sistema. No processamento de transporte a umidade penetra no revestimento através do estado liquido ou vapor, com isso o sistema capta as alterações geradas no interior da mistura asfáltica que conduzem a redução da capacidade do suporte da mesma. Sendo essas etapas que contribuem para os diferentes modos de transporte de umidade para o interior da mistura asfáltica. No entanto, é fundamental caracterizar o processo de transporte de umidade, correlacioná-lo ao mecanismo de dano por umidade, sem que prejudique o tempo de vida útil da mistura (ANITELLI, 2013).

2.2 Cal como Aditivo em Misturas Asfálticas

Dos aditivos utilizados, a cal é a mais aceita, sendo uma grande aliada ao combate ao dano por umidade na mistura asfáltica. De acordo com Medeiros (2016), a presença da cal em misturas asfálticas pode prevenir o dano por umidade, reduzir o envelhecimento do ligante podendo reduzir os problemas relacionados as fissuras e trincamentos, gerados pelas deformações e fadigas que o asfalto está sujeito. Alguns trabalhos encontrados na literatura utilizaram dosagens de cal diversas e obtiveram bons desempenhos quanto a RT, MR e quanto ao dano por umidade. Bock *et al.* (2009), por exemplo, utilizou 4,68% de cal em misturas asfálticas e obteve um valor de RRT igual a 83,54%, apresentando um bom resultado, já que em

norma o admissível é de 70% de RRT (Relação Resistência a Tração). Já Castro (2011) utilizou 2,5% de cal em misturas asfálticas e obteve valor de RRT igual a 59% para misturas asfálticas sem cal e com a cal calcítica, o valor de RRT aumentou para 68%. Castro (2011); Boeira (2011) constataram que a cal endurece o ligante asfáltico, altera as propriedades dos finos e melhora a estabilidade da mistura. Aumentando a resistência ao dano causado pela umidade na mistura, deixa a mistura asfáltica mais rígida e reduz a taxa de oxidação.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

No presente trabalho, para verificar a viabilidade da utilização da cal em misturas asfálticas, foram dosadas três misturas asfálticas (uma sem cal e duas cal nos teores de 2% e 4%). A coleta de agregados naturais foi realizada na Pedreira Potiguar, localizada cerca de 3km de distância do munícipio de Caraúbas/RN. A cal foi fornecida pela empresa Mineradora Ouro Branco localizada na cidade de Governador Dix Sept Rosado, cerca de 30km de distância da cidade de Caraúbas/RN. Após a dosagem da mistura asfáltica, foram realizados os seguintes ensaios mecânicos: RT, MR, *Lottman e* PDI (por meio do programa *ImageJ*) com o objetivo de verificar o desempenho das misturas asfálticas dosadas. Todos esses procedimentos foram feitos no Laboratório de Geotécnica da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), Campus Caraúbas e no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará (UFC).

3.1 Materiais Utilizados

Para a dosagem da mistura asfáltica foi utilizado o ligante asfáltico fornecido pela Petrobrás através da refinaria LUBNOR, localizada na cidade de Fortaleza/CE. Sendo utilizado o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) que apresenta características quanto a penetração dentro da faixa 50/70 e densidade igual a 1,027g/cm^3. Foi utilizada a dosagem Marshall (DNER-ME 043/95), foram aplicados 50 golpes por face. O ligante asfáltico foi aquecido a uma temperatura de 160°C e os agregados a uma temperatura de 175°C. A compactação foi realizada a uma temperatura em torno de 150°C. Com relação ao Volume de Vazios (Vv), a dosagem foi realizada para se obter um Vv de 4% (±0,4).

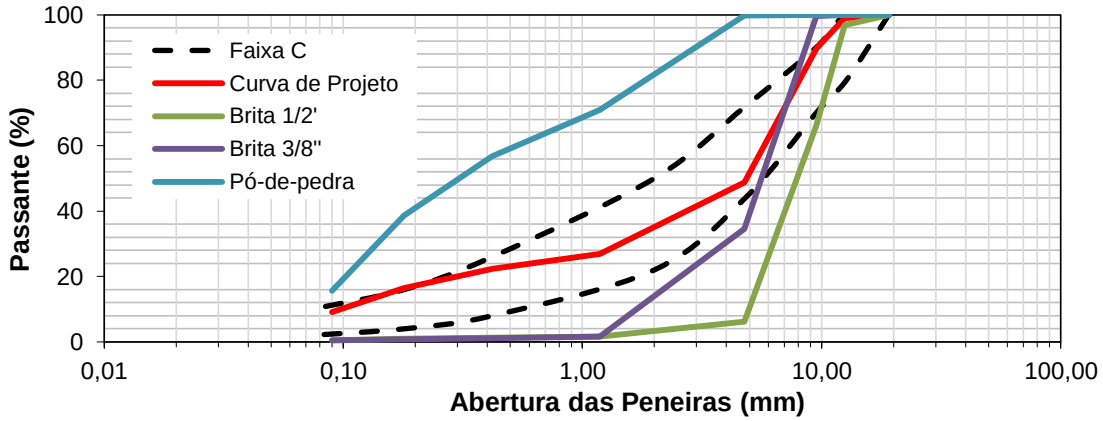
Os agregados utilizados foram as britas 1/2”, 3/8” e pó de pedra, além da cal. Os ensaios realizados com os agregados foram o de granulometria seguindo a norma NBR 7217, densidade (DNER-ME 084/95), além do ensaio de Abrasão Los Angeles (DNER-ME 035/98) onde foram realizadas 500 rotações, em uma velocidade de 30rpm. A Tabela 1 apresenta os resultados obtidos quanto a densidade e o ensaio de Los Angeles.

Tabela 1: Propriedades físicas dos agregados utilizados nessa pesquisa

	Agregados				
Propriedade	Brita 1/2"	Brita 3/8"	Pó de Pedra	Los Angeles	Cal
Densidade Real	2,681	2,670	2,600	35,83%	2,7
Densidade Aparente	2,645	2,580	-	-	-
Absorção (%)	0,5	1,390	-	-	-

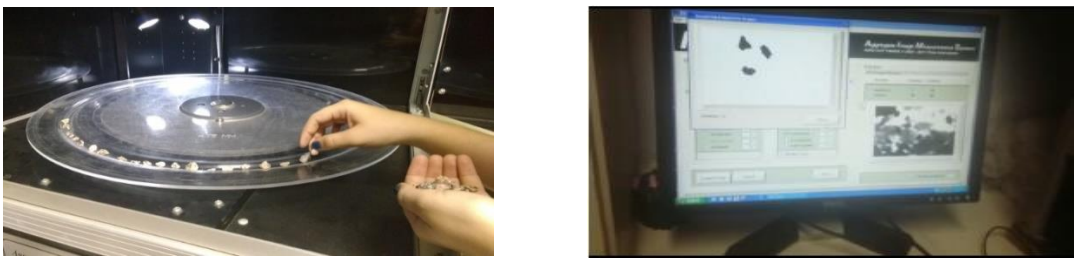
Fonte: Próprio Autor

Com relação a curva de projeto para a mistura asfáltica sem a cal, utilizou-se 30% da brita 1/2", 35% da brita 3/8" e 35% do pó de pedra. Para a curva de projeto com 2% da cal o pó de pedra foi reduzido para 33%. Já para a curva de projeto com 4% da cal o pó de pedra reduziu-se para 31%. A Figura 1 apresenta a curva de projeto com os materiais usados para a mistura asfáltica sem a cal, onde se observa que a mesma encaixou na Faixa C de acordo com a norma (DNIT 031/2004). Como a cal é composta de material fino, foi observado que 99,3% do material passante na peneira de abertura igual a 0,075mm (número 200).



Fonte: Própria do autor
Figura 1: Curva de Projeto com 4% da cal

Além dos ensaios citados anteriormente, por meio do PDI foi avaliado a forma e a angularidade dos agregados. Com relação ao uso do PDI, utilizou-se o programa *Aggregate Imaging Measurement System* (AIMS), que é um *software* que obtém as propriedades através de *scanners*. Os dados são processados e armazenados em forma de tabelas e gráficos. A Figura 2 mostra o equipamento.

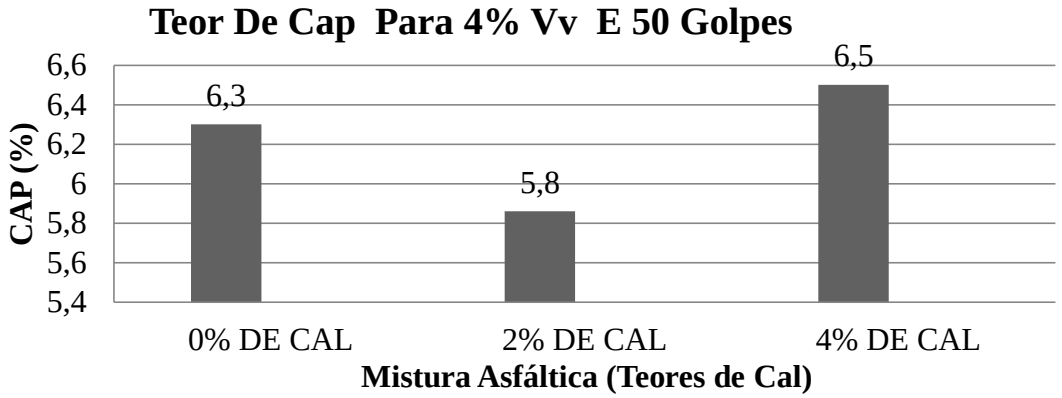


(a)Vista do interior do equipamento (b)Processamento do material ao progra
Fonte: Próprio Autor
Figura 2: Equipamento AIMS

No ensaio, foram separados os agregados conforme a granulometria. Foram analisadas as seguintes peneiras: 12,5; 9,5; 4,75; 1,18; 0,30 e 0,075mm. Para a classificação dos agregados foi utilizado o método proposto por Al Rousan (2004). O citado autor classificou a forma e a angularidade de diversos agregados, com a finalidade de determinar classificações de acordo com os seus parâmetros. Quanto aos resultados obtidos da angularidade do agregado

observou-se que para as peneiras de 12,5; 9,5; 4,75 e 0,075mm, aproximadamente, 80% dos agregados foram avaliados como moderado. Para a forma do agregado, cerca de 40% das partículas apresentam forma 2D moderada e cerca de 50% apresentam características altas. Mais informações sobre os resultados podem ser verificados em Medeiros (2016).

Com relação ao teor de projeto das misturas asfálticas avaliadas, a Figura 3 apresenta os resultados das dosagens para as três misturas asfálticas avaliadas. Verificou-se que com a adição de 4% de cal, o teor de ligante aumentou 0,2% se comparado com a mistura asfáltica que não contém a cal e 0,5% com relação a mistura que contém 2% de cal.



Fonte: Próprio do auto
Figura 3: Teor de CAP para as misturas asfálticas avaliadas

3.2 Ensaios Mecânicos

Para a realização do ensaio de RT, seguiu-se as recomendações da norma DNER-ME 138 (1994). Foram avaliados 3 corpos de prova (CPs) para todas as misturas avaliadas. Após a realização do ensaio de RT, realizou-se o ensaio de MR seguindo as recomendações da norma DNER-ME 133 (1994).

3.3 Ensaio de Lottman

Neste ensaio, de acordo com a Norma AASTHO T 283, os CPs são moldados seguindo a metodologia Marshall. São separados três CPs, sendo embalados em sacos plásticos para proteção e imersão em água durante um período de 1 a 2 horas. Com mais três CPs são adicionados em um recipiente com água destilada, nesse processo haverá aplicação de pressões a vácuo durante 5 ou 10 minutos, com a finalidade de saturar com água, o nível de saturação deve estar entre 70 a 80%. Após esses processos, os CPs são vedados com papel filme e congelados a uma temperatura de -18°C, por 16h no mínimo. Em seguida, são retirados do congelamento e imersos em um banho maria durante 1h ou até mesmo 24h a uma temperatura de 60°C. Em seguida, as amostras são imersas em um banho à 25°C entre 2 ou 1 hora, para que os CPs possam voltar a temperatura ambiente. Esses CPs são caracterizados como as amostras condicionadas e são submetidos a ensaio de RT. É feito o ensaio de RT para amostras sem condicionamento, ou seja, sem passar por todo o processo anterior e calcula-se a RRT. A Equação 1 representa o cálculo da RRT. A Figura 4 ilustra algumas etapas do ensaio de *Lottman*.

$$RRT = \frac{\sum Amostra\ com\ condicionamento}{\sum Amostra\ sem\ condicionamento}$$



(a) Aplicação de pressão em saturação do CP

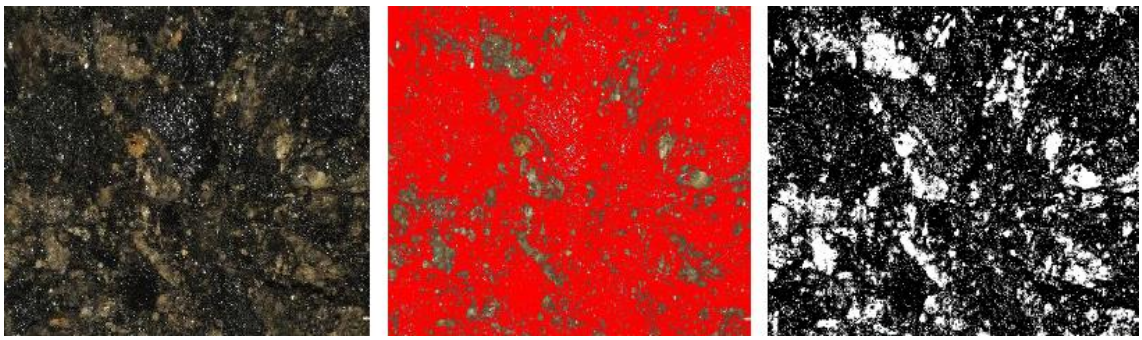


(b) Congelamento

Fonte: Bernucci *et al.*, (2010)
Figura 4: Ensaio de Lottman

3.4 Programa ImageJ

Uma das técnicas utilizadas para avaliar o comportamento quanto ao deslocamento da película do ligante asfáltico é o PDI. No presente trabalho foi utilizado o *Software ImageJ* e uma câmera digital para processar e garantir todas as informações desejadas de amostras de misturas asfálticas. A Figura 5 apresenta uma foto de uma amostra de mistura asfáltica a ser avaliada. O *ImageJ* realiza um tratamento na imagem gerando um binário monocromático em preto e branco (Figura 5c), a área preta é formada por CAP que recobrem os agregados, já a área branca representa o agregado mal recoberto pelo ligante, com isso, ao ser submetido ao ensaio de *Lottman* os agregados descobertos pelo CAP sofrem maior dano por umidade. No entanto, através dessa relação obtida entre área branca e preta, pode-se criar um indicativo quanto ao dano por umidade.



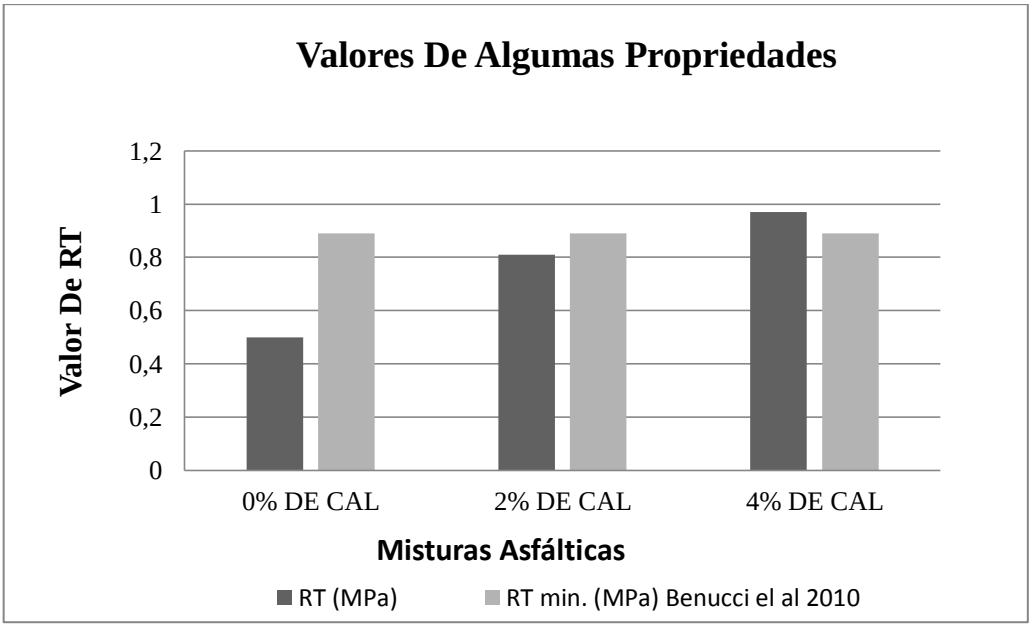
a) Antes do tratamento b) Detecção dos pixels c) Imagem tratada

Fonte: Freitas (2015)
Figura 5: Imagens obtidas através do PDI com o uso do software *ImageJ*.

4. RESULTADOS

4.1 Ensaios Mecânicos

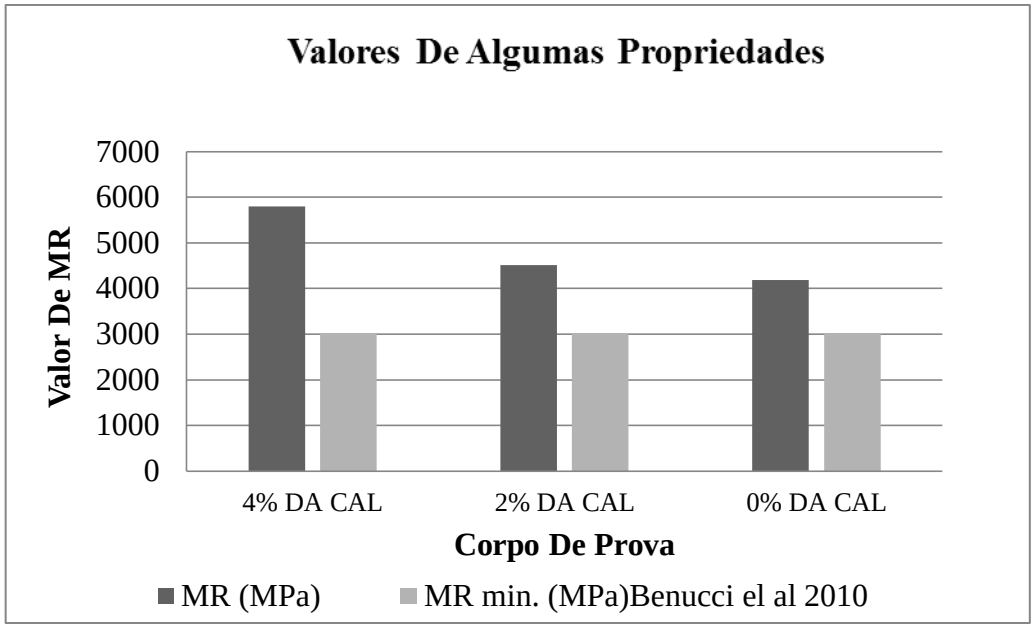
A Figura 6 apresenta os resultados quanto aos ensaios de RT para as misturas avaliadas no presente estudo, bem como outros resultados, a fim de comparar o comportamento da mistura asfáltica.



Fonte: Próprio autor
Figura 6: Valores de RT

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), usualmente os valores de RT para misturas asfálticas do tipo Concreto Asfáltico (CA) que utilizaram ligantes asfálticos classificados por penetração como CAP 50/70 é da ordem de 0,89MPa. Portanto, de acordo com as dosagens feitas e com outros trabalhos presente na literatura como, por exemplo, o de Castro (2011), Bock(2009) e Bernucci *et al.* (2010), os valores obtidos de RT estão dentro dos padrões normalmente encontrados, exceto a amostra que não apresentou a cal com a RT de 0,5MPa. A mistura que com 2% da cal também apresentou valores abaixo do esperado com a RT de 0,81MPa.

A Figura 7 apresenta os resultados obtidos para o ensaio de MR para diferentes dosagens da cal.

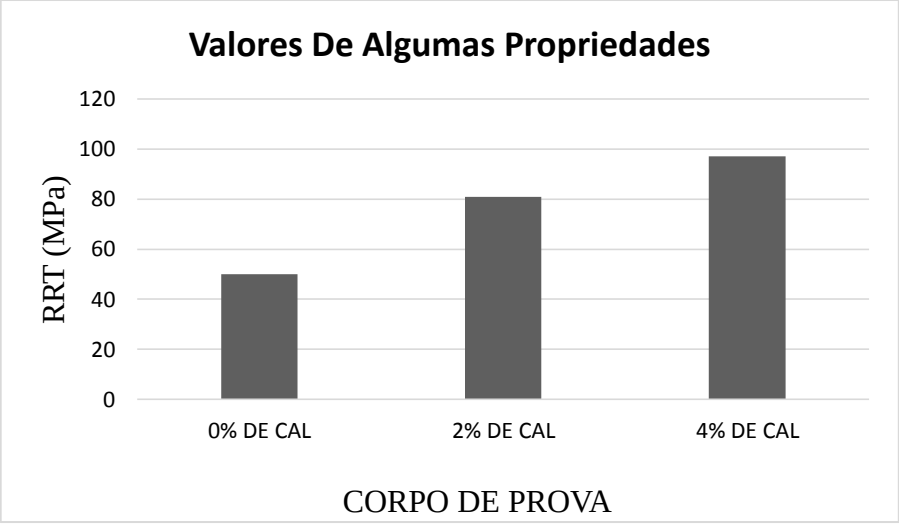


Fonte: Próprio autor
Figura 7: Valores de MR

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), as misturas asfálticas dosadas com ligantes asfálticos classificados como CAP 50/70, apresentam normalmente valores de MR da ordem de 3000 MPa. No entanto, as misturas em estudo apresentaram valores superiores. Através dos dados obtidos nas Figuras 6 e 7 que apresentam os valores de RT e MR, com relação a porcentagem da cal aplicada. Observou-se que quanto maior a presença da cal nas misturas asfálticas, maior será os valores de RT e MR. Isso pode ser explicado, pois com a adição da cal hidratada em misturas asfálticas, a mesma pode adquirir melhor resistência e rigidez no pavimento, pois o filler mineral está ativo.

4.2 Ensaio de Lottman

A Figura 8 apresenta os resultados do ensaio de *Lottman*, para as três misturas avaliadas.

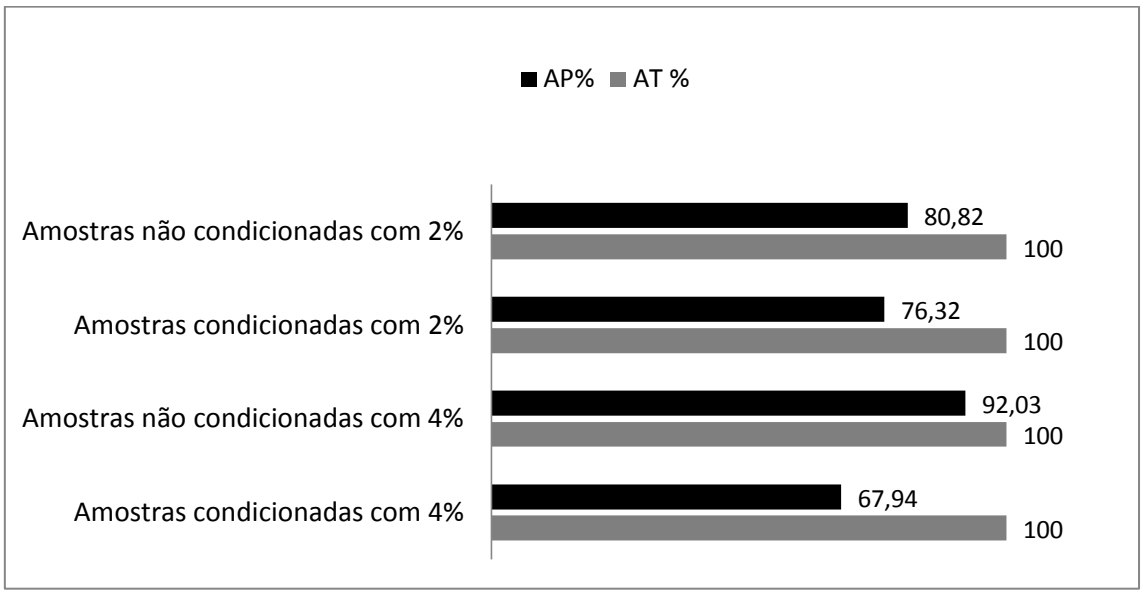


Fonte: Próprio autor
Figura 8: Valores de *Lottman.*

Através dos dados obtidos, pode-se observar que a mistura que contém 2% da cal obteve o valor de 97%. Já com a dosagem de 4% de cal o RRT foi de 53%, estando fora dos limites de acordo com as AASTHO T 283 no ensaio de *Lottman*, pois a mistura deve apresentar um valor de RRT de no mínimo 70%. De acordo com Freitas (2015), quanto mais próximo o RRT for de 1, melhor resistência o material terá ao ser submetido a umidade. Dessa forma, o resultado indica que não necessariamente o aumento de cal na mistura irá melhorar o valor de RRT. Conforme Budny (2009), quando a cal hidratada é adicionada em misturas asfálticas, ela reage com os agregados e promove um reforço da ligação entre o ligante e os agregados, porém em misturas com 4% de cal o resultado foi negativo. Segundo Castro (2011), os valores encontrados de RRT para misturas com 1% de cal incorporada deram abaixo do mínimo com média de 58%.

4.3 Processamento Digital por Imagens (PDI)

Utilizando o *software ImageJ*, foi feito o tratamento das imagens obtidas a partir das amostras submetidas ao ensaio de *Lottman*, com o intuito de avaliar o deslocamento e o descolamento da película de ligante em cada amostra. As Figuras 9 e 10 mostram a relação da área preta (Ap) do CP pela área total (At) do CP das amostras condicionadas e não condicionadas com 2% de cal, e com 4% de cal. Sendo que, *At* corresponde a área que o programa calculou, isto é, corresponde a 100% da área dada em cm². Já *Ap* representa a porcentagem preta, isto é, a área das regiões onde o CAP recobre o agregado.



Fonte: Própria do autor

Figura 9: Relação entre área preta *(Ap)* e área total *(At)* para amostras submetidas ao ensaio *Lottman* com 2% de cal.

Com relação à figura 9 nota-se que com 2% de cal, as amostras condicionadas e não condicionadas não perdem tanto o seu teor de área preta, isto é, seu ligante, portanto, não sofrem perdas significantes com o dano por umidade, pois a *Ap* reduz em média 4% após o condicionamento corroborando com os dados de *Lottman*. Todavia, para amostras com 4% de cal, o dano por umidade afeta drasticamente a mistura asfáltica, pois a área preta reduz em média cerca de 25% nos CPs condicionados, corroborando com os dados de RRT do ensaio *Lottman*.

5. CONCLUSÃO

O presente trabalho avaliou a influência da cal na resistência mecânica e no dano provocado pela umidade em misturas asfálticas. Para isso, foi dosada uma mistura asfáltica com 0%, 2% e 4% da cal, utilizando os mesmos materiais (agregados e ligantes) seguindo o método de Marshall, utilizando a mesma quantidade de golpes para compactação. Com relação ao desempenho mecânico das misturas asfálticas, foram aplicados os ensaios mecânicos de RT e MR. Para a avaliação do dano provocado pela umidade, foi realizado o ensaio *Lottman*, além do uso do programa ImageJ.

Para o ensaio de RT foi obtido um resultado satisfatório para a mistura asfáltica com o teor de 0% da cal obteve um RT de 1 MPa, com 2% da cal RT com 1,13 MPa e 4% de cal a resistência no valor de 1,4 MPa. Dessa forma, a mistura com 4% de cal apresentou maior desempenho. No ensaio de MR, o mesmo comportamento do ensaio de RT onde o maior valor de MR foi da mistura que contém 4%, apresentando um valor de 5795 MPa (as misturas com 0% e 2% da cal obtiveram MR de 4186MPa e 4508MPa respectivamente). De um modo geral os valores obtidos de RT e MR para as misturas asfálticas foram aceitáveis de acordo com os estudos encontrados na literatura. Entretanto, Através do ensaio de *Lottman*, percebeu-se que as misturas com 0% e 4% de cal não conseguiram atingir o valor mínimo (70%) estabelecido pela norma ASTHO T283, com apenas 50% e 53% respectivamente de RRT, não sendo indicado o uso.

Por fim, utilizou-se uma ferramenta, o *software ImageJ* para tentar quantificar o dano por umidade, verificando que ocorreu o mesmo comportamento dado pelo *Lottman*, que a mistura com 2% de cal não apresentou uma diferença entre as áreas pretas comparando-se as amostras condicionadas e não condicionadas. Já a mistura com 4% de cal obteve uma discrepância entre as áreas pretas observadas antes e após o condicionamento. Vale ressaltar que, a área preta indica que tem CAP recobrindo o agregado, antes e após o condicionamento, mostrando que após o condicionamento quanto maior a área preta menos o dano por umidade atingiu aquele corpo de prova. Diante dos resultados obtidos, verificou-se que o programa pode ser usado para caracterizar o dano por umidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO T 283. (2014) *American Association of State Highway and Transportation Officials. Standard Method of Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture Induced Damage***.** Washington, D.C., EUA.

Anitelli, André. (2013) *Estudo do Dano por Umidade de Misturas Densas com Ligantes Asfálticos. Convencional e Modificado com Polímero SBS*. 2013. Dissertação (Mestrado em Eng. Civil) - USP, São Paulo.

Bernucci, Liedi Bariani et al. (2010) Introdução. In: BERNUCCI, Liedi Bariani *et al*. *Pavimentação Asfáltica: Formação Básica Para Engenheiros*. Rio de Janeiro: Gráfica Imprinta, 2010. Cap. 1. p. 1-40.

Bock, André L. et al. (2009) *Estudo Laboratorial Sobre os Efeitos de Diferentes Formas de Adição de Cal a Concreto Asfáltico*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Ijuí, v. 14, n. 10, p.59-69.

Boeira, Fernando Dekeper. (2011) *Estudo Laboratorial do Desempenho de Misturas Asfálticas com Diferentes Tipos e Teores de Cal***.** 2011. 237 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Departamento de Tecnologia, Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí.

Castro, Suzana Fraga de. (2011) *Mistura Asfaltica com Incorporação da Cal: Análise Volumétrica e Mecânica*. 2011. 65 f. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

DNER-ME (1998) 035 *Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles, Departamento Nacional de Estradas e Rodagens* – Método de Ensaio, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DNIT (2003) — DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. *DNIT 005-TER: defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos*: terminologia. Rio de Janeiro.

Freitas, Felipe Natan Ramos de. (2015) *Avaliação da Relação Entre a Resistência ao Dano Por Umidade Induzida e Permeabilidade de Mistura Asfáltica Contendo Cinzas Volante com Fíller*. 2015. 77 f. Monografia (Especialização) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

Medeiros, Monalisa Morais. (2016) *Análise do uso da cal como agregado em misturas asfálticas.* 2016. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal Rural do Semi-Árido, Caraúbas, 2016.

Norma Brasileira. (1987) *NBR 7217 - Agregados - Determinação da composição granulométrica*. Rio de Janeiro.

Monalisa Morais de Medeiros (monalisa.regalado@hotmail.com)
Wellignton Lorran Gaia Ferreira (wellington.ferreira@ufersa.edu.br)
Francisco Lucas de Oliveira Lessa (lucas__james@hotmail.com)

USO DA FIBRA DA RENDA DA BANANEIRA EM MISTURAS ASFÁLTICAS TIPO SMA

Laiana Ferreira da Costa
Maurício Nunes de F. Segundo
Lêda Christiane de Figueirêdo Lopes Lucena
Daniel Beserra Costa
Ablenya Grangeiro de Barros
Lucas Rafael Reis Soares
Universidade Federal de Campina Grande

RESUMO
O escorrimento do ligante da Stone Matrix Asphalt (SMA) é um problema geralmente solucionado com a adição de fibras na mistura O objetivo desta pesquisa é analisar a viabilidade da incorporação da fibra da renda do pseudocaule da bananeira Pacovan em SMA e avaliar a influência do comprimento dessas fibras no desempenho da mistura. Inicialmente realizaram-se ensaios de escorrimento para a SMA sem e com fibra (de 20mm), identificando um teor ótimo de fibra de 0,5%. Posteriormente, foram realizados os ensaios mecânicos (resistência à tração, módulo de resiliência, Lottman, estabilidade Marshall, flow number e módulo dinâmico) em SMA sem e com fibras de 5mm e 20mm de comprimento, no teor ótimo de 0,5% encontrado. Houve aumento nos resultados de RT, estabilidade, flow number e Lottman à medida que se aumentava o comprimento da fibra na mistura. A rigidez das misturas seguiu uma mesma tendência nos ensaios de MR e |E*|.

ABSTRACT
The aim of this research is to analyze the feasibility of incorporating the fiber of the false stem of the Pacovan banana in SMA and to evaluate the influence of the length of these fibers in the performance of the blend. Initially, draindown tests were performed for the SMA without and with fiber (20mm), identifying an optimal fiber content of 0.5%. Then, the mechanical tests (tensile strength, resiliency modulus, Lottman, Marshall stability, flow number and dynamic modulus) were performed in SMA without and with fibers of 5mm and 20mm length, at the optimal 0.5% content found. There was an increase in the results of RT, stability, flow number and Lottman as the fiber length in the blend was increased. The rigidity of the mixtures followed the same trend in the MR and |E *|.

1. INTRODUÇÃO

Nos pavimentos flexíveis o revestimento asfáltico, camada responsável por transmitir os esforços oriundos do tráfego para as camadas sobrejacentes, deve atender aos requisitos de conforto e segurança do usuário. Leal (2013) afirma que tal camada tem sofrido deterioração precoce devido ao crescimento da quantidade de veículos em circulação nas rodovias brasileiras associado ao aumento do peso e do número de eixos dos veículos comerciais.

Segundo Ramos (2015) a mistura de graduação descontínua Stone Matrix Asphalt (SMA) apresenta vantagens em termos funcionais em relação às misturas de graduação contínua, por serem bastante resistente ao trincamento por fadiga ou por reflexão de trincas e ao afundamento em trilhas de roda. O autor ressalta que esse tipo de mistura foi concebido em consonância com as novas tendências de revestimentos asfálticos de alto desempenho, onde se busca características como resistência e durabilidade.

A SMA apresenta uma maior quantidade de agregados graúdos que forma um esqueleto de alta estabilidade devido ao contato grão a grão e geralmente consomem de 1% a 1,5% mais ligante asfáltico, quando comparadas às misturas asfálticas convencionais (Neves Filho, 2004). Devido a esse alto teor de ligante usado na SMA, surge o problema do escorrimento nas etapas de usinagem e compactação, sendo este geralmente solucionado com a adição de fibras na mistura (Bindu, 2012; Valença, 2012; Leal 2013; Ramos, 2015).

Atualmente, fibras naturais provenientes de resíduos agroindustriais têm sido avaliadas como alternativas para o uso em SMA. O cultivo da banana, fruto popular no Brasil e de larga produção em diversos países do mundo, é um grande gerador de resíduos pós-colheita, sendo o principal deles o pseudocaule da bananeira de onde podem ser extraídas fibras de boa qualidade para os mais diversos fins.

A proposta deste trabalho é analisar o uso da fibra da renda do pseudocaule da bananeira do tipo Pacovan em misturas asfálticas do tipo SMA, avaliando a interferência da sua utilização nas propriedades mecânicas da mistura e a influência do parâmetro comprimento de fibra nessas propriedades. O intuito dessa pesquisa é fornecer uma alternativa de inibidor de escorrimento viável tecnicamente e ecologicamente correta para este tipo de mistura.

2. ESPECIFICAÇÕES DA STONE MATRIX ASPHALT

Segundo Blazejowski (2010) o SMA mudou pouco desde sua concepção na década de 60 na Alemanha e salienta que esta mistura foi originalmente desenvolvida para utilização como camada superficial de rolamento, porém em alguns países também é usada como camada intermediária ou binder.

De acordo com Fonseca (2011) a SMA é aplicada em espessuras, geralmente entre 1,5 a 6 cm, e caracterizada, basicamente, por uma elevada percentagem de agregados graúdos que formam uma estrutura de granulometria descontínua de elevado atrito interno e estabilidade. Os vazios do esqueleto mineral são preenchidos por asfalto e fíler, garantindo a sua impermeabilidade. Mourão (2003) afirma que o maior consumo de ligante nesse tipo de mistura gera uma película mais espessa ao redor do agregado retardando os processos de oxidação e desagregação do revestimento.

A especificação norte-americana da SMA segue a norma da AASHTO MP 8-02/01 que recomenda três faixas granulométricas (9,5mm; 12,5mm e 19mm). As propriedades da mistura são ditadas por especificações, mostradas na Tabela 1, obtidas no equipamento de compactação giratório SUPERPAVE.

Como visto na Tabela 1 para SMA o escorrimento do ligante asfáltico não pode exceder 0,3%, no entanto, em função do alto teor de ligante empregado nesse tipo de mistura geralmente torna-se necessário o uso de algum aditivo estabilizador para que esse requisito seja obedecido. A utilização de fibras é a alternativa mais empregada para solucionar esse problema associado à SMA (Fonseca, 2011; Leal, 2013; Ramos, 2015).

Tabela 1: Características e propriedades da mistura SMA segundo AASHTO MP 8-02/01

Propriedades	Requisito para corpos de prova (SUPERPAVE)
Volume de vazios (%)	4,0
VAM (vazios no agregado mineral), % mín.	17
VCA_{mix} (vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada)	<VCA_{drc} (vazios da fração graúda do agregado compactado)
Estabilidade Marshall, N, mín	6200
RRT - Resistência à tração retida (AASHTO T 283/1989), % mín	70
Teste de escorrimento (draindown) na temperatura de produção, % em peso máx.	0,3
Teor de asfalto na mistura, % mín.	6

2.1. Fibras na Mistura SMA

Bindu e Beena (2015) afirmam que na mistura SMA as fibras são utilizadas para fixar o mástique dentro da estrutura, reforçando a ligação entre os agregados e ligante. Isto aumenta o contato grão/grão, resultando em um aumento da resistência à compressão e ao cisalhamento da mistura, tornando-a mais durável. Além disso, as fibras aumentam a resistência à susceptibilidade à umidade da mistura.

Hagos (2008), sumariza as características que as fibras devem apresentar para aplicação em misturas asfálticas:
- devem ser fortes e de tamanho adequado para formar uma rede no interior da mistura asfáltica. Se a fibra for muito curta, pode funcionar como um fíler, não desempenhando a função de controlar o aparecimento de trincas. Por outro lado, se a fibra for muito longa pode causar problemas de mistura;
- devem ser dúcteis e suficientemente duras para resistir aos esforços cíclicos do tráfego;

As fibras comumente utilizadas na Europa e na América do Norte são as de celulose ou minerais, geralmente correspondendo a 0,3% em peso do total da mistura no caso europeu, e a 0,3 – 0,4% no norte-americano (Vale et al. 2014). As fibras de celulose comercializadas nos países europeus são produzidas a partir de técnicas que demandam recursos incompatíveis à realidade dos países em desenvolvimento, como é o caso do Brasil (Silva, 2002), gerando a necessidade da busca por alternativas mais baratas e acessíveis.

A utilização das fibras naturais como reforço tem conquistado a atenção da comunidade científica e das indústrias, apresentando vantagens como grande abundância e baixa massa específica (Gomes et al. 2013). Segundo Aquino (2003) os resíduos de fibras vegetais, resultantes de processos agroindustriais vêm indicando uma grande potencialidade para fabricação de compósitos, podendo constituir em importante fonte de matéria prima para produção de novos materiais, dependendo das quantidades disponíveis e dispersão geográfica.

Pesquisas anteriores (Vale, 2007; Kumar et al., 2011; Bindu, 2012; Leal, 2013) foram desenvolvidas com o intuito de analisar a viabilidade de fibras naturais, obtidas de resíduos agroindustriais, em misturas asfálticas SMA.

2.2. Fibras da bananeira

A cultura da bananeira é uma das maiores do mundo devido sua importância socioeconômica, pois a banana, fruto da bananeira, é um alimento complementar em dietas em muitos países, além de que é consumida nas mais diversas regiões do mundo. Em termos de produção o Brasil é o quinto maior produtor de banana, perdendo para a Índia, China, Filipinas e Equador (CEPA, 2014).

Um problema associado a esta elevada produção, tanto no Brasil como em vários países do mundo, é a grande geração de resíduos pós colheita. Segundo Pereira (2013) aproximadamente 6,6 milhões de toneladas de biomassa da bananicultura são produzidos no Brasil. Gonçalves Filho (2011) afirma que a maior proporção de resíduos da bananicultura corresponde aos pseudocaules da planta, onde para cada tonelada de bananas colhidas, 3 toneladas de pseudocaules são descartadas.

O pseudocale é constituído pelas bainhas das folhas da bananeira, comumente chamado de

caule ou tronco. Ao amadurecer o cacho o pseudocaule inicia um processo de degeneração, culminando com a secagem total dos tecidos (Lima et al. 2012). Dessas bainhas podem ser extraídas fibras e boa qualidade para os mais diversos fins, como por exemplo artesanato e reforço de compósitos. Ao extrair a fibra da bananeira, parte dos resíduos dessa cultura pode ser efetivamente aproveitado, garantindo um rendimento adicional para os produtores.

Segundo Dikshith (2012) a fibra de bananeira possui uma composição química que inclui celulose, hemicelulose e lignina, é leve e possui elevada absorção de umidade, é biodegradável e não tem impacto sobre o meio ambiente.

Das bainhas dos pseudocaules da bananeira são obtidos cinco tipos diferentes de fibras, chamados de filé, contrafilé, renda, capa e couro. De acordo com Bindu e Beena (2015) as fibras das bainhas foliares da bananeira são de boa qualidade e apresentam uma alta durabilidade e resistência.

As fibras extraídas da renda diferem das demais por seu aspecto mais rugoso e aparência de uma malha rendada. Quando secas ao sol apresentam coloração dourada. São encontradas na região intermediária da bainha, podendo ser facilmente extraídas manualmente. São frágeis no seu estado natural, adquirindo certa resistência após a secagem ao ar livre.

Gonçalves et al. (2014) estudou a fibra de bananeira roxa in natura e verificou, por meio da curva DTA, que a sua degradação acontecia por volta de 240°C. Costa (2017) observou por meio do ensaio de DTA que a degradação da fibra da bananeira Pacovan iniciou-se em aproximadamente 200°C e continuou rapidamente com o aumento da temperatura até cerca de 350°C, apresentando perda de massa de 83%.

5. MATERIAIS E MÉTODOS

Nesse tópico são descritos os materiais utilizados, assim como mostrados os procedimentos adotados para a caracterização desses materiais e obtenção das propriedades da mistura.

5.1. Materiais

Os agregados graúdos utilizados na pesquisa foram a brita 19 mm e a brita 9,5 mm, extraídas da pedreira Rocha Cavalcante, em Campina Grande – PB, e da Pedreira Serrinha, em São Gonçalo do Amarante – RN, respectivamente. O agregado miúdo usado foi o pó de pedra, fornecido pela pedreira Serrinha – RN e como fíler utilizou-se a cal hidratada da marca MegaÓ, obtida no comércio de Campina Grande – PB.

O ligante asfáltico utilizado foi o CAP 50-70 cedido pela FIAT®, proveniente da empresa ANCAR de Recife. A denominação CAP 50 – 70 foi resultado da caracterização do ligante por meio dos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, ponto de fulgor, viscosidade rotaional, ductilidade e Rolling Thin Film Oven Test – RTFOT.

Nessa pesquisa foram usadas fibras da renda do pseudocaule da bananeira, da variedade Pacovan, obtidas nos municípios de Bananeiras – PB e de Lagoa Seca – PB. As fibras foram inseridas na mistura nos comprimentos de 5mm e 20mm, seguindo recomendações de Vale (2007) que verificou que o uso da fibra de coco com tamanho maior que 20mm dificultou a trabalhabilidade da mistura SMA.

5.2. Métodos

5.2.1. Caracterização dos agregados

Foram realizados ensaios para a caracterização dos agregados miúdos e graúdos e os resultados podem ser observados na Figura 1 e na Tabela 2.

O ensaio de distribuição granulométrica dos grãos seguiu os procedimentos da norma DNIT – ME 083/98. Por meio das curvas granulométricas obtidas (Figura 1), observa-se que os agregados graúdos apresentam graduação uniforme e o pó de pedra graduação densa.

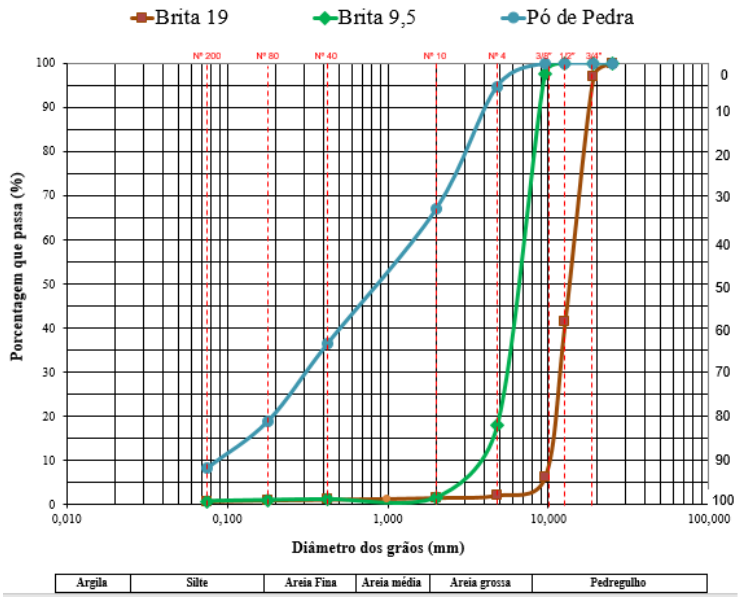


Figura 1: Distribuição granulométrica dos agregados graúdos e miúdo

Tabela 2: Caracterização dos agregados

Ensaio	Resultados		
	pó de pedra	9,5mm	19,0mm
Massa específica real (g/cm³) (DNIT – ME 195/97 e NBR NM 52/2009)	2,35	2,49	2,8
Massa específica aparente (g/cm³) (DNIT – ME 195/97 e NBR NM 52/2009)	2,34	2,45	2,75
Absorção (%) (DNIT – ME 195/97 e NBR NM 30/01)	0,16	0,76	0,61
Angularidade (%) (ASTM C 1252/17)	46,4	-	-
Equivalente areia (%) (DNIT ME 054/97)	81,93	-	-
Abrasão Los Angeles (%) (DNIT – ME 035/98)	-	41,4	26,05
Partículas fraturadas (%) (ASTM D 5821/13)	-	100	100
Partículas planas e alongadas (%) (ASTM D 4791/10)	-	3:1 17,35	3:1 18,60
	-	5:1 0,37	5:1 0,99
Adesividade (DNIT ME 078/94)	-	Satisfatória	Satisfatória

5.2.2. Caracterização do CAP

Foram realizados ensaio de caracterização do ligante, cujos resultados estão dispostos na Tabela 3. O ligante foi posteriormente submetido ao RTFOT e realizou-se novamente os ensaios de penetração, viscosidade e ductilidade, apresentados na **Erro! Fonte de referência não encontrada.**.

Com os dados de viscosidade do ligante obtidos por meio do ensaio de viscosidade rotacional determinou-se a temperatura de usinagem (152°C) e a temperatura de compactação (140°C).

Tabela 3: Resultados dos ensaios de caracterização do ligante asfáltico

Ensaios	Limites CAP 50 – 70	Resultado
Ductilidade – 25°C (%) (DNER-ME 163/98)	60 (mín.)	>150
Penetração – 25°C, 100 g, 5s (0,1 mm) (DNIT ME-155/10)	50 – 70	65
Ponto de amolecimento (°C) (DNIT ME 131/10)	46 (mín.)	47,4
Ponto de fulgor (°C) (DNER ME 148/94)	235 (mín.)	338
Viscosidade rotacional - 135 °C, SP 21, 20 rpm (cP) (NBR 15184/05)	274 (mín.)	351
Viscosidade rotacional - 150 °C, SP 21, 20 rpm (cP) (NBR 15184/05)	112 (mín.)	178
Viscosidade rotacional - 177 °C, SP 21, 20 rpm (cP) (NBR 15184/05)	57 – 285 (mín.)	66

Tabela 4: Resultados dos ensaios de caracterização após o RTFOT

Ensaios	Limites CAP 50 – 70	Resultado
Ductilidade – 25°C (%) (DNER-ME 163/98)	50 (mín.)	>150
Penetração – 25°C, 100 g, 5s (0,1 mm) (DNIT ME-155/10)	55 (mín.)	60
Aumento do ponto de amolecimento (°C) (DNIT ME 131/10)	8 (máx.)	4,6

5.2.3. Dosagem SUPERPAVE

Foram moldados dois corpos de prova para três curvas (uma próxima do limite superior, uma na região intermediária e uma próxima do limite inferior) enquadradas na faixa 19mm da AASHTO MP 8-02/01 usando um teor de ligante igual a 6%. Desses corpos de prova foram obtidos os parâmetros volumétricos (volume de vazios (Vv), vazios no agregado mineral (VAM) e vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada (VCA_{MIX})). A AASHTO MP 8-02/01 recomenda que a SMA dosada pela metodologia SUPERPAVE apresente 4% de vazios, VAM ≥ 17% e $VCA_{MIX} \leq VCA_{DRC}$.

Verificou-se, então, que a composição granulométrica inferior (Figura 2) proporcionou uma mistura com requisitos volumétricos (Vv, VAM e VCA_{MIX}) mais próximos dos estabelecidos para SMA.

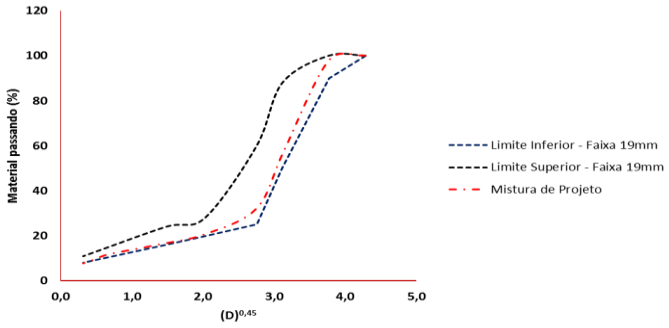


Figura 2: Curva inferior

Posteriormente, repetiu-se o processo para os teores 6% ±0,5% e 6%+1%. Com as variações de teores obtiveram-se os gráficos de Vv x teor de ligante e de VAM x teor de ligante. Por meio da análise destes gráficos observou-se que o teor de CAP de 6,2% foi o que conduziu a um volume de vazios de 3,93% e um volume de agregados minerais de 16,79% e satisfez a

condição de $VCA_{MIX} \leq VCA_{DRC}$. Sendo assim, esse teor ótimo de ligante foi usado em todas as misturas SMA estudadas nessa pesquisa. A Tabela 5 mostra o traço da mistura de projeto obtido por meio dessa dosagem.

Tabela 5: Traço da mistura de projeto

Componentes	Brita 19mm	Brita 9,5mm	Pó de pedra	Cal	CAP
%	67,4%	9,4%	11,3%	5,8%	6,2%

5.2.4. Propriedades da mistura

As fibras foram inseridas na mistura na etapa dos ensaios de escorrimento e na confecção dos corpos de prova destinados aos ensaios mecânicos. Nesta pesquisa foi utilizado o processo por via seca (as fibras foram misturadas aos agregados antes da adição do ligante), com as fibras substituindo parte dos agregados na mistura. Para a caracterização da mistura foram feitos os seguintes ensaios, apresentados na Tabela 6**Erro! Fonte de referência não encontrada.**.

Tabela 6: Ensaios para a obtenção das propriedades mecânicas da mistura

Ensaio	Norma
Escorrimento	AASHTO T 305/97
Estabilidade Marshall	DNIT– ME 043/95
Resistência à tração por compressão indireta	DNIT – ME136/10
Lottman	AASHTO T 283/89
Módulo de resiliência	NBR 16018/11 e ASTM D4123/95
Módulo dinâmico	AASHTO TP 62/09
Flow number	ASSHTO TP 79/15

6. RESULTADOS

6.2. Ensaio de sensibilidade ao escorrimento

A Tabela apresenta os resultados obtidos na realização do ensaio de escorrimento com a mistura SMA sem fibra e com a mistura SMA com fibra cortada no comprimento de 20mm. O ensaio foi realizado nas temperaturas de 152ºC (temperatura de usinagem) e 167°C (temperatura de usinagem +15°C).

Observou-se que para a mistura sem fibra o teor de ligante que escorreu excedeu o valor limite estabelecido pela AASHTO T 305/97, tornando necessária a adição do aditivo estabilizador. Posteriormente o ensaio foi repetido usando um teor de 0,3% de fibra na mistura SMA, que continuou apresentando resultados de escorrimento acima do limite especificado na temperatura de 152ºC (temperatura de usinagem), inutilizando a realização do ensaio para a temperatura de 167°C (temperatura de usinagem +15°C), pois nesta consequentemente o escorrimento seria ainda maior.

Então aumentou-se o teor de fibra para 0,5% e obteve-se um resultado dentro do limite máximo de 0,3% de ligante escorrido. Logo, adotou-se para a pesquisa o teor ótimo de fibra de 0,5%, utilizado também na mistura com fibra de 5mm.

Tabela 7: Resultado do ensaio de escorrimento para a mistura com fibras de 20 mm

Teor	Mínimo	Máximo	Temperatura	
			152°C	167°C
0,0%	-	0,3%	4,12%	6,36%
0,3%	-	0,3%	0,56%	-

0,5%	-	0,3%	0,045%	0,17%

6.3. Propriedades mecânicas da mistura

Neste tópico são apresentados os resultados dos ensaios mecânicos da mistura SMA sem fibra e com a fibra da renda de bananeira nos comprimentos de 5mm e 20mm.

6.3.1. Estabilidade Marshall

A Figura 3 mostra os resultados do ensaio de estabilidade, realizado após imersão dos corpos de prova num banho maria a 60°C por um período de 30 a 40 minutos. Verificou-se o atendimento do mínimo especificado pela AASHTO MP 8-02/01 de 620 kgf para todas as variações de misturas. Observou-se que a inserção da fibra da renda de bananeira aumentou a estabilidade da mistura. Houve influência do comprimento da fibra nos resultados, pois a estabilidade também aumentou à medida que se aumentava o tamanho da fibra inserida na mistura.

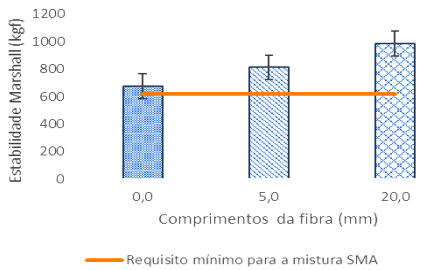


Figura 3: Resultados do ensaio de estabilidade Marshall

6.3.2. Resistência à tração por compressão diametral (RT)

Para a mistura SMA os parâmetros de referência para RT variam de uma literatura para outra. Mourão (2003) cita em seu estudo que na Itália o valor mínimo é de 0,8MPa. Entretanto, o DER de São Paulo adota 0,6MPa como valor mínimo para a mistura SMA.

Na Figura 4 estão apresentados os resultados do ensaio de RT, realizado na temperatura ambiente, para todas as misturas estudadas. Os corpos de prova sem fibra apresentaram resistência à tração inferior ao mínimo estabelecido pelo DER-SP. Notou-se que a adição de fibras promove um aumento da RT e que o comprimento teve pouca influência nesse acréscimo de resistência.

Segundo Beligni (2000) o excesso de fibras piora as propriedades mecânicas da SMA. Neves Filho (2004) ressalta que os percentuais de fibra a serem utilizados em misturas SMA variam de 0,3 a 0,5%. Sendo assim, a adoção nesta pesquisa do teor de fibra de 0,5%, limite máximo geralmente encontrado na literatura, pode ter acarretado esses baixos valores de RT das misturas SMA estudadas.

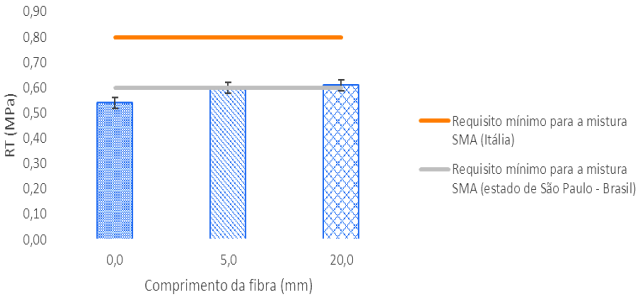


Figura 4: Resultados do ensaio de resistência a tração.

6.3.3. Lottman

Um grupo de corpos de prova passou por congelamento a -18°C por um período de 16 horas e depois por imersão em um banho d'água a 60°C. Outro grupo de corpos de prova foi ensaiado à temperatura ambiente.

Para o ensaio de Lottman é esperado que a RRT, resistência à tração retida, seja superior a 70%, conforme especificado pela AASHTO MP 8-02/01 para a mistura SMA. A RRT é a razão entre RTu e RT. Os resultados obtidos estão mostrados na Figura 5. Os valores de RRT foram satisfatórios para todas as misturas, já que todos ficaram acima de 70%. Observa-se ainda que os resultados sem fibra e com fibra de 20mm se assemelharam.

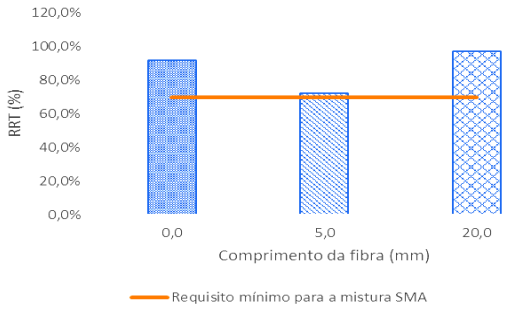


Figura 5: Resultados do ensaio Lottman

6.3.4. Módulo de resiliência (MR)

Este ensaio foi realizado à temperatura ambiente. Os resultados de módulo de resiliência estão apresentados na Figura 6, com os valores obtidos pelo método das ASTM D4123 e pelo método da NBR 16018/2011 (instantâneo), que seguiram a mesma tendência.

Conforme Brown et al. (2010) o módulo de resiliência de misturas asfálticas faz referência ao módulo de elasticidade, de forma que quanto mais rígido o material, maior o seu MR. Mas a literatura ressalta que uma maior rigidez não necessariamente indica maior resistência, o que foi atestado nessa pesquisa, onde a mistura SMA com fibra de 20mm de comprimento apresentou maior RT, no entanto não foi a que ofereceu maior rigidez frente às cargas aplicadas em forma de pulsos de carga e descarga.

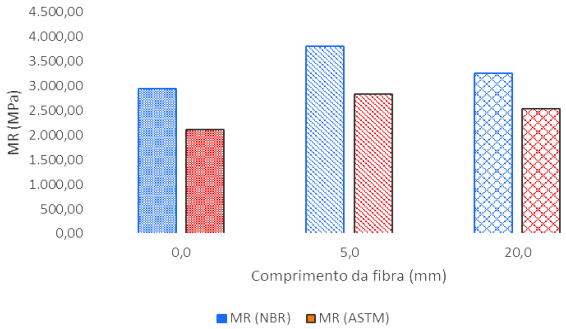


Figura 6: Resultados do ensaio de módulo de resiliência

6.3.5. Módulo dinâmico (|E|)*

O ensaio foi realizado na temperatura de 37,6ºC. As três misturas apresentaram resultados de |E*| semelhantes (Figura 7), tendo a SMA com fibra de 5 mm de comprimento apresentado

um maior valor, mas não muito discrepante em relação as demais. Percebeu-se ainda que a rigidez das misturas seguiu uma mesma tendência nos ensaios de MR e |E*|.

Com o |E*| sendo a relação entre amplitude de tensão e a deformação, o ensaio mostra as propriedades viscoelásticas da mistura. Silva (2014) ressalta que com a variação de frequência e através de modelos matemáticos o ensaio nos dá resultado da viscoelasticidade de acordo com o tempo. Nota-se pelo gráfico que o |E*| é diretamente proporcional à frequência, o que era esperado já que matérias viscoelásticos aumentam sua rigidez de acordo com a taxa de aplicação de carga.

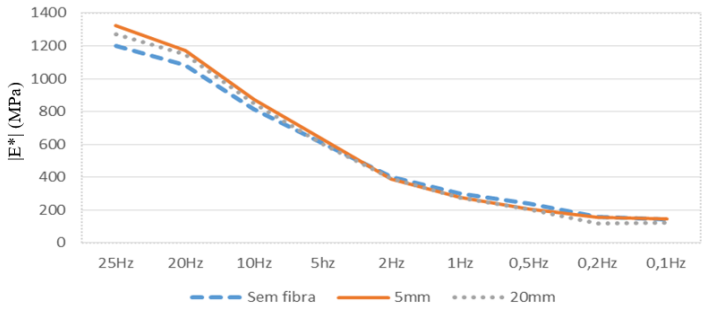


Figura 7: Resultados do ensaio de módulo dinâmico

6.3.6. Flow number

O ensaio foi realizado na temperatura de 60°C. O gráfico da Figura 8 mostra os valores médios de *flow number* para cada variação de comprimento de fibra na mistura e para a mistura sem fibra. Nota-se que a adição da fibra da renda da bananeira na SMA fez com que essa suportasse mais do dobro do número de ciclos suportados pela mistura sem fibra até chegar no ponto de transição da zona com taxa de deformação permanente constante para a zona de ruptura.

Conforme mostrado na Tabela , o Advanced Asphalt Technologies (2011) e Bonaquist (2012) mostram valores recomendados de *flow number* em quatro regiões de tráfego distinto (leve, médio, pesado e extremamente pesado). De acordo com os valores de FN obtidos, segundo essa tabela, as misturas com fibra da renda da bananeira podem ser submetidas ao tráfego de intensidade média.

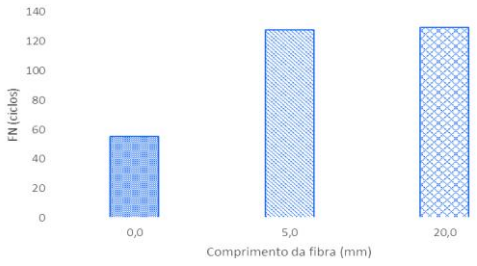


Figura 8: Resultados do ensaio de Flow Number

Tabela 8: Valores mínimos de Flow number para diferentes níveis de tráfego

Pesquisas	Tráfego			
	Leve	Médio	Pesado	Extremamente Pesado
	$< 3x10^6$	$< 3x10^6$; $1x10^7$	$1x10^7$; $3x10^7$	$> 3x10^7$
Advanced Asphalt Technologies (2011)	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	15	50	135	415

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao fim deste trabalho constatou-se que a fibra da renda da bananeira pode ser uma alternativa de aditivo estabilizador em misturas SMA, no teor de 0,5%, tanto por conter o escorrimento do ligante como por promover melhorias nas propriedades mecânicas da mistura.

Observou-se piora na trabalhabilidade da mistura SMA com a incorporação da fibra. No entanto, a inserção da fibra na mistura SMA proporcionou incremento em todos os parâmetros mecânicos avaliados. A influência do comprimento da fibra foi insignificante na RT e nos valores de módulo dinâmico e *flow number*, sendo mais perceptível nos resultados de estabilidade Marshall. No geral, observou-se que os maiores resultados na maioria dos parâmetros mecânicos avaliados (estabilidade, RT, Lottman, *flow number*) foram encontrados na SMA com fibras de 20 mm de comprimento.

Constatou-se que a fibra de 20mm de comprimento era mais susceptível à quebra no momento da homogeneização do material, o que possivelmente pode ter influenciado no comportamento mecânico das misturas, tornando alguns resultados semelhantes, pois com a quebra a fibra de 20mm adquiria comprimento próximo à de 5mm.

Percebeu-se que a rigidez das misturas avaliadas por meio de aplicação de pulsos de carga e descarga (MR) e de aplicação de cargas na forma de ondas senoidais (|E*|) seguiu uma mesma tendência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES (2011) *A manual for design of hot mix asphalt with commentary*. NCHRP Report 673, National Cooperative Highway Re-search Program, Washington, D.C.

Aquino, R. C. M. P. (2003) *Desenvolvimento de compósitos de fibras de piaçava da espécie attalea funifera mart e matriz de resina poliéster*. 151 f. Trabalho de conclusão de curso (Tese) – Doutorado em Engenharia e Ciência dos Materiais, Universidade Estadual do Norte Fluminense – UENF, Rio de Janeiro, RJ.

Beligni, M (2000). Misturas Asfálticas do Tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Pesado. Anais do I Simpósio Internacional de Manutenção e Restauração de Pavimentos e Controle Tecnológico, São Paulo.

Bindu C. S. (2012) *Influence of additives on the characteristics of Stone Matrix Asphalt.* 221 f. Trabalho de conclusão de curso (Tese) – Curso de Doutorado em Filosofia, Cochin University of Science and Technology, Kerala.

Bindu, C. S. e K. S. Beena (2015). Influence of natural fibres on the compressive strength of Stone Matrix Asphalt mixtures. *International Journal of Scientific Engineering and Applied Science (IJSEAS)*, v.1, n.6, p. 445-449.

Blazejowski, K. Stone Matrix Asphalt: Theory and Practice. 2ªed. Estados Unidos: CRC Press/ Taylor & Francis Group, 2010. 295p.

Bonaquist, R. (2012) Evaluation of Flow number (FN) as a discriminating HMA mixture property. Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-09-01.

CEPA (2014) *Síntese anual da agricultura de Santa Catarina 2013-2014.* Empresa de Pesquisa Agropecuária e Extensão Rural de Santa Catarina, Secretaria do Estado da Agricultura e da Pesca, Florianópolis, SC.

Costa, L. F. Análise do uso das fibras do pseudocaule da bananeira em misturas asfálticas SMA. 161f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB.

Dikshith, R. S. (2012) *Laboratory investigation on Stone Matrix Asphalt using banana fiber.* 46 f. Trabalho de conclusão de curso (Monografia) – Bacharelado em Tecnologia da Engenharia Civil, National Institute of Technology, Rourkela.

Fonseca, P. M. L. (2011) *Propriedades volumétricas de misturas betuminosas (com e sem fibras)*. 76f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia/ Universidade do Porto, Porto.

Gomes, T. S., Visconte, L. L. Y., Pacheco, E. B. A. V. (2013) Substituição da fibra de vidro por fibra de bananeira em compósitos de polietileno de alta densidade- parte 1: Avaliação mecânica e térmica. *Polímeros*, v. 23, n. 2, p. 206 – 211.

Gonçalves Filho, L. C. (2011) *Utilização do pseudocaule de bananeira como substrato da fermentação alcoólica: avaliação de diferentes processos de despolimerização*. 84f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia de Processos, Universidade da Região de Joinville (Univille), Joinville, SC.

Gonçalves, A.P. B.; Guimarães, D. H.; Miranda, C. S. Oliveira. J. C.; Cruz, A. M. F.; Luporini, S.; José, N. M. (2014). Caracterização físico-química de fibra de bananeira roxa. Anais do Congresso Brasileiro de Engenharia e Ciência dos Materiais, Cuiabá.

Hagos, E.T. (2008) *The Effect of Aging on Binder Properties of Porous Asphalt Concrete*. 343 f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia de Estradas e Transportes, Faculty of Civil Engineering and Geo-Sciences at the Delft University of Technology, Etiópia.

Kumar, P.; Sikdar, P. K.; Bose, S. e S. Chandra (2011) Use of Jute Fibre in Stone Matrix Asphalt. *Road Materials and Pavement Design*, v.5, n.2, p. 239-249.

Leal, C. L. D. (2013) *Aproveitamento do bagaço de cana de açúcar em misturas asfálticas.* 219f. Trabalho de Conclusão de Curso (Tese) – Tecnologia da Construção, Universidade Federal Fluminense, Niterói, RJ.

Lima, M. B.; Oliveira, S. S.; Ferreira, C. F. (2012) *Banana: o produtor pergunta, a Embrapa responde*. Embrapa. Brasília, DF.

Mourão, F. A. L. (2003) *Misturas asfálticas de alto desempenho tipo SMA.* 131f. Trabalho de Conclusão de Curso (Dissertação) – Ciências em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

Neves Filho, C. L. D. (2004) *Avaliação laboratorial de misturas asfálticas SMA produzidas com ligante asfalto-borracha.* 80 f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.

Pereira, A. L. S. (2013) *Nanocompósitos baseados em pvoh e nanocristais de celulose obtidos do pseudocaule da bananeira.* 74f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia e Ciência dos Materiais. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.

Ramos, K. O. (2012) *Estudo sobre mistura asfáltica tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) para pavimento aeroportuário.* 196f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

Silva, A. C. (2002) *Estudo da durabilidade de compósitos reforçados com fibras de celulose*. 128p. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia Civil, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Silva, C. L. da; Silva, A. C. L. da; Frota, C. A. da (2014) Módulo dinâmico de compósitos asfálticos com agregados sinterizados de argila calcinada. *Cerâmica*, v.60, n.353, pp.10-21.

Vale, A. C.; Casagrande M. D. T.; J. B. Soares (2014) Behavior of Natural Fiber in Stone Matrix Asphalt Mixtures Using Two Design Methods. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 26, n.3 , p. 457-465.

Vale, A. C. (2007) *Estudo laboratorial da viabilidade do uso de fibras de coco em misturas asfálticas do tipo SMA.* 147 f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Curso de Mestrado em Ciências (M.Sc.) em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE.

Valença, P. M. A. (2012) *Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo Stone Matrix Asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição.* 114f. Trabalho de conclusão de curso (Dissertação) – Mestrado em Engenharia de Recursos da Amazônia. Universidade Federal do Amazonas, Manaus, AM.

ESTUDO DE APLICABILIDADE DA ADIÇÃO DE FIBRAS DE SISAL EM MISTURAS ASFALTICAS DO TIPO SMA

Maria Natália de Melo Sousa
Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena
Laiana Ferreira da Costa
Yana de Medeiros Silva
Unidade Acadêmica de Engenharia Civil
Universidade Federal de Campina Grande

RESUMO
Stone Matrix Asphalt – SMA é uma mistura com elevada proporção de agregados graúdos e possui um alto teor de ligante asfalto para preencher vazios formados na estrutura. Fibras ou ligantes modificados são adicionados para impedir o escorrimento excessivo do ligante. Este trabalho estudou a adição de Fibras de Sisal em misturas SMA, pois estas fibras apresentam boa absorção de líquidos e são estáveis a altas temperaturas o que sugere que podem ser utilizadas em misturas à quente. Os resultados indicaram que a fibra diminui o escorrimento de ligante e a adição em diferentes proporções com 15 mm de comprimento apresentaram melhorias nas propriedades mecânicas, como o aumento da Resistência à Tração e a Resistência à Tração Retida que superou o mínimo requisitado para misturas SMA. A fibra mostrou ser um material adequado a ser utilizado em misturas asfálticas e apresentou grande capacidade de evitar o excesso de escorrimento do ligante.

ABSTRACT
Stone Matrix Asphalt - SMA is a blend with a high proportion of large aggregates and has a high content of asphalt binder to fill voids formed in the structure. Modified fibers or binders are added to prevent excessive run-off of the binder. This study analyzed the addition of Sisal Fibers in SMA mixtures, since these fibers present good absorption of liquids and are stable at high temperatures suggesting that they can be used in hot mixtures. The results indicated that the fiber decreased the binder flow and the addition in different proportions with 15 mm in length showed improvements in the mechanical properties, such as the increase in the tensile strength and the resistance to the traction that exceeded the minimum required for SMA mixtures. The fiber proved to be a suitable material to be used in asphaltic mixtures and presented great capacity to avoid the excessive flow of the binder.

1. INTRODUÇÃO

A mistura do tipo SMA – Stone Matrix Asphalt, concebida na Alemanha em 1968, é uma mistura asfáltica, usinada à quente, descontínua, ou seja, formada por uma elevada percentagem de agregados graúdos, o que forma um grande volume de vazios entre esses agregados, que por sua vez, são preenchidos basicamente por uma mistura de areia, filer, ligante asfáltico e fibras (Bernucci et al., 2008).

Misturas do tipo SMA são flexíveis, estáveis e resistentes a afundamento de trilha de roda, em consequência de sua constituição granulométrica. Esta mistura é rica em ligante asfáltico, em torno de 6 a 7%, e possui de 4 a 6% de volume de vazios após ser compactada em pista (Mourão, 2003).

As misturas SMA são definidas como aquelas em que em sua distribuição granulométrica os grãos menores preenchem os vazios entre os grãos maiores, sem que haja expulsão de agregados por outros, ou seja, todos os grãos interagem entre si tornando a estrutura mais resistente (Blazejowsk, 2016).

Segundo Martinho (2013) o maior problema das misturas asfálticas descontínuas é o escorrimento do ligante nas etapas de transporte e compactação. Para evitar este problema estuda-se a utilização de fibras como agente estabilizador, que além de evitar o escorrimento do ligante, criam uma película de ligante asfáltico em volta do agregado, favorecendo a interação entre estes.

As fibras utilizadas em misturas asfálticas tem a função de estabilizadores, podendo ser de origem inorgânica (e.g. fibras de vidro), orgânica (e.g. celulose), ou material mineral. Sua principal função é a junção dos componentes da mistura, de forma a evitar a segregação destes tanto durante transporte como aplicação, evitando o escorrimento do ligante. As fibras tornam o ligante mais denso a altas temperaturas, diminuindo assim a probabilidade de formação de afundamentos de trilha de roda. Desta forma, o uso de fibras em misturas do tipo SMA é essencial, já que estas levam uma grande quantidade de ligante em sua composição (Mourão, 2003).

De acordo com estudos realizados por Vale et al. (2014) em misturas tipo SMA modificadas com fibra de coco, foi encontrado resultados satisfatórios quanto ao escorrimento do ligante que diminui consideravelmente com adição destas, cerca de 96%. Este fato melhora a sua aplicabilidade, e o revestimento asfáltico apresenta melhorias na resistência à tração e na vida de fadiga. Porém houve dificuldades quanto à trabalhabilidade da massa durante a confecção dos corpos de prova, devido ao tamanho dos fios. Recomenda-se que as fibras tenham dimensão máxima de 20 mm, pois estas tendem a formar gomos no ato da mistura, o que dificulta o manejo da massa durante execução.

Em estudos realizados em ligantes modificados com fibra da castanha de cotia e copolímeros SBS (copolímero de estireno e butadieno) evidenciaram alterações positivas quanto à diminuição da resistência a deformação permanente, e apresentaram excelente estabilidade térmica quando submetidos a temperaturas em torno de 300 ºC o que garante o uso desses materiais a altas temperaturas e em condições agressivas de ambiente (Cunha, 2012).

O Sisal é uma planta originária do México que se espalhou rapidamente para outras regiões do mundo. O Nordeste brasileiro se tornou um bom lugar para seu plantio por ser a planta resistente ao clima seco e ao sol intenso. A transformação das folhas em fibras tem início aos três anos de vida da planta, ou quando suas folhas atingem 140 cm de comprimento, o que pode gerar fios de 90 cm até 120 cm (Izquierdo, 2011).

As fibras vegetais, consequentemente as fibras de sisal, possuem uma grande incidência de poros permeáveis, lacunas e lumens, devido a isso sua massa específica aparente é inferior a real, apresentando assim grande absorção de água (Izquierdo, 2011).

Estudos de caracterização química e estrutural da fibra do sisal mostram as fibras apresentam uma boa estabilidade térmica até 250°C mostrando assim que estas podem ser utilizadas em procedimentos que demandem altas temperaturas (Martin, 2009).

Segundo a Norma Específica de Sisal da Conab (Companhia Nacional de Abastecimento) (2016) para a safra 2016/1017 a fibra do sisal como produto tem seu preço mínimo fixado conforme a classe da fibra, referente ao comprimento da fibra, sendo a de maior valor comercial é a Extra longa, por R$ 1,78 o quilo.

Em virtude dos estudos apresentados percebeu-se a relevância de uma pesquisa mais aprofundada a cerca da utilização das fibras de sisal em revestimentos asfálticos tomando como ponto de partida as propriedades da fibra apresentadas e as possíveis melhorias que elas podem trazer para o pavimento. Além disso, a facilidade de obtenção e abundância desse material na Região Nordeste torna esse estudo mais significativo, pois possibilita a criação de uma forma mais econômica e ecológica de revestimento, mantendo e/ou melhorando as suas qualidades.

2. MATERIAIS

Para avaliação das modificações geradas em misturas SMA pela incorporação de fibras naturais foram utilizadas as fibras de sisal, adquiridas na Feira Central de Campina Grande – PB, em forma de cordas. Estas foram adicionadas a mistura nos comprimentos de 10 mm, 15 mm e 20 mm e nas proporções de 0,3% e 0,5% de fibra, a fim de avaliar qual comprimento e proporção apresentariam melhor resultado quanto a diminuição do escorrimento do ligante. Após a análise destes resultados selecionou-se as combinações comprimento/teores parar dar prosseguimento nos ensaios mecânicos.

Os agregados usados na pesquisa para elaboração da mistura asfáltica foram de uso comum na região, sendo estes Brita 19, oriunda da Pedreira do Grupo Rocha Cavalcante localizada em Campina Grande – PB, Brita 9,5 e Pó de Pedra, disponibilizados pela PROJETEC Ltda, localizada em Recife – PE. O filer utilizado foi a cal hidratada da marca Megaó. O ligante utilizado foi o CAP 50/70, disponibilizado pela Construtora Ancar Ltda, localizada em Recife – PE.

3. MÉTODOS

A pesquisa foi dividida em três etapas sendo a primeira a realização dos ensaios de caracterização física dos agregados. Na segunda etapa foi feita a caracterização do ligante asfáltico. Na terceira etapa foram moldados os corpos de prova, com e sem adição de fibras, e foram realizados ensaios de propriedades mecânicas da mistura asfáltica.

3.1. Caracterização física dos agregados

A Tabela 1 apresenta os ensaios utilizados para a caracterização física dos agregados e os respectivos resultados.

Tabela1: Ensaios de caracterização física dos agregados

Ensaio	Norma	Brita 19	Brita 9,5	Pó de Pedra
Massa específica Real, g/cm³	DNIT - ME 081/98 e DNIT - ME 084/95	2,800	2,610	2,390
Massa específica Aparente, g/cm³		2,750	2,550	2,380
Equivalente de areia, %	DNIT - ME 054/97	#	#	63,00
Absorção, %	DNIT – ME 195/97	0,61	0,85	0,22
Abrasão “Los Angeles”, %	DNIT – ME 035/98	26,05	#	#

A análise granulométrica da mistura (DNIT – ME 083/98) é apresentada na Tabela 2.

Tabela 2: Distribuição do tamanho das partículas na mistura

Peneira	Diâmetro	Brita 19	Brita 9,5	Pó de Pedra
1pol	25,4	100,00	100,00	100,00
3/4pol	19,1	97,10	100,00	100,00
1/2pol	12,7	41,29	100,00	100,00
3/8pol	9,5	6,00	100,00	100,00
Nº 4	4,8	2,01	66,02	96,48
Nº 10	2,0	1,46	1,79	69,97
Nº 40	0,42	1,07	1,42	34,43
Nº 80	0,18	0,90	1,36	20,30
Nº 200	0,075	0,66	1,17	10,38

De posse dos resultados observou-se que os agregados possuem baixa absorção, demonstrando que a água não iria interferir de forma negativa na obtenção do teor de asfalto.

Também se notou que a Abrasão Los Angeles de 26,05% da brita 19 é satisfatória já que a norma DNIT – ME 035/98 (1998) determina um máximo de 30% para utilização em revestimentos asfálticos.
De acordo com a norma do DNIT – ME 054/97 (1997) o equivalente de areia encontrado para o pó de pedra é viável para utilização em revestimentos asfálticos, já que é requisitado valor igual ou superior a 55%.

3.2. Caracterização do ligante

A Tabela 3 apresenta as normas dos ensaios e os resultados da caracterização do ligante.

Tabela 3: Caracterização do ligante

Característica	Norma	Ligante	Valores Limites para Ligante 50/70
Penetração (100g, 5s, 25°C), dmm	DNIT-ME 003/99	65	50 - 70
Ponto de Amolecimento, °C	DNIT-ME 148/94	47,4	46,0 (mínimo)
Viscosidade Rotacional, 135 °C, cP		351	274 (mínimo)
Viscosidade Rotacional, 150 °C, cP	NBR 15184/2004	178	112 (mínimo)
Viscosidade Rotacional, 177 °C, cP		66	57 - 585 (mínimo)
Penetração Retida, RTFOT, %		60	55 (mínimo)
Aumento do Ponto de Amolecimento, RTFOT, °C	ASTM D 2872	4,6	8,0 (máximo)
Ponto de Fulgor, °C	NBR 11341/2004	338	235 (mínimo)

De acordo com os dados apresentados na tabela 3, o ligante 50-70 utilizado neste trabalho mostrou está dentro dos limites especificados pelas normas.

3.3. Dosagem dos corpos-de-prova

A metodologia utilizada para dosagem das misturas asfálticas foi SUPERPAVE (“SUperior PERformance asphalt PAVEments” - Pavimentos Asfálticos de Desempenho Superior) que consiste na determinação do teor ótimo de ligante para o projeto por meio da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados envolvidos na mistura.
De posse da massa específica efetiva e da granulometria dos agregados construiu-se as Curvas Fuller Inferior, Intermediária e Superior que representam composições para a mistura sem adição de fibra. O teor de ligante inicial foi de 6% estimado para que fosse atingido um volume de vazios (Vv) de 4% e um volume de vazios do agregado mineral (VAM) maior ou igual a 17%, especificado para a dosagem de misturas SMA .
A Curva Fuller escolhida foi a Inferior, por apresentar parâmetros mais próximos aos requeridos. Em seguida realizou-se o Rice Test para verificação dos parâmetros volumétricos da mistura variando-se do teor de tentativa de 6% inicial: 6% + 0,5%, 6% - 0,5% e 6% + 1% em comparação com os corpos de provas compactados no compactador giratório. Então foi possível verificar que o teor de ligante que apresentou melhores resultados entre os demais teores foi de 6,2%, por apresentar um Vv igual a 3,75% , VAM de 17 % e RBV de 77,94%.
A Tabela 4 apresenta a proporção dos materiais adquirida por meio da dosagem SUPERPAVE.

Tabela 4: Proporção dos materiais para a mistura

BRITA 19	BRITA 9,5	PÓ DE PEDRA	FILLER	LIGANTE
67,35%	9,38%	11,26%	5,82%	6,2%

As temperaturas de usinagem e compactação foram determinadas por meio da curva Viscosidade versus Temperatura do ligante, encontrada com a realização do ensaio de

viscosidade rotacional. Estas temperaturas foram, respectivamente, 150°C e 140°C, mostrando que o ligante foi considerado adequado já que para misturas do tipo SMA a temperatura de compactação deve ser no mínimo 135°C ± 5°C.

3.4. Escorrimento e Propriedades Mecânicas

3.4.1. Escorrimento do ligante

O ensaio de Escorrimento (AASHTO T 305/97) foi realizado com uma amostra de 1.200g da mistura asfáltica conforme a proporção de agregados e ligantes encontradas na dosagem, adequando-se as proporções de agregados à adição da fibra de sisal. Esta amostra foi depositada em um cesto de malha metálica de abertura 6,3mm com fundo suspenso, e peso previamente anotado. O conjunto amostra + cesto também foi pesado e então, foi colocado em estufa à temperatura de usinagem obtida (150°C) e a temperatura de usinagem + 15°C (165°C), sobre uma bandeja com um papel-filtro pesado previamente. A mistura permaneceu na estufa por 1h±1min, e após esse tempo foi retirada da estufa e pesou-se o conjunto bandeja + papel-filtro que podia conter ligante escorrido.
O valor do escorrimento foi determinado por:

$$\text{Escorrimento} = \frac{B-A}{D-C} x100\% \qquad (1)$$

em que A: Peso do conjunto bandeja + papel-filtro;
B: Peso do conjunto bandeja + papel-filtro + material escorrido;
C: Peso do cesto;
D: Peso do conjunto cesto + amostra.

3.4.2. Estabilidade Marshall

O Ensaio de Estabilidade Marshall (DNIT – ME 043/95) consistiu na aplicação de uma carga de compressão ao corpo de prova, previamente imerso em banho-maria a (60 ± 1)°C por aproximadamente 30 minutos. A carga máxima necessária para que ocorra perda de estabilidade do material é dita como Estabilidade Marshall, e a leitura dessa carga no defletômetro foi anotada como “estabilidade lida”.

3.4.3. Resistência à tração

O ensaio de Resistência à Tração por compressão indireta (DNIT 136/2010 – ME), ou compressão diametral, teve por objetivo determinar a carga a qual o corpo de prova resistia até sua ruptura. O processo consistiu na aplicação de uma carga de compressão distribuída uniformemente no plano diametral do corpo de prova, a temperatura ambiente, gerando um estado de tensões ao longo desse plano onde a carga foi aplicada.

3.4.4. Módulo de resiliência

O Módulo de Resiliência é a relação entre cargas aplicadas e as deformações reversíveis que estas provocam. Foi aplicada uma carga repetidamente no plano diametral vertical do corpo-de-prova, a temperatura de 25°C, e esta carga gerou uma tensão de tração transversal ao plano de aplicação da carga. O deslocamento diametral recuperado na direção horizontal foi medido e corresponde â tensão gerada. O software pode gerar esse valor sob as condições da norma brasileira (DNIT – ME 133/94), assim como sob as da norma americana D4123-82 (1995) da ASTM.

3.4.5. Dano por umidade induzida

O ensaio de Dano por Umidade Induzida - Lottman (AASHTO T 283) avaliou a resistência à tração do corpo de prova submetido à ação da água. Para realização do ensaio os corpos de prova tinham volume de vazios entre 6 e 8%, e estes foram divididos em dois grupos, os que iriam ser rompidos sem condicionamento e os com condicionamento. O condicionamento dos corpos de prova deu-se por um processo de gelo (-18°C) e desgelo (60°C) que leva aproximadamente 48 horas. O grupo não condicionado também foi exposto a umidade, porém por apenas 2 horas.

A razão entre a resistência á tração do grupo condicionado (RTu) e a do grupo não condicionado (RT) é dita como Resistência à Tração Retida (RRT). Para misturas SMA as especificações da norma MP 8-01 da AASHTO preconizam o limite mínimo para a RRT sendo de 70%.

3.4.6. Módulo complexo

O ensaio de Módulo Complexo, ou Módulo Dinâmico, foi realizado em um equipamento triaxial, automatizado e ligado a um software formatado a norma americana ASTM D 3497, onde o corpo de prova foi submetido a um carregamento senoidal aplicado axialmente. O processo de carregamento foi realizado em corpos de prova de 1200g e repetido para as frequências de 25, 20, 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,2 e 0,1 Hz a temperatura de 37°C com o objetivo de criar uma curva temperatura x tempo. O módulo dinâmico é o valor absoluto do módulo complexo (E*) gerado pelo software após o ciclo de carregamentos.

3.4.7. "Flow Number"

O ensaio para obtenção do Flow Number (FN) (AASHTO TP 79) foi realizado em corpos de prova moldados com 150 mm de altura e 100 mm de diâmetro, com volume de vazios de 7% ± 0,5, aplicando-se cargas de 204 kPa a frequência de 1 Hz, sendo 0,1 segundos de aplicação e 0,9 segundo de descanso. Os corpos-de-prova foram condicionados a uma temperatura de 60°C.

O ensaio gerou uma curva de deformação permanente versus número de ciclos aplicados onde se percebeu a formação de uma curva dividida em zona primária (côncava para baixo), secundária (formação de uma reta) e terciária (côncava para cima). O "Flow Number" é o ponto de transição entre as zonas secundária e terciária.

4. RESULTADOS E DISCURSÕES

4.1. Escorrimento

As Figuras 1 e 2 apresentam os resultados encontrados a partir do ensaio de Escorrimento realizado para dois teores (0,3% e 0,5% de fibra), às temperatura de 150°C e 165°C e comprimentos de 10 mm, 15 mm e 20 mm da fibra, escolhidos por serem comumente utilizados em pesquisas de mesmo cunho.

A adição da fibra de sisal, nos três comprimentos testados, reduziu consideravelmente o escorrimento do ligante, comparando-se ao teste sem fibra.

Segundo a NAPA – National Asphalt Pavement Association (Associação Nacional de Pavimentos Asfálticos) (2002), para misturas tipo SMA o escorrimento a ser considerado satisfatório precisa ser inferior a 0,3%, sendo desejável que seja menor ou igual a 0,2%. A linha vermelha das figuras anteriores representa esse limite. Analisando os resultados obtidos percebe-se que as fibras com 10 mm e 15 mm, nos dois teores de fibra testados, agiram de

forma satisfatória na mistura, gerando escorrimentos inferiores a 0,3%, ao contrário da fibra com 20 mm, onde os escorrimentos encontrados mostraram serem superiores a 0,3%, tanto para 0,3% quanto para 0,5% de fibra.

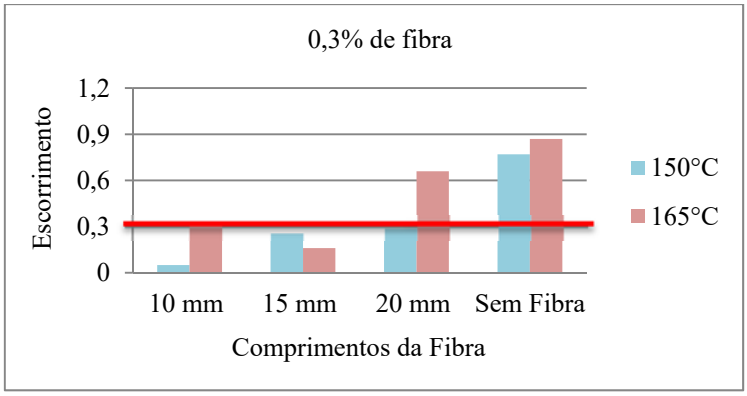


Figura 1: Resultados do escorrimento para 0,3% de fibra a 150°C e 165°C

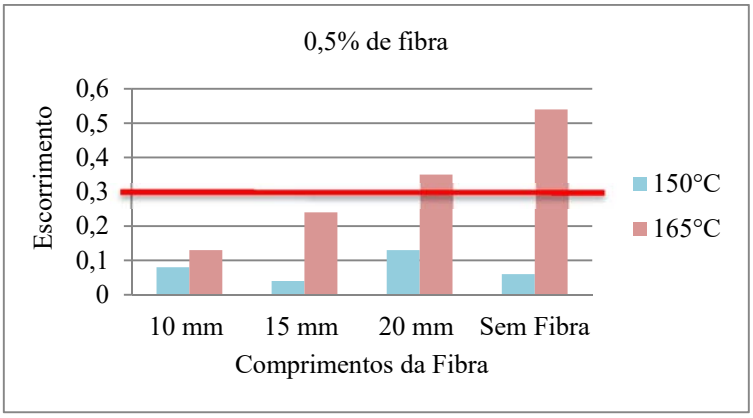


Figura 2: Resultados do escorrimento para 0,5% de fibra a 150°C e a 165°C

O comprimento de 15 mm da fibra foi escolhido para dar continuidade ao estudo, vendo que este se comportou de forma a apresentar pouca variação no escorrimento quando testado aos dois teores de fibra. Deu-se continuidade aos ensaios com a fibra com 15 mm variando-se entre 0,3% e 0,5% os teores de fibra na mistura.

4.2. Estabilidade Marshall

Os resultados obtidos com este ensaio para a mistura estudada estão apresentados na Figura 3. Percebe-se na Figura 3 que a adição da fibra de sisal a mistura ocasiona diminuição da estabilidade, observando-se que a medida que a porcentagem de fibra aumenta o parâmetro cai. Enquanto que a mistura sem fibra apresentou uma estabilidade de cerca de 8900 N, as misturas com 0,3% e 0,5% decaíram nesse valor em torno de 500 N e 1200 N respectivamente.

Porém o valor mínimo requerido para misturas SMA segundo NAPA (2002) deve ser no mínimo 620 KgF, representada pela linha vermelha no gráfico, e, portanto, apesar da diminuição da estabilidade, ambas as variações de teores de fibra permanecem com resultados satisfatórios, as viabilizando para uso em revestimentos asfálticos.

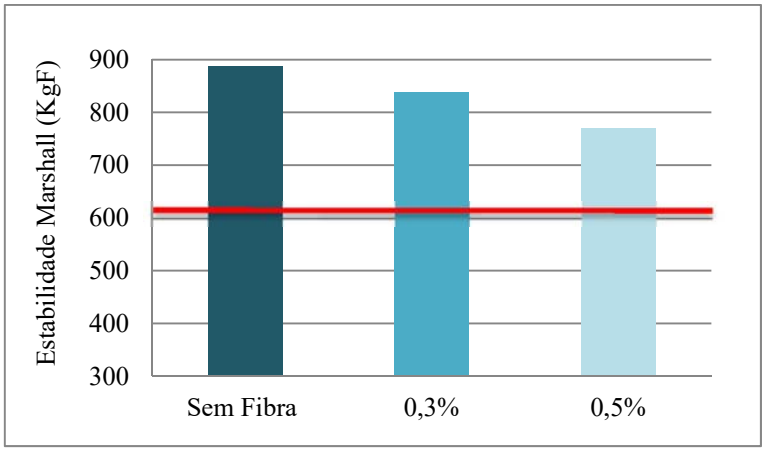


Figura 3: Resultados obtidos no ensaio de estabilidade Marshall

4.3. Resistência à Tração por Compressão Diametral

A Figura 4 apresenta os resultados encontrados para o ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral realizado para as misturas com fibra e sem fibra.

A literatura apresenta diversas variações do RT em SMA dependendo da formulação desta. El – Hage (2012) apresentou ensaios de RT para misturas SMA com adição de fibras e os valores variaram entre 0,92 MPa e 1,57 MPa. Bernucci et al. (2008) mostraram que, para as misturas SMA, os valores de RT estarão situados geralmente entre 0,8 MPa e 1,2 MPa, o que demonstra a gama de variações que esse tipo de mistura apresenta quanto a Resistência a Tração. Já a Especificação Técnica para misturas SMA do Estado de São Paulo (2007) apresenta valor mínimo para RT de 0,6 MPa.

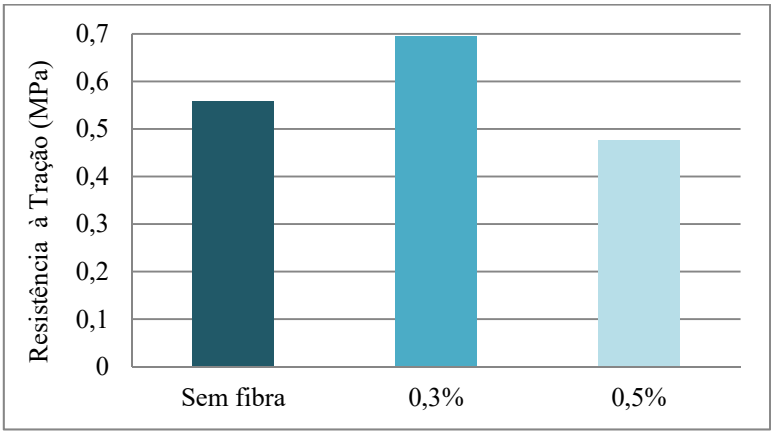


Figura 4: Resultados referentes ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Desta forma, dos teores testados, o único que apresenta RT superior do recomendado pela Especificação Técnica de São Paulo foi o 0,3%, porém, visto que nem mesmo a mistura sem fibra apresentou RT considerado satisfatório, não há como dizer que e os resultados encontrados tanto para a mistura sem fibra quanto para a mistura com variação de teores, são ou não representativos.

4.4. Dano por umidade induzida – Lottman

A Figura 5 apresenta os resultados obtidos a partir do ensaio de Lottman.

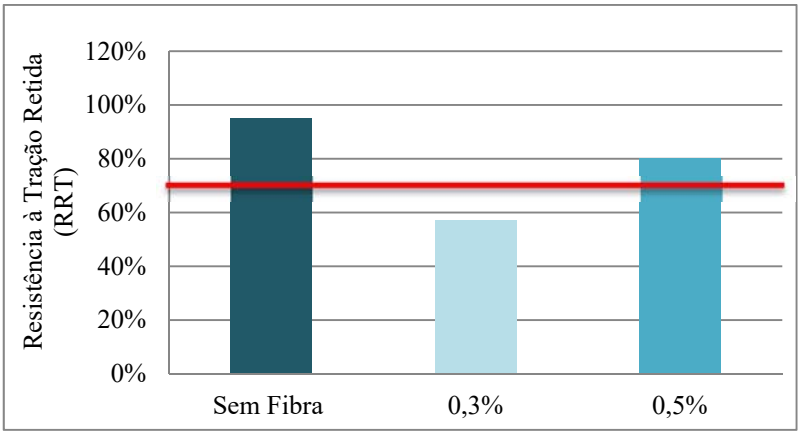


Figura 5: Resultados da relação RRT para o ensaio de Lottman

Os corpos de prova com fibra de sisal em sua composição apresentaram uma Relação à Tração Retida menor que o RRT para os corpos de prova sem fibra. Essa diminuição foi de 43% para a adição de 0,3% de fibra e de 16% para a adição de 0,5%. Enquanto a mistura sem fibra apresentou um RRT de 95% as misturas com 0,3% e 0,5% de fibra apresentaram valores para RRT de 57% e 80% respectivamente.
As especificações da AASHTO 8 – 01 determina um valor mínimo de 70%, representado pela linha vermelha no gráfico, de Resistência à Tração Retida para misturas SMA. Logo a única mistura com adição de fibra que atende o preconizado pela norma é a com adição de 0,5% de fibra de sisal.

4.5. Módulo de Resiliência

Os valores encontrados referentes ao Módulo de Resiliência, de acordo com a normatização americana D4123-82 de 1995 da ASTM e a brasileira ME 133/94 do DNIT, das misturas ensaiadas estão indicados na Figura 6.
Observa-se na Figura 6 que os resultados obtidos em ambas as normas indicam uma diminuição do Módulo de Resiliência após adição da fibra de sisal a mistura, quando comparado à mistura sem fibra, portanto uma diminuição da rigidez da mistura.
De acordo com Brown e Manglorkar (1993) misturas SMA ensaiadas com adição de fibra mineral apresentaram valores para o Módulo de Resiliência entre 1.700 MPa e 2.200 MPa para teor de 0,3% de fibra e entre 1.300 MPa 5.200 MPa para 0,5% de teor. Portanto, todos os valores encontrados para MR, apesar da diminuição notada, estão dentro do intervalo apresentado.

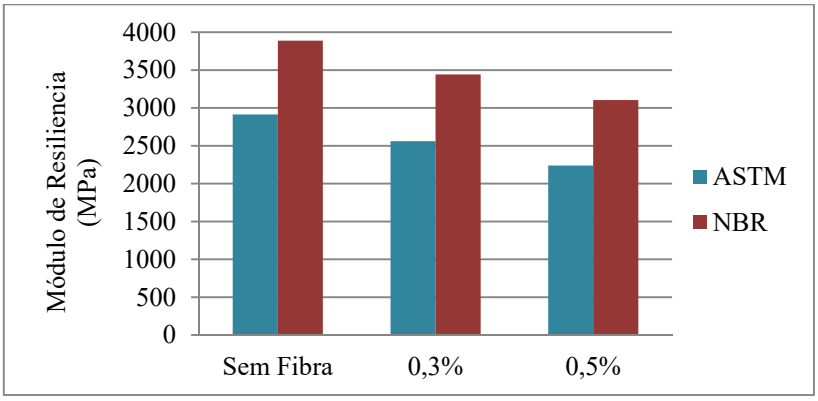


Figura 6: Resultados do ensaio de módulo de resiliência

4.6. "Flow Number"

A Tabela 5 apresenta os valores para o "Flow Number" (FN) alcançados para as misturas asfálticas estudadas.

Tabela 5: Valores de "Flow Number" para as misturas estudadas

Amostra	Flow Point (Cycles)
0,3% fibra de sisal	86
0,5% fibra de sisal	88
Sem Fibra	50

Santos (2015) expõe os valores recomendados para o "Flow Number" pela National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Report 673 (Advanced Asphalt Technologies, 2011) para diversas misturas em relação ao nível de tráfego requerido em comparação aos valores de FN sugeridos por outros autores. A Tabela 6 elenca esses valores de acordo com o nível de tráfego.

Tabela 6: Valores mínimos de Flow Number para diferentes níveis de trafego

Pesquisas	Leve	Médio	Pesado	Extremamente Pesado
Advanced Asphalt Technologies (2011)	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	15	50	135	415
Nascimento (2008)	-	300	700	-

Desta forma, todas as amostras ensaiadas estão viabilizadas para uso em revestimento asfáltico para tráfego médio, e a adição do sisal aumentou desempenho destas.

4.7. Módulo Dinâmico

A Tabela 7 relaciona os valores obtidos no ensaio de Módulo Dinâmico na última frequência de teste, 0,1 Hz, para as misturas com e sem fibra de sisal. A Figura 7 apresenta as curvas geradas pela relação Módulo Dinâmico x Frequência para cada mistura estudada.

Tabela 7: Valores encontrados no ensaio de Módulo Dinâmico a 0,1 Hz

Amostra	Módulo Dinâmico (MPa)
0,3% de fibra de sisal	118,77
0,5% de fibra de sisal	81,33
Sem Fibra	149,25

De uso da Tabela 7 apresentada anteriormente pode-se notar que os valores de MD para as misturas com adição de fibra sofreram uma diminuição de cerca de 20% para a amostra com 0,3% de fibra e de 45% para a amostra com 0,5% de fibra, quando relacionados ao valor referente a mistura sem adição de fibra.

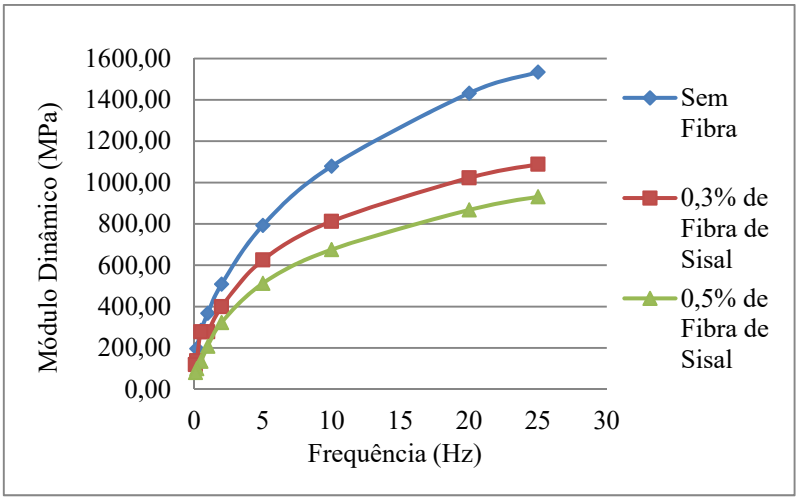


Figura 7: Curvas de Módulo Dinâmico x Frequência

Na Figura 7 verifica-se aumento do Módulo Dinâmico com o aumento da frequência, ou seja, quanto mais rápida a aplicação da carga, o que simula o tráfego crescente, maior será a rigidez do pavimento.

Tomando-se as frequências como parâmetros pode-se dizer que apesar das mistura com fibra apresentem resultados menores de Módulo dinâmico, elas ainda se comportam da forma esperada, tendo que a medida que a frequência do carregamento aumenta a aumenta também a rigidez da mistura. Desta forma pode-se dizer que as misturas estudadas apresentaram resultados satisfatórios, as viabilizado para uso em revestimentos asfálticos.

5. CONCLUSÕES

Foi possível verificar que a trabalhabilidade da mistura é prejudicada com a adição da fibra, o que era esperado, já que a fibra veio com o principal objetivo de absorver o ligante e evitar o excesso de escorrimento. A adesão do ligante com os demais materiais tornou-se dificultada exigindo que o misturador colocasse mais força e rapidez no ato de misturar para que a mistura fosse totalmente homogeneizada.

Constatou-se, a partir deste estudo, que os comprimentos de Fibra de Sisal de 10 mm e 15 mm obtiveram bons resultados quanto ao Escorrimento do Ligante, apresentando em geral porcentagens inferiores a 0,3% de escorrimento, atendendo as especificações para misturas SMA. Porém o comprimento de 10 mm para a fibra apresentou inconstâncias quando sujeito a temperatura mais elevada de ensaio.

A adição de 0,3% de fibra apresentou melhores resultados na maioria dos ensaios, em comparação a mistura 0,5% de fibra, no entanto, sua Resistência a Tração Retida (RRT) mostrou ser inferior e insatisfatória quanto ao estabelecido na literatura. Porém o valor da resistência à tração foi o maior apresentado dentre as composições, e o resultado do FN mostrou ter um aumento significativo em comparação a mistura sem fibra. Estes valores viabilizam o uso da mistura com adição de 0,3% de fibra de sisal em revestimentos asfálticos destinados a tráfego médio.

A adição de 0,5% de teor de fibra conferiu a mistura uma RRT satisfatória quanto ao preconizado para misturas SMA, diferente da mistura com menor teor de fibra e sem fibra que não alcançaram o valor mínimo, o que demonstra que a mistura com 0,5% de fibra possui uma menor susceptibilidade à presença de água. Com base nos valores de FN é correto afirmar que esta apresentou o melhor resultado, podendo ser usada para tráfego médio e sendo a menos passível a formação de trilhas de roda.

Tomando como base os resultados do ensaio de Módulo Dinâmico podemos afirmar que as misturas tipo SMA se comportam como o esperando quanto a resistência a deformação de forma que estas, quando submetidas a carregamentos frequentes mostraram ter rigidez aumentada, e portanto ser menos susceptíveis a formações de trilha de roda. Porém a adição da fibra não mostrou ser um melhorador desta característica, visto que as amostras ensaiadas com sem fibra apresentaram resultados maiores de MD.

A adição da fibra de sisal provoca modificações pouco significativas às propriedades mecânicas a mistura SMA, porém não mostrou resultados que inviabilizasse a sua utilização visto que para as composições com e sem fibra os resultados permaneceram em um mesmo intervalo, sendo a porcentagem de 0,3% a que apresentou modificações mais relevantes.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BERNUCCI, L. B. et al. (2008) *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. PETROBRAS / ABEDA, Rio de Janeiro.

BLAZEJOWSKI, Krzysztof (2016) *Stone Matrix Asphalt: Theory and practice*. CRC Press.

BROWN, E. R. e Hemant, MANGLORKAR (1993) *Evaluation of laboratory properties of SMA mixtures.* NCATR Report, n. 93-5.

COMUNICADO CONAB/ MOC N°14(2016) *Normas Específicas de Sisal – Safra 2016/2017*. Companhia Nacional de Abasteciment,. Brasília.

CUNHA, T. M. F. et al. (2012*) Efeito da adição de material vegetal (fibra da castanha de cutia) e polímero (SBS) nas propriedades do ligante asfáltico (CAP 50/70).* Polímeros, v. 22, n. 4, p. 345-351.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEm (2007) *Especificações Técnicas - Concreto Asfáltico Tipo SMA.* Secretaria dos Transportes, São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODÁGEM (1998) *DNER – ME 035/98. Agregado – Determinação da Abrasão "Los Angeles"*. Rio de Janeiro.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODÁGEM (1997) *DNER – ME 054/97. Equivalente de areia.* Rio de Janeiro.

EL HAGE, R. B. (2012) *Estudo de misturas asfálticas tipo stone matrix asphalt (SMA) à luz dos compactadores marshall e superpave*. Originalmente apresentada como dissertação de mestrado. Universidade de São Paulo, São Carlos: EESC/USP.

IZQUIERDO, I. S. (2011) *Uso de fibra natural de sisal em blocos de concreto para alvenaria estrutural.* Originalmente apresentado como tese de doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos.

MARTIN, A. R. (2009) *Caracterização química e estrutural de fibra de sisal da variedade agave sisalana*. Polímeros: Ciência e Tecnologia, vol. 19, n. 1, p. 40-46.

MARTINHO, F. et al. (2013) *A experiência portuguesa em misturas betuminosas do tipo SMA com fibras celulósicas.* In: 7º Congresso Rodoviário Português. Lisboa, Portugal.

MOURÃO, F. A. L. (2003) *Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA*. Originalmente apresentado como Tese de Doutorado (Engenharia Civil). Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de janeiro, Rio de Janeiro.

NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION (2002*) Designing and Constructing SMA Mixtures: State of the Practice*. EUA.

SANTOS BASTOS, Juceline Batista et al. (2015) *Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo.* TRANSPORTES, v. 23, n. 3, p. 44-55, 2.

VALE, A. C.; CASAGRANDE, M.D.T.; SOARES, J. B. (2014) *Avaliação da viabilidade do emprego da fibra de coco em dosagens de misturas asfálticas do tipo SMA.* Revista pavimentação, v. 30, p. 20-32.

Maria Natália de Melo Sousa (natalia.melo.sousa@gmail.com)
Lêda Christiane de Figueiredo Lopes Lucena (ledach@uol.com.br)
Laiana Ferreira da Costa (laianaferreira02@gmail.com)
Yana de Medeiros Silva (yana.ms@outlook.com)
Unidade Acadêmica de Engenharia Civil, Universidade Federal de Campina Grande
R. Aprígio Veloso, 882 – Bairro Universitário, Campina Grande - PB, CEP: 58429-900

COMPORTAMENTO À FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS ANALISADO POR MEIO DE ENSAIOS LABORATORIAIS E INSTRUMENTAÇÃO IN SITU

Gracieli Bordin Colpo
Jorge Augusto Pereira Ceratti
Lélio Antônio Teixeira Brito
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia da UFRGS

RESUMO
Os elementos que fazem parte da rodovia, como os pavimentos, necessitam apresentar adequado comportamento estrutural e funcional, atendendo as condições essenciais de funcionalidade, segurança e durabilidade, no mínimo durante o período de vida útil de projeto. Os pavimentos estão submetidos a cargas de tráfego bastante elevadas e, na maioria das vezes, não monitoradas ficando suscetíveis ao fenômeno de fadiga, o qual representa um processo de deterioração estrutural que o material sofre quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas. Diversas são as formas de se avaliar este fenômeno em laboratório, porém conseguir uma correlação adequada com a situação que ocorre em campo torna-se mais difícil. Neste contexto, a presente pesquisa visa analisar o comportamento à fadiga de uma mistura asfáltica através de ensaios realizados em laboratório e instrumentação em campo, buscando correlações para contribuir nas analises mecanísticas-empíricas de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Gracieli Bordin Colpo (gracili.colpo@ufrgs.br)
Jorge Augusto Pereira Ceratti (jorge.ceratti@ufrgs.br)
Lélio Antonio Teixeira Brito (lelio.brito@ufrgs.br)
Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul - LAPAV, Escola de Engenharia da UFRGS, Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Av. Bento Gonçalves, 9500, Porto Alegre, RS, Brasil

UTILIZAÇÃO DO ÓLEO DE GIRASSOL COMO ADITIVO REDUTOR DE VISCOSIDADE DE CIMENTOS ASFÁLTICOS DE PETRÓLEO

Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena
Jeovanesa Régis Carvalho
Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça
Renato Lima da Silva
José Felipe Alves Sampaio
Departamento de Engenharia Civil
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Universidade Federal de Campina Grande

RESUMO
Muitas técnicas foram desenvolvidas nos últimos anos com o objetivo de reduzir as temperaturas de usinagem e compactação em campo de misturas asfálticas quentes, promovendo assim uma redução do consumo de energia e das emissões de poluentes. Genericamente, essas tecnologias são conhecidas como Misturas Asfálticas Mornas (MAMs). Dentro deste contexto, o objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento de ligantes asfálticos modificados através da inserção do óleo de girassol. Foram testadas amostras de cimento asfáltico de petróleo (CAP) puro e modificado com a adição de teores de 1,0;2,0 e 3,0% de óleo de girassol. A partir dos resultados obtidos pôde-se observar a potencialidade do uso do óleo de girassol na produção de misturas asfálticas mornas, visto que ocorreu redução da viscosidade dos CAPs modificados.

ABSTRACT
Many techniques have been developed in recent years with the aim of reducing the machining temperature and compaction in the field of hot mix asphalt, thus promoting a reduction of energy consumption and pollutant emissions. Generally, these technologies are known as Warm Mix Asphalt (WMA). Within this context, the main objective of this work is to evaluate the behavior of asphalt binders modified by the insertion of sunflower oil. Samples of pure and modified petroleum asphalt cement (PAC) were tested with the addition of 1.0, 2.0 and 3.0% of sunflower oil. From the obtained results it was possible to observe the potentiality of the use of sunflower oil in the production of warm mix asphalt, since there was a reduction of the viscosity of the modified PAC.

1. INTRODUÇÃO

Em virtude do aumento da degradação ambiental ocasionada pelo atual modelo de produção de bens e serviços da população, e os diversos problemas ambientais que estes têm acarretado, tem-se buscado uma mudança comportamental das pessoas e um maior comprometimento dos países com o desenvolvimento sustentável. Sabendo-se que uma das principais fontes de poluição provenientes da indústria da pavimentação asfáltica consiste nas altas temperaturas de usinagem e compactação as quais são submetidas às misturas à quente, buscou-se uma redução das temperaturas de produção e aplicação dessas misturas betuminosas utilizando a tecnologia de misturas asfálticas mornas, que se apresentam como um processo alternativo de fabricação das misturas asfálticas à quente.

A redução das temperaturas de produção e aplicação das misturas betuminosas proporcionam benefícios de sustentabilidade evidentes a curto, médio e longo prazo, possíveis de agrupar em vantagens sociais, econômicas e ambientais (Nynas, 2009). Atualmente as misturas asfálticas mornas estão sendo aplicadas no mundo inteiro e sabendo dos benefícios que as mesmas produzem, percebeu-se que no Brasil as pesquisas na área ainda são escassas. Nesse contexto, o que corrobora para escolha da utilização do óleo de girassol é a facilidade de ser encontrado em lojas de produtos naturais e mercados, além disso, é um composto oriundo de fonte renovável. Dentre os diferentes tipos de aditivos disponíveis no mercado para a

fabricação de misturas mornas, o óleo de girassol apresenta potencial para ser empregado na fabricação de misturas mornas no Brasil uma vez que possui um custo financeiro mais baixo quando comparados com outros aditivos como Sasobit, CCBit, Evotherm e outros.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1. Misturas asfálticas

O asfalto é uma mistura de hidrocarbonetos derivados do petróleo, cujo principal componente é o betume. Sua extração pode ser feita na natureza em rochas asfálticas e em lagos naturais, ou através do processamento do petróleo. São comumente utilizados em serviços de impermeabilização e juntamente com agregados para a produção de misturas asfálticas. No Brasil, o asfalto é conhecido pela denominação CAP (Cimento Asfáltico de Petróleo) e é definido como um produto semi-sólido a temperaturas baixas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquida a altas temperaturas (Bernucci et al., 2008).

O uso do CAP em pavimentação é um dos mais importantes entre todas as suas aplicações, e isso se deve ao fato de ser um material aglomerante resistente com grande adesividade, proporcionando forte união dos agregados e permitindo flexibilidade controlável, é impermeável, durável e resiste à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais, podendo ainda ser utilizado com ou sem aditivos. Em virtude disso, na maioria dos pavimentos brasileiros usa-se como revestimento uma mistura de ligantes asfálticos com agregados minerais, de granulometria variada.

Segundo Bernucci et. al. (2008) as misturas asfálticas que compõe a camada de pavimento devem garantir impermeabilidade, flexibilidade, estabilidade, durabilidade, resistência à derrapagem, resistência à fadiga e ao trincamento térmico, de acordo com o clima e o tráfego previstos para o local. No Brasil as misturas asfálticas betuminosas à quente são mais conhecidas como CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente).
De acordo com D'Angelo et al. (2008), as misturas asfálticas podem ser classificadas em função da temperatura de aplicação subdividindo em quatro grupos: misturas frias, misturas semimornas, misturas mornas e misturas quentes. As misturas semimornas diferem da mistura morna pela temperatura de mistura, se a temperatura de mistura na usina é abaixo de 100°C a mistura é semimorna.

As misturas a frio, são aquelas cujo ligante é a emulsão asfáltica ou asfalto diluído. Esse tipo de mistura é bastante utilizado no Brasil em revestimentos de vias urbanas sujeitas a baixo volume de tráfego, em camadas intermediárias e em serviços de regularização de revestimento. São produzidas em temperatura ambiente entre 20 e 50ºC e não é necessário aquecer o agregado.

As misturas semimornas e mornas são preparadas em temperaturas intermediárias das misturas a quente e a frio, geralmente são executadas com aquecimento parcial dos agregados. O intervalo de temperatura de produção das misturas mornas varia entre 20 a 30 °C abaixo da temperatura de produção da mistura quente.

As misturas a quente são produzidas a partir do aquecimento dos agregados e do ligante, sendo executadas a uma temperatura de usinagem entre 150 e 180ºC. Apresentam uma boa durabilidade, suportam bem o tráfego pesado e são menos sensíveis a ação da água.

A energia consumida varia de acordo o nível de aquecimento no processo de usinagem como pode ser visto na Figura 1. Onde, são apresentadas as misturas asfálticas em função da indicação do consumo de combustível em cada caso (Motta, 2011).

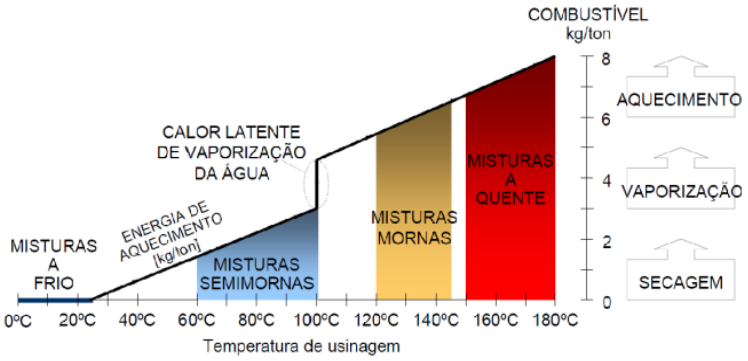


Figura 1: Classificação de misturas de acordo com a temperatura e consumo de combustível para produção (D´Angelo *et al*., 2008).

2.2. Misturas mornas

Há uma preponderância entre as indústrias de asfalto nos Estados Unidos definindo a tecnologia misturas mornas como um material que essencialmente tem a mesma mistura volumétrica básica e propriedades de desempenho que as misturas convencionais a quente. (Harrigan, 2012).

Segundo Austroads (2012) as características das misturas mornas são vulneráveis a diversos fatores, como, a utilização de diferentes tipos de aditivos, que pode afetar as propriedades mecânicas da mistura morna, e a temperatura para a secagem do agregado pode afetar a resistência a danos causados por umidade. De acordo com o mesmo estudo, a variação de temperaturas na mistura do ligante asfáltico pode influenciar na durabilidade do pavimento em longo prazo e também seu desempenho.

Atualmente, existem diversos produtos disponíveis no mercado, para a produção de misturas asfálticas mornas, que derivam de tipos de tecnologias diferentes. Cheng, Hicks e Teesdale (2011) apontam que a escolha do aditivo para a mistura asfáltica morna depende de diversos fatores como toneladas de mistura que serão produzidas e qual o custo do aditivo, pois alguns produtos possuem custo inicial elevado.

Existem diversos produtos disponíveis no mercado para a fabricação de misturas mornas, produzidos com diferentes tecnologias. Os diferentes tipos de aditivos existentes no mercado são: aditivos orgânicos, aditivos surfactantes e espuma de asfalto. Cada um desses processos ajuda a melhorar a capacidade de trabalho da mistura a temperaturas mais baixas de diferentes maneiras. Os aditivos orgânicos agem reduzindo a viscosidade. Os aditivos surfactantes geralmente possibilitam uma maior trabalhabilidade do ligante em temperaturas mais baixas. Finalmente, a água pode ser adicionada ao ligante asfáltico aquecido, ocasionando a expansão do ligante e a formação da espuma asfáltica, diminuindo a viscosidade da mistura.

2.3. Misturas mornas no Brasil

No Brasil, os estudos e aplicações de misturas mornas começaram a partir de 2006. Onde, foram estudadas por pesquisador da Universidade do Ceará as propriedades mecânicas de

misturas mornas produzidas com um tipo de zeólita, e os resultados mostraram que não houve comprometimento dos parâmetros mecânicos das misturas mornas, em comparação com as misturas asfálticas a quente (Sousa Filho, 2006).

Cavalcanti (2010) realizou um estudo com diversos aditivos em misturas asfálticas, inclusive àqueles que possibilitam a redução de temperatura de produção e compactação e avaliou o efeito destes aditivos na vida de fadiga e na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. O autor concluiu que há melhoria na trabalhabilidade e na compactação, redução da permeabilidade e do endurecimento do ligante e consequente melhoria no desempenho em termos de resistência a formação de trincas.

Motta (2011) realizou o "Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissão de poluentes e de consumo energético", durante a pesquisa foi realizado um trecho experimental em 2010, na Rodovia dos Bandeirantes, na pista Sul, e compreendeu 400 metros de revestimento com mistura asfáltica de graduação gap-graded e asfalto borracha, com aditivo Gemul XT14. Segundo a mesma autora, a mistura morna apresentou valores de resistência à tração e deformação permanente próximo aos resultados da mistura a quente preparada em laboratório, e também a resistência ao dano por umidade, com valor acima do prescrito na norma.

Souza (2012) estudou as propriedades mecânicas de misturas asfálticas com cimento asfáltico de petróleo modificado com óleo de mamona. Para as temperaturas de usinagem e de compactação, o óleo de Mamona reduziu a viscosidade do CAP, o que reflete em melhoria da trabalhabilidade das misturas asfálticas, garantido assim, um teor especificado de adição deste óleo sobre as propriedades mecânicas das misturas asfálticas. A presença do aditivo gerou uma diminuição destas temperaturas em média de oito graus centígrados (8°C).

Sales (2015) concluiu que utilização do aditivo CCBit proporcionou uma mistura em termos volumétricos e mecânicos satisfatória, podendo ser considerada uma alternativa promissora e interessante por apresentar boas propriedades ao ligante asfáltico. Além disso, proporcionou a redução da temperatura de usinagem e compactação em aproximadamente 10 graus centígrados (10ºC).

Silva (2016) realizou estudos sobre o comportamento reológicos de aditivos (CCBit, óleo de girassol, óleo de moringa e cera de carnaúba) utilizados na fabricação de misturas mornas. Esse mesmo autor, conclui que o teor ideal para utilização do CCbit está entre 2 e 2,5% tendo em vista que estes teores apresentaram bons resultados em termos de resistência ao envelhecimento. Para os óleos deve-se considerar o teor de 1,0%, pois apresentam uma redução considerável na temperatura de usinagem e compactação sem comprometer muito o seu desempenho. No caso da cera de carnaúba o teor de 2,0% seria o ideal, pois possibilitou uma redução média de 8,5°C nas temperaturas de usinagem e compactação.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia adotada para a caracterização dos materiais está detalhada no Fluxograma da Figura 2. São apresentados os materiais utilizados e as especificações para a obtenção das propriedades físicas dos ligantes asfálticos e as propriedades químicas do óleo de girassol.

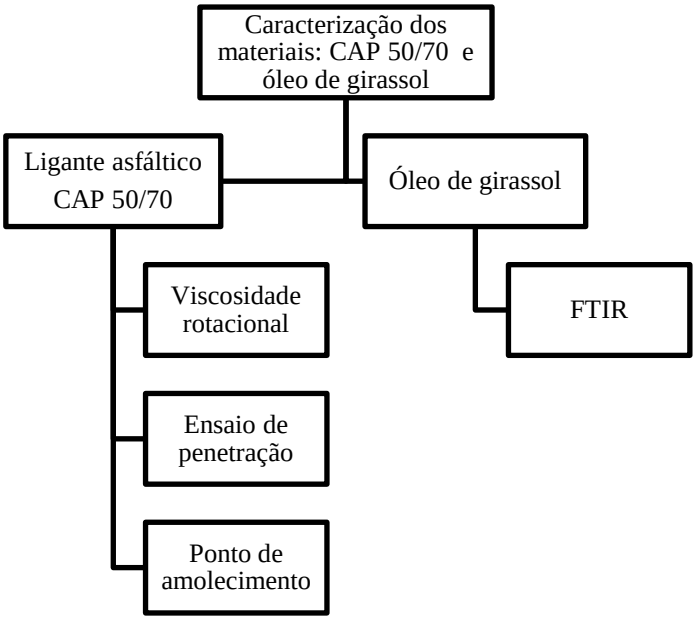


Figura 2: Fluxograma da Caracterização Física dos Materiais

Os métodos de ensaios utilizados foram baseados em normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), da ASTM (American Society for Testing Materials), do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e da American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

3.1. Materiais

3.1.1. Ligante asfáltico

O ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa é o CAP 50/70, com caracterização física apresentada na Tabela 01.

3.1.2. Óleo de girassol

O aditivo utilizado é o óleo de girassol da marca Liza e foi adotado devido ao seu potencial como aditivo orgânico redutor de viscosidade.

3.2. Métodos

3.2.1. Mistura do CAP com o óleo de girassol

O Fluxograma da Figura 3 demonstra a sequência utilizada para caracterização do CAP após incorporação do aditivo. Foi utilizado um agitador mecânico FISATOM, Modelo 72 para o processo de produção do CAP modificado com óleo de girassol. Onde foi adicionado o óleo em teores de 1,0; 2,0 e 3,0% a uma temperatura de 135ºC e uma velocidade máxima de 410 rpm durante 20 minutos. Os componentes foram misturados com agitação frequente, tomando-se cuidado para não exceder a temperatura e o tempo de reação. A escolha destes teores foi baseada em uma análise das conclusões de Silva (2016).

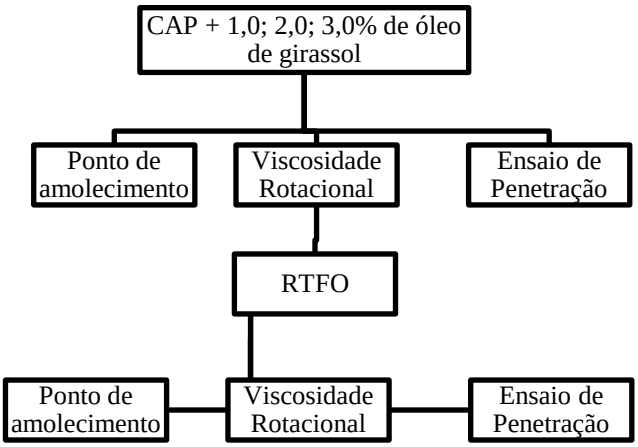


Figura 3: Fluxograma da incorporação do óleo de girassol + CAP e posterior caracterização

Os ensaios para a caracterização física do CAP PURO e do CAP modificado com o aditivo óleo de girassol seguiram as normas descritas na Tabela 1.

Tabela 1: Caracterização do CAP

Característica	Métodos
Penetração(0,1mm)	DNIT ME 155/2010
Ponto de amolecimento(ºC)	DNIT ME 131/2010
Viscosidade Brookfield	NBR 15184/2004
RTFO	ASTM D 2872-97

O ensaio de RTFO foi realizado visando à avaliação do envelhecimento do ligante asfáltico por oxidação e evaporação pelo efeito de calor e ar sobre uma película de material asfáltico em movimento. Uma fina película de asfalto de 35g é continuamente girada dentro de um recipiente de vidro a 163°C por 85 minutos, com injeção de ar. Os efeitos do calor e do ar são determinados a partir de alterações nos valores das análises físicas como medidos antes e depois do tratamento no forno. O procedimento também pode ser usado para se determinar a variação de massa indicando assim a volatilidade do asfalto.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Caracterização química do óleo de girassol

Para a caracterização do óleo de girassol foi empregado ensaio de espectroscopia FTIR (Infra Vermelho por Transformada de Fourier, do inglês Fourier Tranformed Infra Red) para identificar as substâncias (Tabela 2) presentes na sua formulação. Esse método foi escolhido devido a sua elevada sensibilidade e resolução e ainda a rapidez do registro. Além de ser o método de espectroscopia infravermelho mais utilizado para a caracterização de óleos.

Tabela 2: Grupos de compostos orgânicos identificados por espectroscopia de infravermelho de acordo com o número de onda e modo de vibração

Posição das bandas (cm^{-1})	Correspondente	Modo de vibração
729	- $(CH_2)_n$ -	Balanço (*roking*)
1168	-C=O (Éster)	Estiramento
1465	-C-H $(CH_2)_n$ -	Tesoura (*Scissoring*)
1745	-C=O (Éster, aldeído, cetona)	Estiramento
2927	-C-H (CH_2)	Estiramento (*simétrico e assimétrico*)

No espectro de FTIR do óleo de girassol ocorreram vibrações do tipo "roking" referentes a uma banda pequena de 729 cm^{-1}, para a ligação $(CH_2)_n$. Uma banda média de estiramento C-O ocorreu em 1168 cm^{-1}, ocorreram vibrações do tipo "Scissoring" em 1465 cm^{-1} correspondente a C-H $(CH_2)_n$. O quarto domínio espectral ocorreu em 1745 cm^{-1}com modo de vibração de estiramento, e revela a existência de unidades de carbonilas (-C=O) dentro do óleo. O último domínio espectral ocorreu o pico em 2927 cm^{-1} com modo de vibração de estiramento, que correspondem a C-H (CH_2). Estes eventos ocorreram com a amostra de óleo de girassol durante a análise FTIR, e pode ser visualizado na Figura 4.

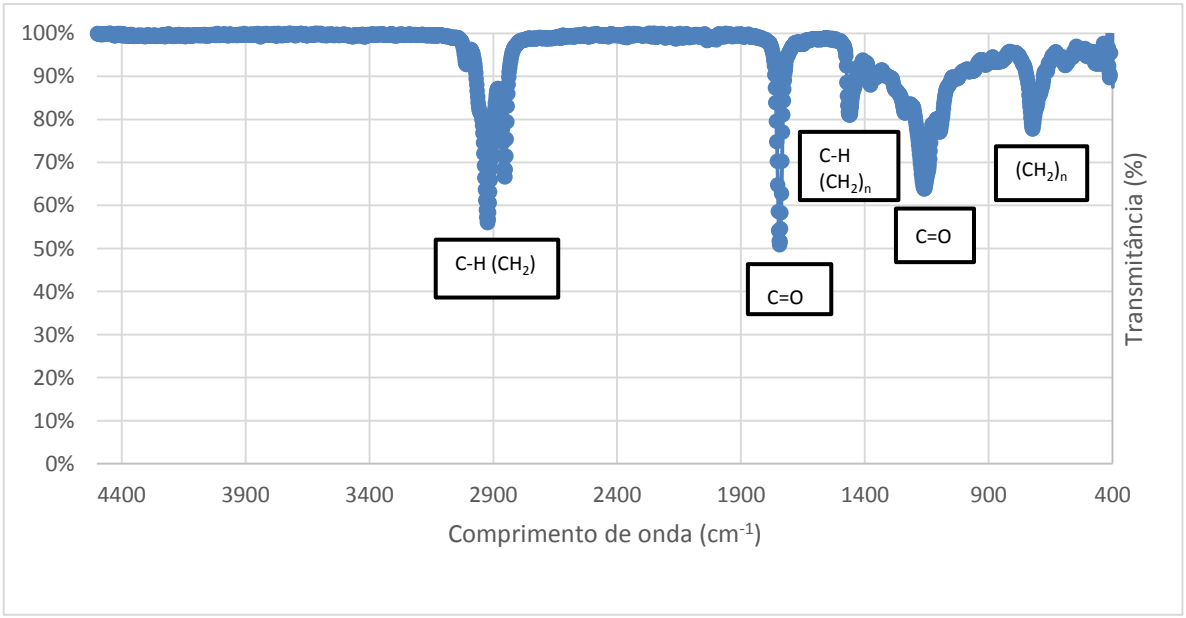


Figura 4: Espectros gerais da amostra de óleo de girassol

Verificam-se semelhanças entre os componentes químicos presentes no óleo de girassol utilizado nessa pesquisa e estudo realizado por Portugal (2016) que submeteu o óleo de soja e o óleo de milho ao ensaio de espectroscopia no infravermelho (FTIR), dentre eles a existência do grupo Carbonila (-C=O) e de estiramentos de C-H (CH_2).

4.2. Caracterização do CAP 50/70

4.2.1. Ensaio de penetração

Com a incorporação do óleo de girassol no ligante asfáltico ocorreu um crescente aumento da penetração conforme foram incrementados os teores estudados como pode ser visualizado na Figura 5. Resultado já esperado, pois o óleo de girassol é um aditivo orgânico que atua na

redução da viscosidade e consequentemente reduz a consistência do ligante.

De acordo com Souza (2012) que estudou as propriedades mecânicas das misturas asfálticas compostas com a adição de óleo de mamona, nas misturas com o aditivo até o valor de 5% apresentou valores de penetrações compatíveis com os obtidos para o CAP Puro, indicando que o acréscimo de óleo de Mamona tem um limite acima do qual as propriedades do "mastique" (CAP + óleo) não devem atender às exigências normativas. Porém, a partir da adição no teor de 6% houve um amento da penetração média chegando até 54 mm de variação no teor de 10% de óleo.

Em estudo desenvolvido por Silva (2016) a adição do óleo de moringa também resultou um grande aumento na penetração. A partir do teor de 1,0% já foi possível verificar grande diferença quando comparado ao CAP puro.

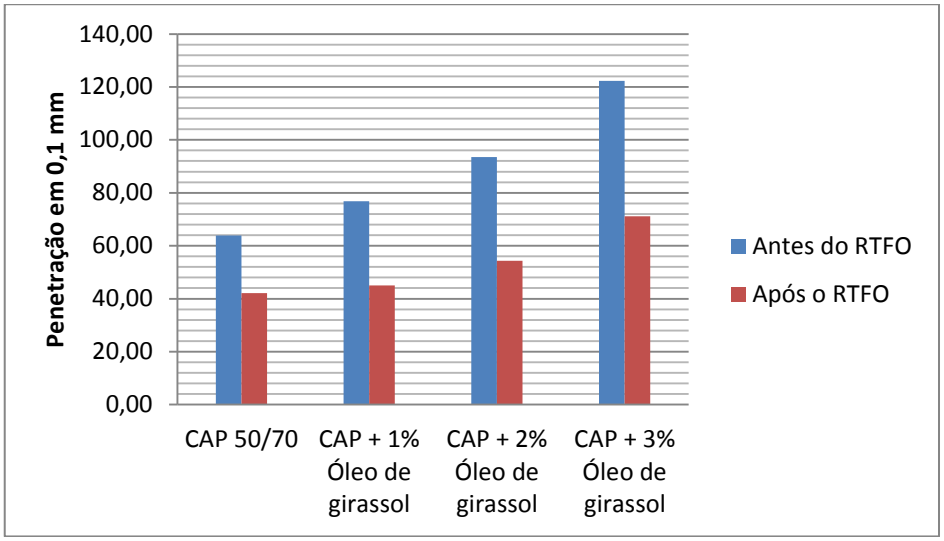


Figura 5: Resultados do ensaio de penetração

A norma do DNIT 095/2006 –ME determina a penetração retida mínima de 55%. Pode ser verificado na Tabela 3 que todas as amostras atingiram o valor preconizado na norma.

Tabela 3: Penetração retida

Penetração Retida (%)	CAP PURO	+ 1,0% Óleo de girassol	+ 2,0% Óleo de girassol	+ 3,0% Óleo de girassol
	65,93	58,61	58,11	58,14

4.2.2. Ensaio de ponto de amolecimento

A Figura 6 apresenta o efeito do teor de óleo de girassol no ponto de amolecimento do ligante asfáltico antes e após o ensaio de RTFO. A adição do óleo de girassol ao CAP puro permitiu inicialmente um aumento do ponto de amolecimento para o teor de 1,0% de óleo de girassol e posterior redução para os teores de 2,0 e 3,0%. Silva (2016) utilizou o mesmo aditivo para obtenção de misturas mornas e para o teor de 1% de óleo de girassol obteve uma diminuição do ponto de amolecimento de apenas 0,5ºC. Logo, é possível inferir que a adição de apenas 1% não apresenta uma alteração significante em relação ao ligante puro. Tal redução implica na perda de resistência do CAP, porém apresenta um ganho na sua trabalhabilidade. A redução do ponto de amolecimento máxima ocorreu para a adição do teor de 3,0% de óleo de

girassol chegando a 3,7ºC. Silva (2016) obteve uma redução de 4,5ºC para o teor de 2,5% utilizando o mesmo aditivo.

O CAP puro e as amostras modificadas encontram-se dentro do limite da norma, DNIT 095/2006 – ME, que apresenta um limite máximo de variação de 8ºC do ponto de amolecimento após RTFO. Pode-se verificar através dos dados da tabela 4, que o aumento máximo foi de 5ºC para a amostra com adição de 3,0% de óleo de girassol.

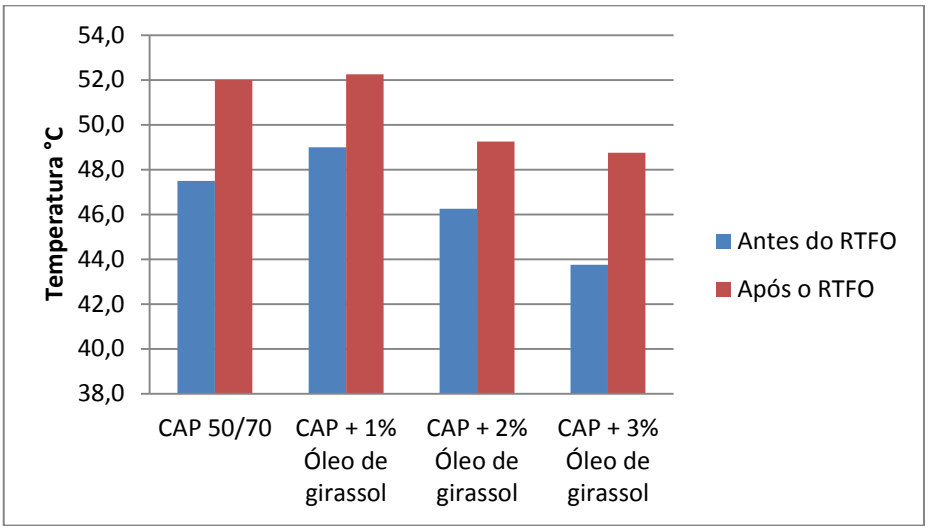


Figura 6: Resultados do ensaio de ponto de amolecimento

Tabela 4: Aumento de temperatura após o RTFO

Amostra (após RTFOT)	CAP PURO	+ 1,0% Óleo de girassol	+ 2,0% Óleo de girassol	+ 3,0% Óleo de girassol
Aumento de temperatura (ºC)	4,5	3,3	3,0	5,0

4.2.3. Ensaio de viscosidade rotacional

O ensaio de viscosidade rotacional foi realizado para o CAP puro 50/70 e para o CAP com o óleo de girassol antes e após o RTFO. As Figuras 7 e 8 apresentam os resultados do ensaio de viscosidade rotacional com CAP puro e com incorporação do óleo de girassol nos teores de 1,0; 2,0 e 3,0%. Observa-se a redução da viscosidade do CAP tanto antes como após o RTFO diante do aumento do teor de óleo de girassol. A menor viscosidade apresentada pelo CAP modificado ocorre com o maior teor de óleo de girassol (3,0%). Este comportamento indica uma redução nas temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas.

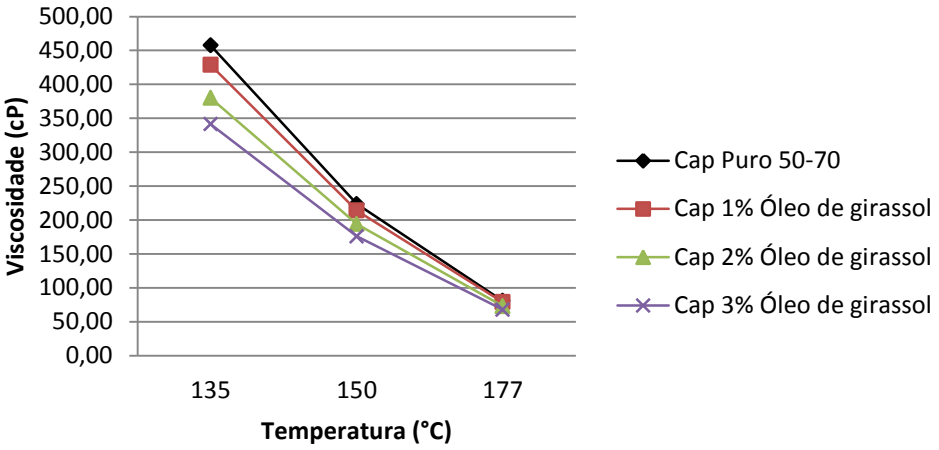


Figura 7: Viscosidade rotacional antes do RTFO

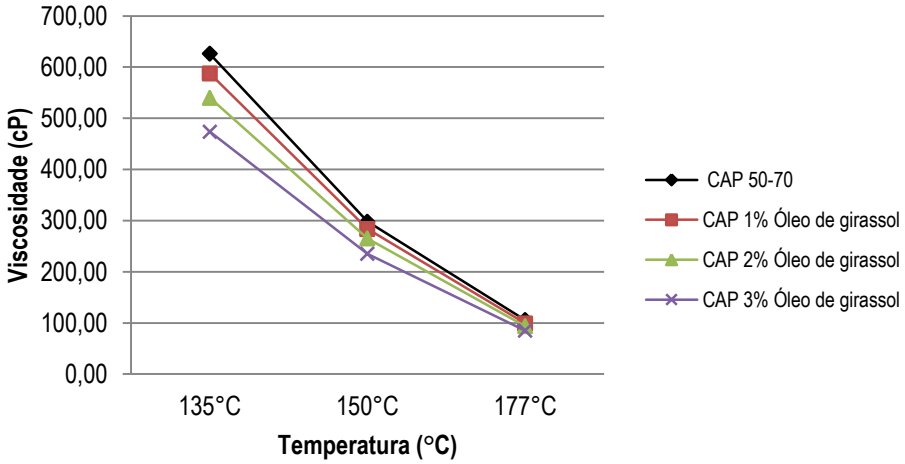


Figura 8: Viscosidade rotacional após o RTFO

A maior variação de temperatura (Tabela 5) ocorreu entre o CAP puro e com adição de 3,0% de óleo de girassol chegando a reduzir 6°C nas temperaturas de usinagem e de compactação.

Tabela 5: Temperaturas de usinagem e compactação

Temperatura	CAP PURO	+ 1% Óleo de girassol	+ 2% Óleo de girassol	+ 3% Óleo de girassol
Usinagem (°C)	157,3	156,3	154,0	151,3
Compactação (°C)	145,5	144,5	141,5	139,5

Estudo realizado por Souza (2012) com a adição do óleo de mamona no teor de 5,0% reduziu a viscosidade do CAP, e consequentemente possibilitou uma diminuição das temperaturas de usinagem e de compactação em média de oito graus centígrados (8°C). Segundo o mesmo autor, foi realizada uma estimativa por engenheiros presentes e atuantes em usinas de asfalto da ATECEL - Associação Técnico Científica Ernesto Luiz de Oliveira Junior, se definiu uma percentagem econômica do óleo BPF por hora, tanto para o CAP, quanto para os Agregados. Para o Cimento Asfáltico Petróleo e para a variação de temperatura desejada (8°C) os resultados indicaram que o óleo de mamona pode ser utilizado como aditivo verde, promovendo um menor impacto sobre o meio ambiente e uma diminuição dos custos de nove por cento (9%)

no quantitativo de óleo BPF utilizado na confecção da mistura convencional.

Desse modo, apesar da redução de temperatura de usinagem e compactação ser de apenas 6ºC com adição de 3,0% de óleo de girassol, ela proporciona uma economia de energia durante o aquecimento do ligante asfáltico e dos agregados na usina de asfalto.
Segundo Silva (2016) o óleo de moringa possibilitou uma redução na temperatura de compactação, de 18,3°C para o teor de 2,5%, porém este resultado, segundo o autor, poderia possibilitar uma perda de desempenho das misturas.

4.2.4 Perda de Massa
O ensaio de RTFO é necessário para realizar a caracterização física em ligantes, submetidos a algum tipo de condicionamento, que simule o envelhecimento ao qual o pavimento estará sujeito durante a vida útil. A perda de massa indica a capacidade de envelhecimento o ligante. De acordo com a norma do DNIT 095/2006 –ME a porcentagem máxima de variação em massa permitida deve ser de 0,5% e de acordo com a tabela 6, todas as variações estão dentro do estabelecido por norma.

Tabela 6: Resultados da perda de massa após o ensaio RTFO

Amostra	CAP PURO	+ 1% Óleo de girassol	+ 2% Óleo de girassol	+ 3% Óleo de girassol
Perda de massa (%)	0,066	0,023	0,042	0,098

5. CONCLUSÕES
Os resultados experimentais deste trabalho fornecem conhecimento do comportamento do CAP modificado com adição do óleo de girassol visando à obtenção de misturas asfálticas mornas, a partir da realização dos ensaios de Penetração, Ponto de Amolecimento, Viscosidade Rotacional e RTFO.

É possível inferir com relação ao ensaio de penetração com a adição do óleo de girassol que os resultados obtidos foram superiores ao CAP puro, indicando perda de rigidez do material e ganho de trabalhabilidade. Em relação ao ponto de amolecimento verificou-se que ocorreu inicialmente um aumento e posterior redução na temperatura do ponto de amolecimento. Esta redução pode comprometer o comportamento das misturas quando empregadas em campo, implicando na perda de resistência do CAP e ganho na sua trabalhabilidade, o que dependendo da situação pode ser a vantagem almejada.

Em relação à viscosidade rotacional pôde-se observar que a adição do óleo de girassol proporcionou um resultado satisfatório com relação a redução da viscosidade quando comparados com o CAP puro, implicando uma redução das temperaturas de compactação e usinagem. Sendo este o objetivo principal das misturas asfálticas mornas.
A utilização do óleo de girassol proporcionou uma redução das temperaturas de usinagem e compactação satisfatória, podendo ser considerado uma alternativa promissora e interessante por manter as propriedades do ligante asfáltico, e ainda promover alguns benefícios ambientais como a redução de emissão de gases causadores do efeito estufa com a redução da queima de combustíveis. Entretanto, esta afirmação necessitaria ser verificada a partir da análise dos parâmetros de resistência mecânica de misturas asfálticas confeccionadas com o CAP modificado com a adição do óleo de girassol.

Agradecimentos
- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental – PPGECA/ UFCG; e
- aos colegas do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) do Departamento de Engenharia Civil, onde este trabalho foi desenvolvido, por todo o apoio e contribuição.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT NBR 15184 (2004) Materiais Betuminosos – *Determinação da viscosidade em temperaturas elevadas usando viscosímetro rotacional*, Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo – SP.

ASTM: American Society for Testing and Materials (1997) - D 2872 – *Effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thing-film oven test)*. USA.

AUSTROADS. (2012) *Review of overseas trials of warm mix asphalt pavements and current usage by Austroads members*. Austroads. Sydney.

BERNUCCI L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI J. A. P., SOARES J. B. (2008) *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 1ed. Rio de Janeiro: ABEDA, 501p.

CAVALCANTI, L. S. (2010) *Efeito de alguns modificadores de ligantes na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. COPPE - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CHENG, D.; HICKS, R. G.; TEESDALE, T. (2011) *Assessment of warm mix technologies for use with asphalt rubber paving application.* In: Transportation Research Board Annual Meeting. Washington D.C.

D'ANGELO, J., HARM, E., BARTOSZEK, J., BAUMGARDNER, G., CORRIGAN, M., COWSERT, J., HARMAN, T., JAMSHIDI, M., JONES, W., NEWCOMB, D., PROWELL, B., SINES, R. AND YEATON, B. (2008). *Warm-Mix Asphalt: European Practice.*

DNIT (2010) – Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transportes, ME 131/2010. *Determinação do Ponto de Amolecimento- método Anel e Bola.* Rio de Janeiro.

DNIT (2010) – Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transportes, ME 155/2010. *Determinação da Penetração* . Rio de Janeiro.

HARRIGAN, E. T. (2012) Research Results Digest 374: *A proposed technology evaluation program for warm mix asphalt*. Transportation Research Board of the National Academies. Washington, D. C.

MOTTA, R. S. (2011) *Estudo de misturas asfálticas mornas em revestimentos de pavimentos para redução de emissões de poluentes e de consumo energético*. Tese de Doutorado – Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, Brasil.

NYNAS (2009) *Asfalto Templado, Semi-Templado y Frio: El Caso a Favor de la Sostenibilidad. Revista Performance* - Nynas Bitumen Magazine, Edición 01, España, otoño, pp. 8-9.

PORTUGAL, A. C. X. (2016) *Avaliação Reológica de Cimentos Asfálticos de Petróleo Modificados com Óleo de Soja e de Milho.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, PB, Brasil.

SALES, P. de M. (2015) *Avaliação das Características Físicas e Mecânicas de Misturas Asfálticas Modificadas com Adição do CCBIT.* Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, Brasil.

SILVA, G. G. da. (2016) *Estudos Reológicos de Aditivos Utilizados na Fabricação de Misturas Mornas*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, Brasil.

SOUSA FILHO, A. C.(2006) *Produção de misturas asfálticas mornas pela inserção de zeólitas*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

SOUZA, L. J. S. (2012) *Estudo das Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Cimento Asfáltico de Petróleo Modificado com Óleo de Mamona*. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, Brasil.

Adriano Elísio de Figueiredo Lopes Lucena (lucenafb@uol.com.br)
Jeovanesa Régis Carvalho (jeovanesaregis@gmail.com)
Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça (ana.duartemendonca@gmail.com)
Renato Lima da Silva (renatolima_14@hotmail.com)
José Felipe Alves Sampaio (alvessampaiojose@outlook.com)
LEP - Laboratório de Engenharia de Pavimentos, Departamento de Engenharia Civil, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande
Av. Aprígio Veloso, 882 - Bloco CT - CEP 58.429-140 - Bairro Universitário - Campina Grande - PB - Brasil

ESTUDO DE CRITÉRIOS DE DOSAGEM PARA MELHORA DE DESEMPENHO MECÂNICO DE BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

Kharine Prado
Fernando Silva Albuquerque
Guilherme Bravo de Oliveira Almeida
Universidade Federal de Sergipe

RESUMO
O estudo de parâmetros como granulometria, teor de cimento, teor de umidade e energia de compactação tem sido de grande importância na redução de deformações permanentes em camadas cimentadas. Nesta pesquisa pretende-se responder quais os critérios de dosagem que podem melhorar o desempenho mecânico relacionado à fadiga das Britas Graduadas Tratadas com Cimento, a qual governa a durabilidade deste material em uso. O programa experimental envolverá ensaios de caracterização física (análise granulométrica, massa específica absorção, índice de forma, equivalente de areia e abrasão "Los Angeles"), dosagem de misturas e ensaios mecânicos (resistência à compressão simples, resistência à tração, módulo de resiliência, módulo de elasticidade, módulo dinâmico, vida de fadiga e tenacidade), com variações de granulometria, teor de cimento e teor de umidade. A partir dos resultados alcançados espera-se que seja possível definir diretrizes para a dosagem de BGTC que atenda aos critérios de fadiga e tenacidade baseado na granulometria, no teor de cimento e no teor de umidade.

Kharine Prado (kharineprado@hotmail.com)
Fernando Silva Albuquerque (albuquerque.f.s@uol.com.br)
Guilherme Bravo de Oliveira Almeida (gbravo1982@gmail.com)
Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Sergipe
Av. Marechal Rondon, s/n, Jd. Rosa Elze, - São Cristovão, SE, Brasil

OTIMIZAÇÃO MULTIVARIADA NA DOSAGEM DE MISTURAS DE RECICLAGEM DE PAVIMENTOS COM ADIÇÃO DE CIMENTO

Thaís Radünz Kleinert
Carla Schwengber ten Caten
William Fedrigo
Washington Peres Núñez
Jorge Augusto Pereira Ceratti
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

RESUMO
A reciclagem profunda com adição de cimento é uma técnica de restauração de pavimentos degradados que reutiliza materiais da própria estrutura para construção de uma nova base resistente e durável. A fim de determinar as características da camada resultante, deve-se realizar a dosagem dos materiais envolvidos e avaliar os diferentes fatores que exercem influência sobre ela. Neste estudo foi realizada uma otimização multivariada considerando variáveis de resposta relacionadas ao comportamento mecânico, volumétrico e de erodibilidade de uma camada reciclada composta de fresado asfáltico, solo-cimento e cimento. A partir dos resultados, foi possível encontrar um ajuste ótimo com níveis bastante elevados de porcentagem de fresado e de teor de cimento. Porém, ao limitá-los a valores sugeridos por normas nacionais, foi observada a dificuldade de enquadramento nas especificações adotadas neste estudo.

ABSTRACT
Full-depth reclamation with cement (FDR-C) is a rehabilitation technique for distressed pavements that uses the materials from the existing pavement layers to construct a new base layer, which will be strong and durable. In order to determine the characteristics of the new recycled base layer, it is necessary to perform the mix-design of the involved materials and to evaluate the different factors affecting it. In this research, a multivariate optimization was elaborated considering response variables related to the mechanical, volumetric and erodibility behaviors of a cement-treated recycled layer made of reclaimed asphalt pavement (RAP), soil-cement (original base material) and cement. From the results, it was possible to find an optimal setting with high levels of RAP and cement content. However, it was observed that when limiting those parameters to values suggested by Brazilian standards, it was difficult to fit them into the specifications adopted in this study.

1. INTRODUÇÃO

O transporte rodoviário de cargas no Brasil tem se intensificado ao longo do tempo, especialmente no período de maior desenvolvimento econômico experimentado nos últimos anos. Com isso, aumentam-se as solicitações impostas aos pavimentos e, consequentemente, as espessuras das camadas asfálticas obtidas pelos dimensionamentos mecanístico-empíricos.

Ao usar-se espessuras mais robustas nas camadas de revestimento, é possível assegurar ao pavimento uma elevada vida de fadiga, porém ocorre um aumento do risco de rupturas por cisalhamento. Além disso, deve-se atentar à elevação dos custos de construção do pavimento e ao emprego dessa prática, a qual não é considerada sustentável, devido à utilização de recursos naturais não renováveis e à geração de emissões prejudiciais ao meio ambiente.

A fim de se evitar essa conjunção de desvantagens técnicas, econômicas e ambientais, e visando proporcionar aos usuários tráfego com conforto e segurança; é conveniente estudar-se a inclusão de camadas artificialmente cimentadas. A reciclagem profunda com adição de cimento é prática usual na restauração de pavimentos degradados em países com avançada tecnologia em pavimentação.

No Brasil, a técnica vem sendo aplicada desde meados dos anos 1990. Do ponto de vista científico, ainda perduram dúvidas geradas principalmente pela escassez de documentação

técnica qualificada. Tal condição leva à adoção de variados métodos e critérios em projetos envolvendo reciclagem com cimento. Desta maneira, a eficácia da técnica pode ficar comprometida, resultando em um desempenho da camada reciclada não condizente com o previsto em projeto.

Embora exista uma vasta literatura sobre reciclagem de pavimentos com cimento, em âmbito nacional (DELLABIANCA, 2004; TRICHÊS *et al.*, 2013; BESSA *et al.*, 2016) e internacional (KOLIAS, 1996; GRILLI *et al.*, 2013; ISOLA *et al.*, 2013), apenas alguns estudos abordam considerações acerca de métodos de dosagem para tais misturas (LUHR *et al.*, 2005; GUTHRIE *et al.*, 2007; YUAN *et al.*, 2011), sendo que Chomicz-Kowalska e Maciejewski (2015) foram os únicos a apresentar uma otimização multivariada para avaliar a variação ótima de espuma de asfalto e cimento como agentes estabilizantes. Mais ainda, são poucos os trabalhos que discutem questões a respeito da dosagem de misturas recicladas com cimento considerando-se materiais de pavimentação comumente empregados na malha rodoviária brasileira (FEDRIGO, 2015; KLEINERT, 2016; FEDRIGO *et al.*, 2017).

No método de dosagem de misturas recicladas com cimento proposto por Fedrigo (2015) são avaliadas propriedades mecânicas, volumétricas e de erodibilidade. Ao examinar os resultados provenientes dos diferentes ensaios, surge uma dificuldade relacionada à definição dos teores ótimos de cimento e fresado asfáltico, já que cada propriedade apresenta um intervalo admissível, o que dificulta a obtenção de uma mistura que atenda a todos os requisitos.

Desta maneira, este trabalho tem como objetivo a otimização de misturas de reciclagem de pavimentos com adição de cimento a partir da metodologia de projeto de experimentos, a fim de definir os valores ótimos de teor de cimento e porcentagem de fresado, considerando as seguintes variáveis de resposta: resistência à compressão simples (RCS), resistência à tração por compressão diametral (RCD), módulo de resiliência diametral (MR), retração por secagem, ascensão capilar, absorção e erodibilidade.

2. PROCEDIMENTOS METODOLÓGICOS

2.1. Definição dos parâmetros do processo

Primeiramente, foram definidas as características de qualidade (CQ), que representam os resultados que se deseja obter de acordo com a lacuna existente no meio técnico. Como se trata da dosagem de misturas recicladas com cimento, é importante conhecer propriedades relacionadas ao comportamento mecânico, volumétrico e de erodibilidade.

Para suprir as necessidades relacionadas com as características de qualidade, foi necessário definir as variáveis de resposta (VR) deste estudo, as quais correspondem aos ensaios necessários para obtenção das propriedades supracitadas. Desta maneira, foram definidas as seguintes variáveis de resposta: resistência à compressão simples (Y_1), resistência à tração por compressão diametral (Y_2), módulo de resiliência diametral (Y_3), retração por secagem (Y_4), ascensão capilar (Y_5), absorção (Y_6) e erodibilidade (Y_7).

Cada VR recebeu um valor relacionado à sua importância relativa (IR). Tal índice foi alusivo à relevância da realização do ensaio. Para os ensaios de RCS e RCD, os quais são os únicos exigidos nas normas de dosagem vigentes, foi concedida a maior importância (IR = 10). As demais variáveis de resposta receberam IR de 5 (retração por secagem e ascensão capilar) e IR igual a 3 (MR, absorção e erodibilidade), de acordo com a aplicabilidade dos resultados.

Definidas as variáveis de resposta e a importância relativa relacionada, foram determinados os parâmetros do processo (X). Esses são todos os fatores que podem exercer alguma influência sobre as VRs. Para o estudo em questão, foram indicados os seguintes parâmetros: porcentagem de fresado (X_1); teor de cimento (X_2); tempo de cura (X_3); energia de compactação (X_4); teor de umidade (X_5); tipo de ligante do material fresado (X_6); tipo de material de base (X_7) e tipo de cimento (X_8).

Como não foi possível analisar todos os parâmetros, foi verificado o índice de priorização para cada parâmetro de entrada, conforme equação 1.

$$PR(x_j) = (\sum_i R_{ij} \times IE_i) / (\sum_i IE_i) \quad (1)$$

em que $PR(x_j)$: índice de priorização dos parâmetros de entrada;
R_{ij}: relação entre a variável de resposta "i" e o parâmetro do processo "j";
IE_i: índice de importância relativa para a variável de resposta "i".

Com base em experiências acerca da reciclagem de pavimentos com cimento, foi determinado o índice de importância conforme a magnitude do efeito do parâmetro de entrada na variável de resposta, sendo consideradas as seguintes intensidades de relação: inexistente (0); fraca (1); moderada (6) e forte (9). Desta maneira, na Tabela 1 são apresentados os índices de priorização para cada parâmetro de entrada.

Tabela 1: Índices de priorização dos parâmetros de entrada

		R_{ij} = Relações X_iY_j							
VR	IE_i	X_1	X_2	X_3	X_4	X_5	X_6	X_7	X_8
Y_1	10	9	9	9	9	6	9	9	6
Y_2	10	9	9	9	9	6	9	9	6
Y_3	3	9	9	9	9	6	9	9	6
Y_4	5	9	9	9	6	6	6	9	6
Y_5	5	9	9	6	9	6	6	9	6
Y_6	3	9	9	6	9	6	6	9	6
Y_7	3	9	9	6	9	6	6	6	6
	$PR(x_j)$	844	844	709	799	529	664	799	529

Conforme os índices da Tabela 1, verificou-se que os parâmetros de entrada que exercem maior influência nas variáveis de resposta são a porcentagem de fresado (X_1) e o teor de cimento (X_2). Como existe a possibilidade de os dois fatores controláveis exercerem efeito quadrático sobre as variáveis de resposta, o intervalo de investigação contempla 5 níveis para cada fator, conforme Tabela 2 e detalhado no item 2.2.

Tabela 2: Fatores controláveis priorizados e intervalos de investigação

	Fatores controláveis	$PR(x_j)$	-α	-1	0	+1	+α
X_1	Porcentagem de fresado (Fr)	844	7,57%	20,00%	50,00%	80,00%	92,43%
X_2	Teor de cimento (Ci)	844	1,17%	2,00%	4,00%	6,00%	6,83%

Na Tabela 3 são apresentados os fatores mantidos constantes, assim como os níveis adotados neste trabalho. Ainda, existem os fatores de ruído (Z), que contemplam as variáveis que não podem ser controladas pela equipe técnica e são responsáveis pelo erro experimental. Neste estudo, os fatores de ruído considerados foram: condições climáticas (Z_1), habilidade e cansaço do operador (Z_2), desgaste dos equipamentos (Z_3), desgaste das ferramentas (Z_4) e

variações nos moldes (Z_5).

Tabela 3: Fatores mantidos constantes e níveis fixos

Fatores mantidos constantes		PR(x_j)	Níveis fixos
X_3	Tempo de cura	709	7 dias
X_4	Energia de compactação	799	Modificada
X_5	Teor de umidade	529	Ótimo
X_6	Tipo de ligante do material fresado	664	Convencional
X_7	Tipo de material de base	799	Solo-cimento
X_8	Tipo de cimento	529	CP II E 32

2.2. Definição da matriz experimental

Segundo Button (2012), quando se deseja estudar os efeitos de dois ou mais fatores e o efeito de interação entre eles, o planejamento fatorial é indicado. Um caso particular é o planejamento fatorial 2^k, que possui k fatores e dois níveis. Porém, como o objetivo da pesquisa foi estudar, além dos efeitos principais e interações, os efeitos quadráticos, Ribeiro e Caten (2014) recomendam a utilização de um Projeto Composto de Segunda Ordem (PCSO).

O PCSO é a soma de um experimento 2^k, mais uma estrela (2^{*k}), mais pontos centrais; sendo que os pontos da parte fatorial (-1 e +1 na Tabela 2) possibilitam a estimativa de termos lineares e interações e os pontos da estrela (-α e +α na Tabela 2) permitem estimar os efeitos quadráticos puros.

Desta maneira, foi planejado um projeto de experimentos a partir da utilização do *software* estatístico *Minitab*, nos quais os fatores controláveis foram a porcentagem de fresado (Fr) e o teor de cimento (Ci), conforme já apresentado na Tabela 2. A matriz experimental resultante é apresentada na Tabela 4 e contempla as misturas estudadas, os níveis reais e codificados, assim como a nomenclatura de cada uma das misturas.

Tabela 4: Descrição da matriz experimental

Níveis codificados		Níveis reais		Nomenclatura
A	B	Fr (%)	Ci (%)	
0	-1,41	50	1,17	1,17-50
-1	-1	20	2	2-20
+1	-1	80	2	2-80
-1,41	0	7,57	4	4-7,57
0	0	50	4	4-50
0	0	50	4	4-50
0	0	50	4	4-50
0	0	50	4	4-50
0	0	50	4	4-50
0	0	50	4	4-50
+1,41	0	92,43	4	4-92,43
-1	+1	20	6	6-20
+1	+1	80	6	6-80
0	+1,41	50	6,83	6,83-50

Observa-se que o ponto central (0 na Tabela 2), que corresponde à mistura 4-50, foi repetido 6 vezes; o que garante maior confiabilidade devido ao maior número de graus de liberdade para estimativa do termo de erro, o que possibilita uma avaliação mais precisa da variância experimental (MONTGOMERY, 2001).

2.3. Materiais e misturas

As classes de cimento CP II E, CP II F e CP II Z são indicadas para obras de reciclagem por apresentarem prazo de trabalhabilidade compatível com o método construtivo, resistência mecânica intermediária e calor de hidratação moderado; importante para apaziguar o aparecimento de trincas por retração (PAIVA *et al.*, 2013). Desta maneira, o cimento utilizado no programa experimental foi o CP II E 32, pois se trata de um cimento composto e de classe de resistência intermediária, segundo a NBR 11578 (ABNT, 1991), sendo recomendado para obras de reciclagem de pavimentos pela *Association Mondiale de la Route* (2003).

A base de solo-cimento e o material fresado do revestimento asfáltico utilizados nas misturas foram coletados durante a reciclagem da rodovia SP-425, no município de Barretos/SP. Como o solo-cimento apresenta grande presença de finos, em algumas misturas foi necessária a adição de uma brita na fração 3/8", visando a correção granulométrica, conforme limites da Wirtgen (2012) para misturas de reciclagem de pavimentos com cimento. Os materiais estudados neste trabalho são apresentados na Figura 1 e as curvas granulométricas das misturas na Figura 2.

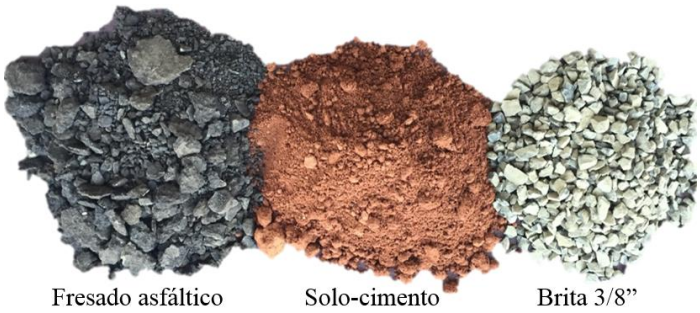


Figura 1: Materiais estudados

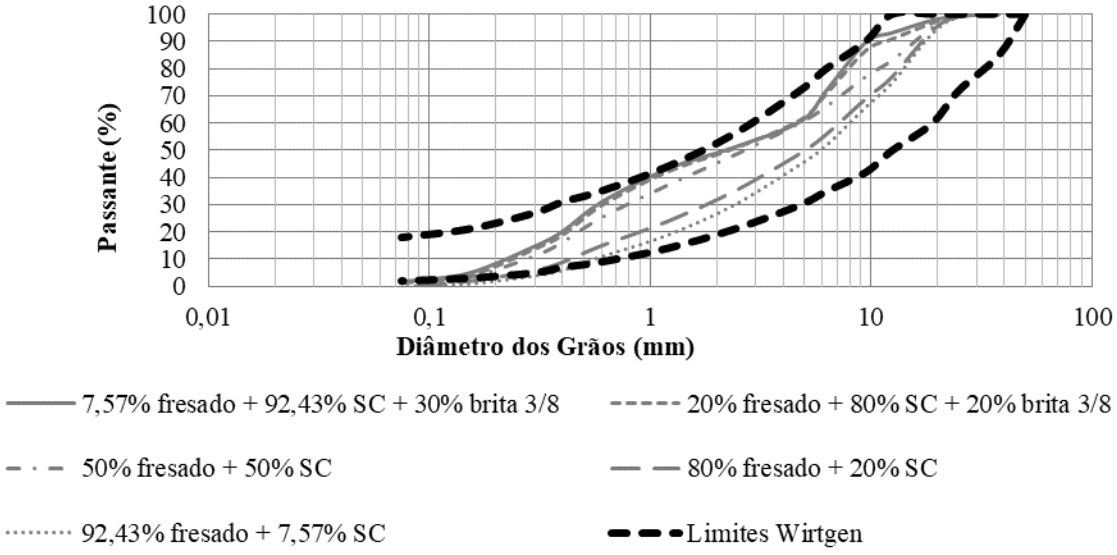


Figura 2: Curvas granulométricas das misturas

A fim de se obter os parâmetros de compactação das misturas para confecção dos corpos de prova, foram realizados ensaios de compactação conforme o método de ensaio DNIT-ME 164 (DNIT, 2013), sem reuso de material. Na Tabela 5 são apresentados os valores de teor de umidade ótimo ($\omega_{ót}$) e de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{smáx}$).

Tabela 5: Parâmetros de compactação das misturas

Mistura	$\omega_{ót}$ (%)	$\gamma_{smáx}$ (kN/m³)
1,17-50	6,5	21,74
2-20	8,0	21,79
2-80	6,8	21,94
4-7,57	9,2	21,81
4-50	9,6	21,30
4-92,43	5,3	21,71
6-20	8,5	22,22
6-80	6,9	21,83
6,83-50	7,7	21,77

Para a produção das misturas, as amostras de base e fresado foram secas e, então, suas umidades foram determinadas. A partir dessa umidade, calculou-se a massa seca dos materiais e de água necessária para se alcançar o teor de umidade ótimo. As misturas foram realizadas manualmente e respeitando um mesmo período de homogeneização. Na Tabela 6 estão especificadas as particularidades da moldagem.

Tabela 6: Características da moldagem das misturas

Ensaio	Soquete	Molde	Número de camadas
RCS	Proctor grande	Cilíndrico / Proctor pequeno (10 x 20 cm)	5
RCD	Marshall	Cilíndrico / Marshall (10,2 x 6,5 cm)	1
MRD	Marshall	Cilíndrico / Marshall (10,2 x 6,5 cm)	1
Retração por secagem	Proctor grande	Prismático (7,5 x 7,5 x 28 cm)	2
Ascensão capilar e absorção	Proctor grande	Cilíndrico / Proctor pequeno (10 x 12 cm)	3
Erodibilidade	Proctor grande	Cilíndrico / Proctor grande (15,24 x 11,43 cm)	5

O processo de cura das misturas com solo-cimento foi realizado a partir da imersão dos corpos de prova em água, os quais eram envoltos com sacos plásticos a fim de evitar o contato direto com a água.

2.4. Métodos de ensaios

Os ensaios de resistência à compressão simples foram realizados conforme o método de ensaio DNER-ME 091 (DNIT, 1998) com velocidade de aplicação de tensão média de 0,25 MPa/s. A resistência à tração por compressão diametral das amostras foi definida com base no método de ensaio DNIT-ME 136 (DNIT, 2010a), com velocidade de deslocamento de 0,8 mm/s. O módulo de resiliência foi determinado pela compressão diametral dos corpos de prova, de acordo com o método de ensaio DNIT-ME 135 (DNIT, 2010b), com aplicação de 1 ciclo de carga por segundo (1 Hz) e carga equivalente a 30% da tensão de ruptura obtida no ensaio de RCD.

Os demais ensaios foram realizados com base em normas australianas, sendo empregada a AS 1012.13 (STANDARDS AUSTRALIA, 1992) para a verificação da retração por secagem; a AS 1141.53 (STANDARDS AUSTRALIA, 1996) para determinação da ascensão capilar e da absorção; e a TM-T186 (ROADS AND TRAFFIC AUTHORITY, 1994) para

quantificação da erodibilidade.

2.5. Critérios adotados na otimização das misturas

Para realizar a otimização das misturas a partir do *software* estatístico *Minitab,* é necessária a definição do tipo de alvo (maior, menor ou nominal), assim como suas especificações ou tolerâncias (valores alvos; LIE – limite inferior de especificação; e LSE – limite superior de especificação) para cada variável de resposta a ser analisada.

Neste trabalho, os limites de especificação foram definidos conforme referências normativas ou dados existentes na literatura. Quanto ao alvo, esse variou conforme o objetivo, sendo a média do LIE e do LSE para variável de resposta do tipo nominal; menor valor experimental para opção de minimizar; e maior valor experimental quando o objetivo consistia em maximizar a VR.

3. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

3.1. Análise estatística dos dados

Primeiramente foi realizada a análise dos resultados para cada ensaio realizado, retirando os termos não significativos dos modelos (valor-p superior a 0,05), assim como os dados com resíduo maior que 3. Na Tabela 7 são apresentados os coeficientes de regressão, os termos considerados em cada modelo, assim como o coeficiente codificado e o respectivo valor-p.

Tabela 7: Parâmetros dos modelos de regressão

Ensaio	R^2	Termo	Coeficiente	Valor-p
RCS	95,71%	Constante	2,548	0,000
		Fr (%)	-0,586	0,012
		Ci (%)	2,082	0,000
		Fr (%)*Fr (%)	1,513	0,000
		Ci (%)*Ci (%)	1,810	0,001
RCD	76,82%	Constante	0,6393	0,000
		Ci (%)	0,2426	0,000
		Ci (%)*Ci (%)	-0,1872	0,017
MR	58,72%	Constante	9894	0,000
		Ci (%)	2855	0,016
		Ci (%)*Ci (%)	-4034	0,019
Retração por secagem	92,22%	Constante	0,20202	0,000
		Fr (%)	-0,03930	0,001
		Fr (%)*Fr (%)	-0,10260	0,000
		Ci (%)*Ci (%)	-0,05110	0,001
Ascensão capilar	75,94%	Constante	64,93	0,000
		Fr (%)	-23,88	0,003
		Ci (%)	-28,15	0,001
Absorção	69,06%	Constante	2,219	0,000
		Fr (%)	-1,417	0,008
		Ci (%)	-1,657	0,003
Erodibilidade	90,66%	Constante	0,4695	0,000
		Fr (%)	-0,4253	0,000
		Ci (%)	-0,2746	0,001
		Fr (%)*Ci (%)	0,4370	0,003

A partir da Tabela 7, verifica-se que os modelos foram significativos, sendo que apenas os ensaios de MR e de absorção apresentaram coeficientes de regressão (R^2) inferiores a 70%. Porém, como a importância relativa desses é igual a 3, sua influência não acarreta problemas

expressivos na otimização das misturas.

Com base nos dados provenientes dos modelos, observa-se que o teor de cimento (Ci) exerce influência em todos os ensaios, de maneira individual, quadrática ou pela interação com a porcentagem de fresado (Fr). Além disso, verifica-se que sua influência, para o intervalo estudado, é favorável para todos as variáveis de resposta, já que majora o comportamento mecânico e reduz possíveis problemas de variação volumétrica e de erosão dos finos.

Quanto ao efeito da incorporação do material fresado, esse é negativo para a resistência à compressão simples, porém benéfico para as propriedades volumétricas e de erodibilidade. Ainda, esse não apresenta influência significativa para a resistência à tração por compressão diametral, assim como para o módulo de resiliência diametral.

3.2. Descrição das variáveis de resposta

Na Tabela 8 são apresentadas as variáveis de resposta analisadas neste trabalho, assim como o tipo de otimização realizada, o alvo a ser alcançado, os limites sugeridos pelas especificações e a importância relativa para cada ensaio realizado.

Tabela 8: Descrição das variáveis de resposta para otimização

	VR	Tipo	Alvo (unidade)	Especificações		IR
				Mín	Máx	
Y_1	RCS	Maior	6,49 (MPa)	2,1	-	10
Y_2	RCD	Maior	0,83 (MPa)	0,25	-	10
Y_3	MR	Nominal	10000 (MPa)	5000	15000	3
Y_4	Retração por secagem	Menor	0,07 (%)	-	0,08	5
Y_5	Ascensão capilar	Menor	18,79 (%)	-	25,00	5
Y_6	Absorção	Menor	0,60 (%)	-	2,00	3
Y_7	Erodibilidade	Menor	0,10 (g/min)	-	1,00	3

O DEINFRA-SC (2016), norma mais recente acerca da reciclagem profunda de pavimentos, indica resistências mínimas de 2,1 MPa para RCS e 0,25 MPa para RCD aos 7 dias de cura. Com relação ao módulo de resiliência diametral foi considerado o intervalo sugerido por Balbo (2007) para bases cimentadas (5000 a 15000 MPa).

Para os ensaios de variação volumétrica, a Austroads (2002) recomenda uma retração por secagem máxima de 200 µm, que corresponde a 0,08%, para corpos de prova curados por 7 dias. Quanto à ascensão capilar, a Austroads (2002) indica um valor máximo de 25% com exposição à lâmina d'água de 1 cm por 24 horas. O limite para absorção é sugerido como 2% com base na *Highways Agency* (2006), que aconselha tal valor como limite de absorção para mistura de agregados utilizados na fabricação de concreto para pavimentos.

Quanto à erodibilidade, a Austroads (2002) indica que, para reduzir o máximo possível os problemas de erosão, deve-se objetivar um material que apresente erosão nula, porém, como é difícil de obter tal condição, optou-se por limitar em 1 g/min, com base nos resultados obtidos experimentalmente.

3.3. Otimização multivariada

A partir dos modelos obtidos e da indicação do objetivo de cada variável de resposta, foram elencados os limites de especificação, assim como a importância relativa, de modo a realizar a

otimização multivariada das sete variáveis de resposta simultaneamente. Na Figura 3 é apresentado o resultado obtido.

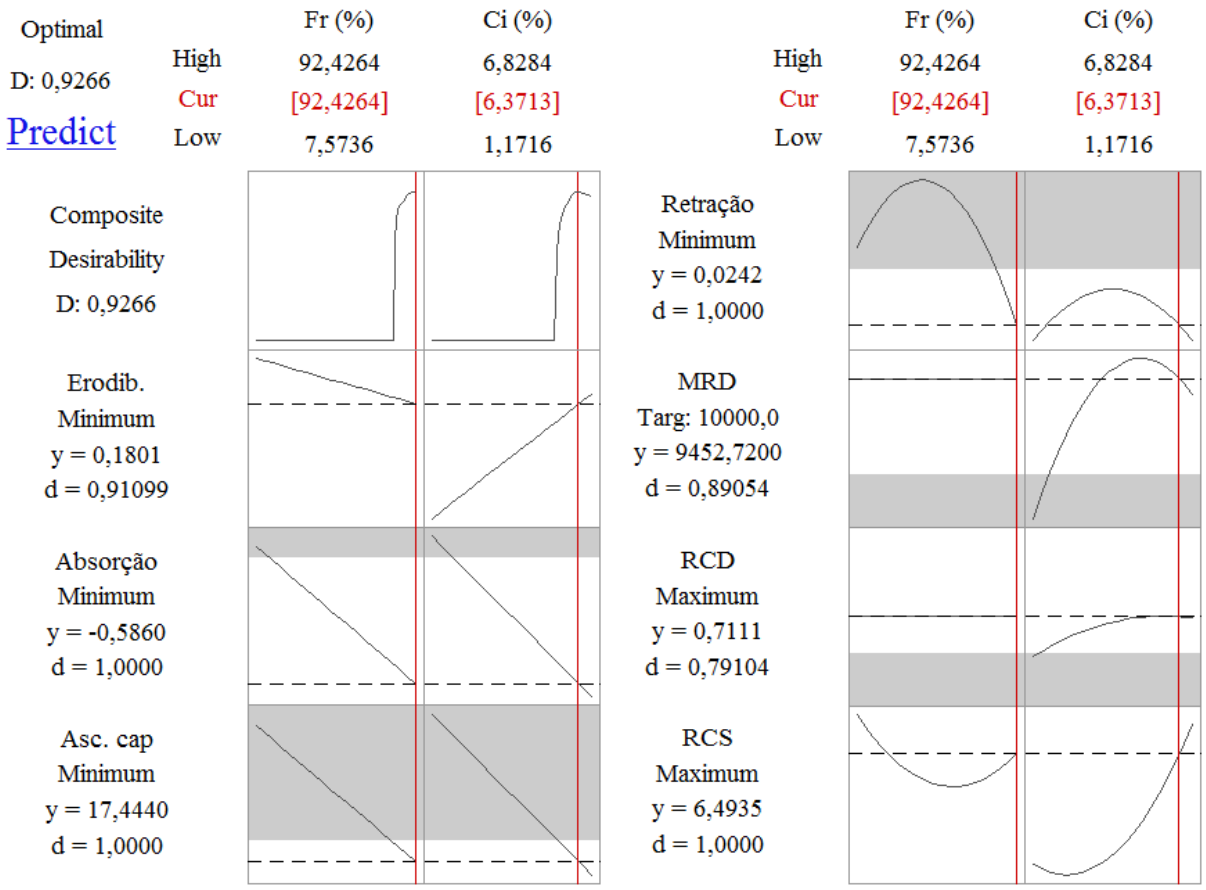


Figura 3: Otimização multivariada das propriedades de dosagem

Com base na otimização realizada pelo *Minitab*, observa-se que foi possível obter uma mistura ótima com desejabilidade de 0,93. Resultado bastante satisfatório, já que se trata de sete variáveis de resposta, abordando os três tipos existentes (maior, menor e nominal) de idealização dos resultados. Desta maneira, é indicado o emprego da máxima porcentagem de fresado estudada (92,43%) e de um teor bastante elevado de cimento (6,37%).

Do ponto de vista prático, podem ser encontradas dificuldades para execução de uma camada reciclada com essas características, já que tais parâmetros são considerados bastante extremos. Uma reconstrução com mais de 90% de material fresado implica em empregar minimamente o material da camada de base e substancialmente o revestimento asfáltico, o que ocorre com menos frequência quando se trata de reciclagem profunda, uma vez que essa técnica é utilizada quando também existem problemas na base, sendo necessária sua remoção (parcial ou total).

Quanto à adição de cimento, o teor especificado torna a prática bastante onerosa, o que reduz a eficiência econômica esperada pela aplicação da técnica. Ainda, é importante salientar que algumas normas limitam um teor de cimento para que não sejam causados problemas de retração na camada cimentada. Tal comportamento, do aumento da retração por secagem com a adição de teores mais elevados de cimento foi observado por Fedrigo *et al.* (2017) para

misturas de reciclagem com base granular.

Todavia, como verificado nas misturas estudadas nesta pesquisa, o cimento exerce menor influência na retração por secagem do que a adição do material fresado. Comportamento similar foi encontrado para materiais cimentados com diferentes teores de finos estudados por Chakrabarti e Kodikara (2005), os quais verificaram que uma maior quantidade de finos eleva a retração com mais intensidade do que a adição de materiais cimentantes. Deste modo, para os materiais estudados neste trabalho, é possível inferir que a retração por secagem é mais influenciada pela proporção base:fresado do que pela variação no teor de cimento, sendo possível minimizar possíveis problemas de retração ao elevar o percentual de fresado asfáltico da mistura.

Como foi empregada a norma do DEINFRA-SC (2016) para os parâmetros de resistência de misturas recicladas com cimento e essa limita em 50% o emprego do revestimento asfáltico e indica um teor máximo de 3% de cimento; optou-se por verificar como as variáveis de resposta se comportam para as condições limites especificadas. Na Figura 4 são apresentadas as VRs obtidas considerando as recomendações da norma mencionada.

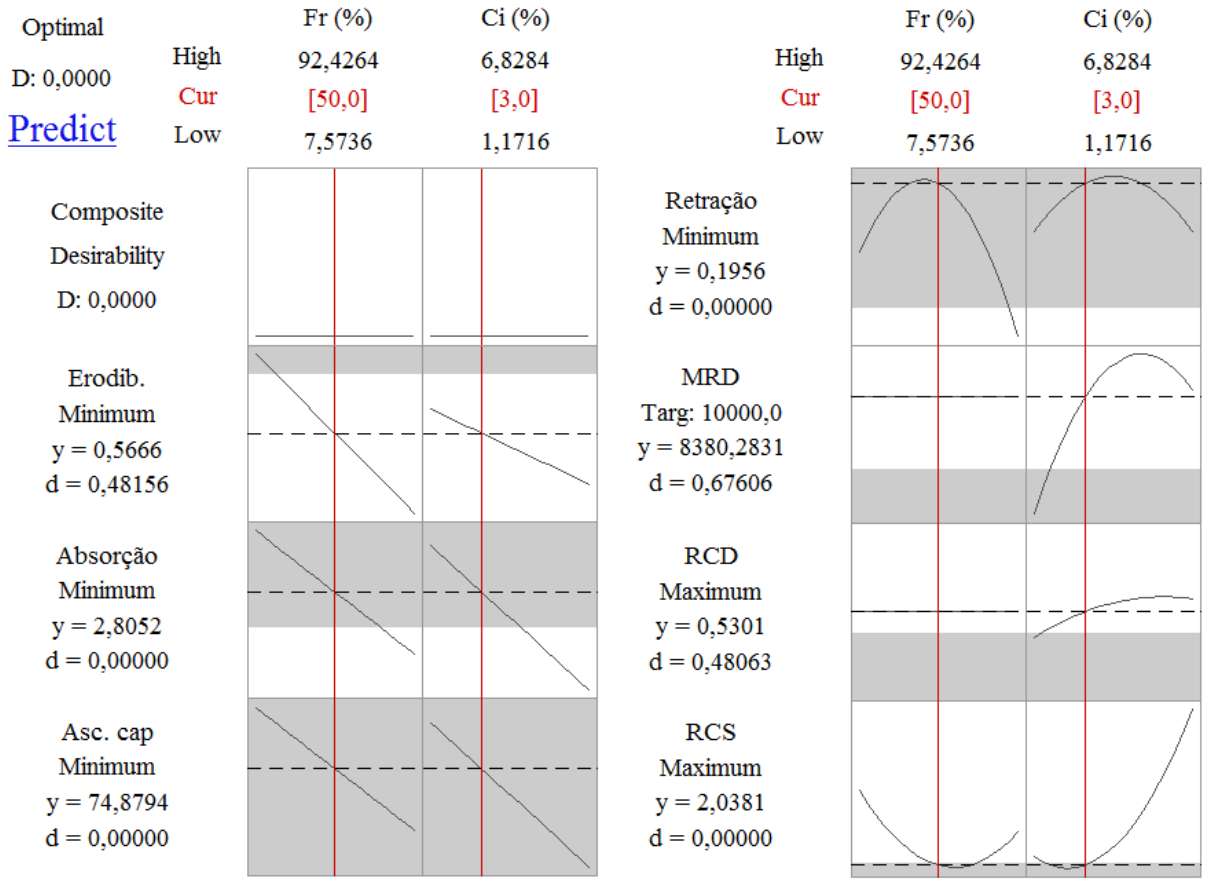


Figura 4: Variáveis de resposta considerando critérios do DEINFRA-SC (2016)

Na Figura 4 observa-se que a desejabilidade desta otimização foi igual a zero, já que foram poucas as variáveis de resposta que se enquadraram nos critérios de especificação. Verifica-se que com um teor de 3% de cimento e uma porcentagem de fresado igual a 50% é possível obter uma RCD superior a 0,25 MPa, porém a RCS ficou abaixo do especificado. Desta

maneira, a mistura investigada não satisfaria as condições exigidas pelo DEINFRA-SC (2016).

Com base na otimização multivariada realizada, verifica-se a importância de se analisar, sempre que possível, todas as variáveis de resposta estudadas neste trabalho, a fim de garantir o desempenho adequado do pavimento recuperado.

4. CONCLUSÕES

Este estudo foi realizado com o objetivo de definir um ajuste ótimo para misturas recicladas com cimento a fim de restaurar um pavimento asfáltico com base de solo-cimento degradado a partir da técnica de reciclagem profunda com adição de cimento. Para isso foi aplicado um projeto de experimentos considerando a porcentagem de fresado e o teor de cimento como fatores controláveis e sete variáveis de resposta, sendo elas a resistência à compressão simples, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência diametral, retração por secagem, ascensão capilar, absorção e erodibilidade.

A partir da otimização multivariada desenvolvida, foi possível encontrar uma mistura que atendesse às especificações descritas no item 3.2. Desta maneira, obteve-se o ajuste ótimo para um teor de cimento igual a 6,37% e uma porcentagem de fresado de 92,43%.

Ao analisar as considerações realizadas pelo DEINFRA-SC (2016), nota-se que o órgão limita a porcentagem de fresado em 50% e o teor de cimento em 3%. Caso esses valores sugeridos fossem adotados para os materiais deste estudo, a resistência à compressão simples, a retração por secagem, a ascensão capilar e a absorção não atenderiam às normativas mencionadas, podendo comprometer a camada reciclada.

Com base no trabalho desenvolvido, recomenda-se o uso da otimização multivariada completa (sete variáveis de resposta) quando a camada a ser reciclada estiver em localidades onde possa existir influência da água na camada reciclada, ou seja, locais em que possa ocorrer flutuações do lençol freático, locais onde existam problemas de drenagem e quando da existência de fluxo lateral (seções em corte). Desta maneira, em pavimentos com pouca influência da água na camada reciclada e nos quais os sistemas de drenagem são eficazes, é possível determinar o ajuste ótimo dos materiais com base nas características mecânicas (RCS e RCD) da camada reciclada, como sugere o DEINFRA-SC (2016).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1991) Cimento Porland composto: NBR 11578. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Association Mondiale de la Route (2003) Recyclage des chaussées (guides): AIPCR 78.02.BFR. Paris.

Austroads (2002) Mix design for stabilised pavement materials: Austroads Publication AP-T16. Sydney.

Balbo, J. T. (2007) Pavimentação asfáltica: materiais, projetos e restauração. Oficina de Textos, São Paulo.

Bessa, I. S.; Aranha, A. L.; Vasconcelos, K. L.; Silva, A. H. M.; Bernucci, L. L. B. (2016) Laboratory and field evaluation of recycled unbound layers with cement for use in asphalt pavement rehabilitation, Materials and Structures, Vol. 49 (7), 2669–2680.

Button, S. T. (2012) Metodologia para planejamento experimental e análise de resultados. Apostila da disciplina – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mecânica, Unicamp, Campinas.

Chomicz-Kowalska, A.; Maciejewski, K. (2015) Multivariate optimization of recycled road base cold mixtures with foamed bitumen. Procedia Engineering, Vol. 108, 436–444.

DEINFRA-SC (2016) DEINFRA-SC-ES-P09/16 Pavimentação: Reciclagem profunda de pavimentos. Departamento de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina, Florianópolis.

Dellabianca, L. M. A. (2004) Estudo do comportamento de material fresado de revestimento asfáltico visando

sua aplicação em reciclagem de pavimentos. Tese (Doutorado em Engenharia) – UnB, Brasília.
DNIT (1998) DNER-ME 091/98 – Concreto – ensaio de compressão de corpos de prova cilíndricos. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
DNIT (2010a) DNIT 136/2010 – ME – Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
DNIT (2010b) DNIT 135/2010 – ME – Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
DNIT (2013) DNIT 164/2013 – ME – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro.
Fedrigo, W. (2015) Reciclagem de pavimentos com adição de cimento Portland: Definição das bases para um método de dosagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – UFRGS, Porto Alegre.
Fedrigo, W.; Núñez, W. P.; Kleinert, T. R.; Matuella, M. F.; Ceratti, J. A. P. (2017) Strength, shrinkage, erodibility and capillary flow characteristics of cement-treated recycled pavement materials. International Journal of Pavement Research and Technology, Vol. 10 (5), 393-402.
Grilli, A; Bocci, E; Graziani, A. (2013) Influence of reclaimed asphalt content on the mechanical behaviour of cement-treated mixtures, Road Materials and Pavement Design, Vol. 14 (3), 666–678.
Guthrie, W. S.; Brown, A. V.; Eggett, D. L. (2007) Cement stabilization of aggregate base material blended with reclaimed asphalt pavement. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 2026, 47-53.
Highways Agency (2006) Manual of Contract Documents for Highway Works – Volume 1 Specification for highway Works: Series 1000 – Road pavements – Concrete materials, London.
Isola, M.; Betti, G.; Marradi, A.; Tebaldi, G. (2013) Evaluation of cement treated mixtures with high percentage of reclaimed asphalt pavement. Construction and Building Materials, Vol. 48, 238-247.
Kleinert, T. R. (2016) Reciclagem de pavimentos semirrígidos com adição de cimento: contribuição ao desenvolvimento de um método de dosagem. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – UFRGS, Porto Alegre.
Kolias, S. (1996) Mechanical properties of cement-treated mixtures of milled bituminous concrete and crushed aggregates, Materials and Structures, Vol. 29, 411–417.
Luhr, D. R.; Adaska, W. S.; Halsted, G. E. (2005) Guide to Full-Depth Reclamation (FDR) with Cement. Portland Cement Association (PCA), Illinois.
Montgomery, D. C. (2001) Design and analysis of experiments (5ª ed.). John Willey & Sons, Inc., New York.
Paiva, C. E. L.; Oliveira, P. C. A. (2009) Reciclagem de pavimentos: Estudo da influência do tipo de cimento Portland na resistência à compressão simples do material reciclado. In: IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço – Anais... Fortaleza.
Ribeiro, J. L. D.; Caten, C. S. (2014) Projeto de experimentos. Série Monográfica Qualidade – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, UFRGS, Porto Alegre.
Roads and Traffic Authority (1994) TM-T186: Determination of the Erodibility of Stabilized Materials: Test Method. Roads and Traffic Authority, Sydney.
Standards Australia (1992) AS 1012.13-1992: Determination of the drying shrinkage of concrete for samples prepared in the field or in the laboratory. Standards Australia, Strathfield, New South Wales.
Standards Australia (1996) AS 1141.53-1996: Absorption, swell and capillary rise of compacted materials. Standards Australia, Strathfield, New South Wales.
Trichês, G.; Melo, J. V. S.; Franken, L. F.; Vieira, L. S. S.; Neves, M. F. (2013) Caracterização do comportamento mecânico de misturas recicladas com adição de cimento. In: 42ª Reunião Anual de Pavimentação – Anais... Gramado.
Wirtgen (2012) Reciclagem a frio: Tecnologia de reciclagem a frio Wirtgen. Windhagen.
Yuan, D.; Nazarian, S.; Hoyos, L. R.; Puppala, A. J. (2011) Evaluation and mix design of cement-treated base materials with high content of reclaimed asphalt pavement. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, Vol. 2212, 110-119.

Thaís Radünz Kleinert (trkleinert@gmail.com)
Carla Schwengber ten Caten (carlacaten@gmail.com)
William Fedrigo (william.fedrigo@ufrgs.br)
Washington Peres Núñez (washington.nunez@ufrgs.br)
Jorge Augusto Pereira Ceratti (jorge.ceratti@ufrgs.br)
Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Av. Osvaldo Aranha, 99 – Porto Alegre, RS, Brasil

REUSO DE AREIA DE FUNDIÇÃO RESIDUAL PARA FINALIDADES RODOVIÁRIAS

Guilherme Cardoso de Barros Fornari
Universidade Estadual Paulista
Instituto de Ciência e Tecnologia
Luis Miguel Gutiérrez Klinsky
Centro de Pesquisas Rodoviárias
CCR NovaDutra, Grupo CCR
José Leomar Fernandes Júnior
Universidade de São Paulo
Escola de Engenharia de São Carlos
Vivian Silveira dos Santos Bardini
Universidade Estadual Paulista

RESUMO
Devido à grande geração de Areia de Fundição Residual (AFR), estimada em 101.686 toneladas só no mês de dezembro de 2015, diversas instituições brasileiras e mundiais desenvolvem projetos com o objetivo de ampliar as vertentes de reaproveitamento da AFR. O objetivo desse trabalho foi avaliar a viabilidade da utilização de AFR na construção de camadas de base e sub-bases de pavimentos vicinais, em conjunto com solo e cal hidratada. As amostras foram submetidas aos ensaios de limites de consistência, granulometria, compactação e ensaio de Índice de Suporte Califórnia. Os resultados mostram que com a adição de 25 e 50% de AFR a previsão de comportamento das misturas é de excelente a bom, já a adição de cal hidratada permite sua utilização como sub base e base, e o incremento de areia de fundição residual aumenta ainda mais a capacidade de suporte, de até 60% e 75%, para 2 5 e 50% de AFR.

ABSTRACT
Due to the large generation of sand from the Residual Casting (AFR), estimated at 101,686 tons in December 2015, several Brazilian and worldwide institutions are developing projects with the objective of increasing the reuse of AFR. The objective of this work was to evaluate the feasibility of the use of AFR in the construction of base layers and sub-bases of vicinal pavements, together with soil and hydrated lime. The samples were submitted to the tests of consistency limits, granulometry, compaction and testing of the California Support Index. The results show that with the addition of 25 and 50% of AFR the behavior prediction of the mixtures is excellent to good, since the addition of hydrated lime allows its use as sub base and base, and the increase of residual cast sand increases Even more the support capacity of up to 60% and 75%, to 25% and 50% of AFR.

1. INTRODUÇÃO

O setor de fundição, por ser básico à maioria das cadeias produtivas, está estritamente relacionado com o nível de desenvolvimento industrial, seu avanço é um grande indicador do crescimento da indústria de um país como um todo (SIEGEL, 1979).

Analisando o Informativo Anual de Desempenho de 2015, disponibilizado pela ABIFA, no mês de dezembro, a produção de fundidos no Brasil foi de 112.984 toneladas – 5.136 toneladas/dia, concentrado em São Paulo o maior índice de produção (ABIFA, 2015). Considerando 0,9 o índice de proporcionalidade para a relação entre produção de matais fundidos e a Areia de Fundição Residual (AFR) – proporção que segundo Dantas (2003) oscila entre 0,8 e 1,0, em peso – a geração de AFR no período considerado seria de aproximadamente 101.686 toneladas.

A Areia de fundição residual é usualmente classificada como Resíduo Classe II A – Não Inerte, segundo a ABNT NBR 1004:2006; devido a presença de alguns metais, derivados do processo de fundição, não é possível classifica-la como Resíduo Classe II B – Inerte

(KLINSKY, 2013).

Visando soluções alternativas, a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), no Estado de São Paulo, publicou a Decisão da Diretoria N°152/2007/C/E, de 08 de agosto de 2007, que dispõe sobre os procedimentos para gerenciamento de areia de fundição, sendo estabelecidos os parâmetros necessários para sua utilização na fabricação de artefatos de concreto de cimento Portland, ou para compor massas de concreto asfáltico usinado a quente (CAUQ).

Paralelamente, a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), publicou e 2009 a norma ABNT NBR 15702 "Areia descartada de fundição – Diretrizes para a aplicação em asfalto e em aterro sanitário", sendo estabelecidas as diretrizes para a aplicação do resíduo como matéria prima em concreto asfáltico e cobertura diária de aterro sanitário.

Usualmente uma parte da AFR é reutilizada no próprio processo de fundição, reciclagem primária, e o restante descartado em aterros sanitários, podendo também ser reaproveitada em outras atividades, como por exemplo na construção civil (reciclagem secundária) (KLINSKY, 2013).

Devido a algumas propriedades da AFR, esta pode ser reaproveitada na área da construção civil, sendo uma preocupação atual de diversas instituições brasileiras e mundiais a elaboração e desenvolvimento de projetos que possibilitam o seu reaproveitamento, reduzindo o passivo existente em aterros de descarte.

Ferreira *et al*. (2014) desenvolveram um estudo com o objetvio de analizar a viabilidade técnica e ambiental da incorporação de AFR na estabilização granulométrica de um solo laterítico argiloso para a aplicação em pavimentos, utilizando a adição de 20 a 80% de AFR. Os resultados indicaram granulometria e plasticidade típicas de materiais granulares a partir do teor de 50%, nos ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) ocorreu o aumento do índice em relação ao solo puro no teor de 70%, não apresentando riscos de contaminação nos ensaios ambientais. Concluindo que a mistura de solo laterítico argiloso + 70% de AFR apresentou a maior viabilidade para aplicação nas camadas de pavimentos flexíveis.

A pesquisa realizada por Conti *et al.* (2014), teve como objetivo a análise da viabilidade técnica da utilização dos resíduos de fundição em pavimentação, através da incorporação em bases de pavimentos estabilizadas granulometricamente, em substituição aos agregados rotineiramente utilizados. Os autores utilizaram quatro tipos de areias diferentes, devido ao seu modo de uso no processo de fundição, fato que possibilitou resultados satisfatórios nos ensaios normativos necessários para sua utilização em bases de pavimento, atendendo assim aos requisitos mínimos para uso em bases estabilizadas granulometricamente para obras viárias.

Klinsky *et al.* (2009), avaliaram a possibilidade de reutilizar a areia de fundição, misturada a solos argilosos, como material de base e sub-base para rodovias de baixo volume de tráfego e vias urbanas para a região de Sertãozinho/SP, empregando também a técnica de estabilização granulométrica para obter misturas com areia de fundição em diferentes teores, em peso (0%, 20%, 40%, 60%, 70%). A partir dos ensaios realizados, concluiram que as misturas compostas por 60 e 70% de areia de fundição poderiam ser utilizadas como material para

construção de base e sub-base de pavimentos vicinais, já que essas amostras atendem as exigências necessárias.

Com o crescimento da demanda por peças compostas de metais fundidos, percebe-se a importância do fomento à pesquisas científicas que visem viabilizar a reutilização dos resíduos gerados pelas empresas de fundição, de modo a proporcionar um mercado sustentável.

2. OBJETIVOS

A areia de fundição residual (AFR), Resíduo Classe IIA – Não Inerte, é usualmente descartada em aterros sanitários licenciados a elevados custos. Por outro lado, a construção de rodovias demanda o consumo elevado de recursos naturais e a areia de fundição residual poderia substituir parcial ou totalmente os agregados finos comumente utilizados nas camadas da estrutura do pavimento. Com isso, pesquisadores e engenheiros têm procurado alternativas que permitam reaproveitar esse resíduo em atividades da construção civil (Klinsky, 2013).

Pode-se constar que as normas recentemente redigidas pelos órgãos brasileiros incentivam o reaproveitamento da areia de fundição residual em atividades ligadas à construção de estradas, entre outras. Diversas pesquisas (JAVED e LOVELL, 1994; PATRIDGE e ALLEMAN, 1998; MAST, 1998; COUTINHO NETO, 2004) mostraram que este resíduo poderia ser empregado em grandes quantidades nas atividades de construção das diferentes camadas estruturais do pavimento, sem risco de contaminar o meio ambiente.

Nesta pesquisa, o objetivo principal é avaliar a possibilidade de reaproveitar a areia de fundição residual na construção de camadas de bases e sub-bases de pavimentos de baixo volume de tráfego, em associação com solos e um aditivo estabilizador.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Baseando-se em estudos preliminares (KLINSKY, 2013; KLINSKY, 2008), em que a adição de 20 a 60% de AFR proporcionou misturas com resistência satisfatória para o emprego em camadas de bases de pavimentos, nesta pesquisa fez-se o uso das seguintes composições:

- 100% solo;
- 75% solo e 25% AFR;
- 50% solo e 50% AFR.

A areia de fundição residual (AR) utilizadas foi fornecida pela empresa Essencis, localizada na cidade de são José dos Campos, estado de São Paulo, que possui um Aterro Classe II com grande quantidade de material recebido da fundição da General Motors. O solo argiloso utilizado fora fornecido pela empresa CCR Nova Dutra. O agente estabilizador utilizado foi a cal hidratada, na quantidade de 3% para todas as misturas.

As amostras utilizadas foram preparadas de acordo com o método de ensaio “Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização”, ME 041/94, do DNER, atual DNIT. Após a secagem em estufa e homogeneização, o solo fora separado para posteriormente ser misturado à AFR, que passou pelo mesmo processo inicial.

Visando analisar as propriedades mecânicas de interesse à engenharia viária, realizaram-se os ensaios de caracterização de acordo com as normas descritas abaixo:

- Análise granulométrica: ME 051/94, do DNER atual DNIT "Solo – Análise granulométrica por peneiramento";
- Limites de consistência: ME 122/94, do DNER atual DNIT "Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência" e ME 082/94, do DNER atual DNIT "Solo – Determinação do limite de plasticidade";
- Ensaio de compactação: NBR 7182/1986 "Solos – Ensaio de compactação";

Capacidade de Suporte (CBR): ME 049/94, do DNER atual DNIT "Solo – Determinação do Índice de Suporte Califórnia".

Na engenharia viária, a Capacidade de suporte do subleito (fundação) e dos materiais constituintes dos pavimentos é feita pelo CBR, adotando-se o método de ensaio preconizado pelo DNER. Segundo o Manual de Pavimentação (Brasil, 2006), a classificação dos materiais empregados nos pavimentos é realizada da seguinte maneira:

- Materiais do subleito, os que apresentam expansão menor ou igual a 2% e um CBR ≥ 2%;
- Materiais para reforço do subleito, os que apresentam CBR maior que o do subleito e expansão ≤1%;
- Materiais para sub-base, os que apresentam CBR ≥ 20% e expansão ≤ 1%;
- Materiais para base, os que apresentam CBR ≥ 80% e expansão ≤ 0,5%, limite de liquidez ≤ 25% e índice de plasticidade ≤6%.

4. RESULTADOS

A Figura 1 mostra a distribuição granulométrica das composições de solo + areia de fundição residual + cal. Verifica-se uma notória redução dos finos dos solos (0,074 mm), atribuído à incorporação da areia de fundição residual.

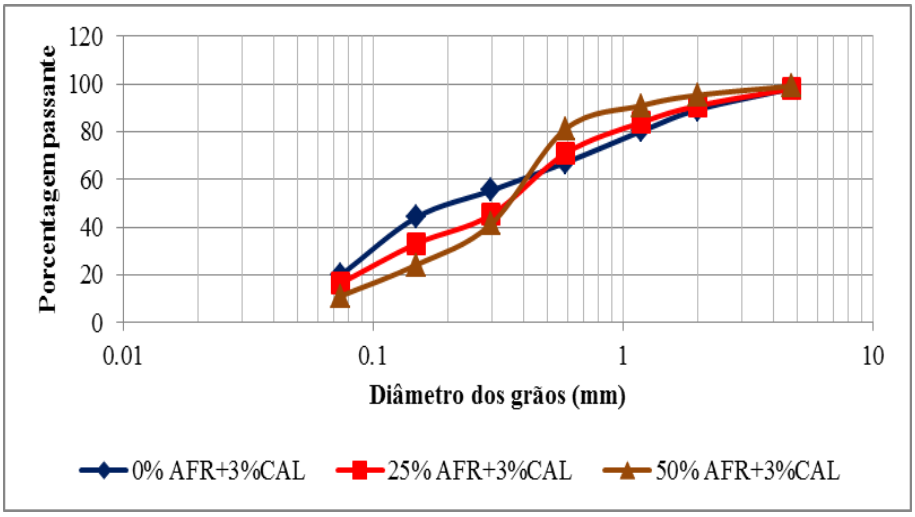


Figura 1: Distribuição granulométrica

A Figura 2 apresenta os valores dos limites de consistência das amostras em função da porcentagem em massa da areia de fundição residual presente. Verifica-se um decréscimo do LL e do IP com o aumento da proporção de massa de AFR, caracterizando uma composição não plástica quando se atinge o máximo de resíduo considerado no estudo.

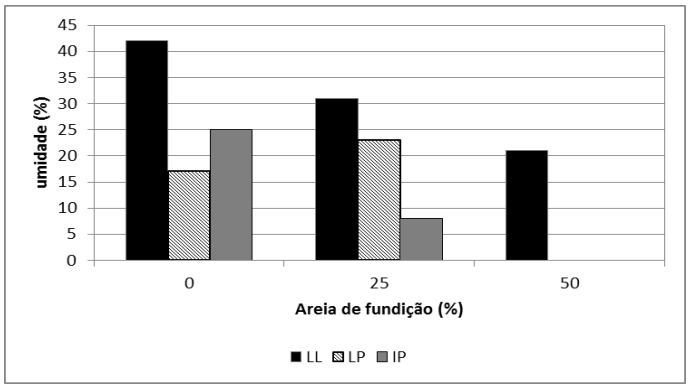
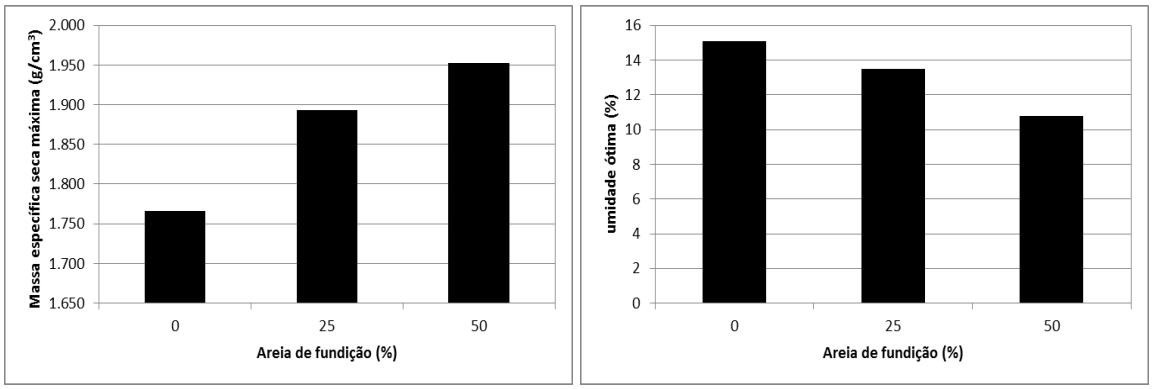


Figura 2: Limites de consistências das misturas solo + AFR

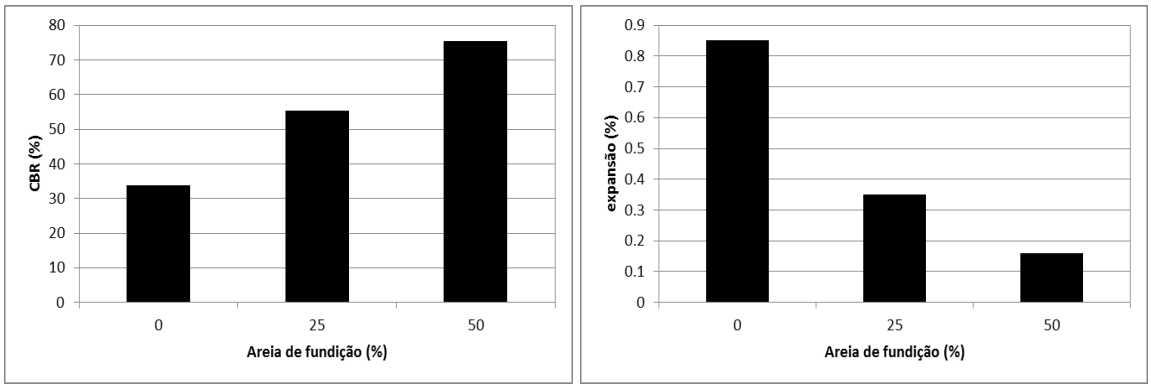
Os resultados de compactação das misturas de solo + AFR + CAL são apresentados na Figura 3 (a) e (b). Nota-se que o incremento do teor de areia de fundição residual aumenta a massa específica seca máxima e a umidade ótima correspondente, o que traduz o caráter progressivamente arenoso das misturas com maiores teores de AFR.



(a) (b)

Figura 3: Resultados de compactação Proctor: (a) massa específica seca máxima e (b) umidade ótima

Na Figura 4 (a) e (b) são apresentados os resultados do ensaio de CBR nas misturas de solo + AFR + CAL. Nota-se que a adição de apenas 25% de areia de fundição residual no solo produziu um notável incremento do valor de CBR. Já a expansão também foi reduzida significativamente com apenas 25% de areia de fundição residual. Da mesma maneira, o incremento do teor de areia de fundição residual de 50% também produziu ganhos no valor de CBR e reduções consideráveis na expansão.



(a) (b)

Figura 3: Resultados dos ensaios de CBR (a) CBR e (b) expansão

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

A partir dos resultados da distribuição granulométrica e limites de consistência, é possível realizar as classificações das misturas segundo as metodologias USCS e AASHTO. A Tabela 1 apresenta as classificações das misturas.

Tabela 1: Classificações das misturas solo + AFR + CAL

Areia de Fundição (%)	Classificação USCS	Classificação AASHTO
0	SC	A-2-7
25	SC	A-2-4
50	SM	A-2-4

Segundo Klinsky (2013), os ensaios mecânicos são considerados mais relevantes para a construção de pavimentos do que essas classificações, porém elas podem proporcionar uma ideia das características dos materiais para sua utilização em camadas de rodovias, mesmo que não tenham sido desenvolvidas para caracterização de misturas de solos.

É possível perceber analisando a Tabela 4 que a adição de AFR alterou a amostra de areia argilosa para areia argilosa apenas na classificação USCS quando a proporção de solo para areia residual é de 50% de cada em peso, já na metodologia AASHTO as três amostras apresentam predominância de areia e areia siltosa ou argilosa.

Com relação às amostras classificadas como SC, essas apresentam baixa possibilidade de uso em pavimentação, a amostra SM apresenta características razoáveis a boas, de acordo com a USCS. Já a partir da metodologia AASHTO, todas as amostras apresentam comportamento bom a excelente para pavimentação. Especificamente a classe A-2-4 é considerada ideal para camadas finais de terraplenagem (CFT), para reforço de subleito e para bases e sub-bases de pavimentos com tráfego de leve a médio.

O solo com adição de cal hidratada é um solo considerado adequado para a construção de sub-bases e bases de pavimentos de baixo volume de tráfego. A adição de 25% e 50% de areia de fundição residual é ideal para obter misturas com resistência adequada para seu emprego em bases de pavimentos.

6. CONCLUSÕES

O objetivo inicial do trabalho foi avaliar a possibilidade de reutilização da areia de fundição residual em camadas de pavimento, uma vez que esse resíduo é classificado com Classe II A Não Inerte, devendo ser descartado em aterros específicos, e considerando que a construção rodoviária utiliza grandes quantidades de materiais para sua execução.

Com os ensaios de caracterização, granulometria e limites de consistência, foi possível classificar as misturas solo + AFR + CAL, com as porcentagens de 0, 25 e 50% de AFR. Nota-se que na classificação do solo puro a previsão de comportamento como material do subleito é de sofrível a mal, e a adição de 25 e 50% de AFR a previsão é de comportamento excelente a bom.

Analisando os ensaio de caracterização mecânica, o solo puro, sem adição de cal hidratada, pode ser utilizado somente como material de subleito, já a adição de cal hidratada permite sua utilização como sub base e base, e o incremento de areia de fundição residual aumenta ainda mais a capacidade de suporte, em até 60% para 25% de AFR) e 75% (para 50% de AFR).

É importante salientar que a eficiência dos materiais empregados para distribuir as tensões resultantes do carregamento cíclico ou dinâmico no sistema estrutural é definida pelas propriedades de rigidez ou resiliência das camadas de pavimento. Sendo assim o módulo de resiliência, sendo uma propriedade fundamental no processo de dimensionamento de pavimentos, é uma propriedade de extrema importância na avaliação da viabilidade técnica da utilização da areia de fundição.

Conclui-se que é possível reaproveitar a areia de fundição residual na construção de camadas de pavimentos, já que o resíduo apresenta características adequadas que possibilitam seu emprego nestas atividades. O reaproveitamento do resíduo nas camadas de pavimentos pode implicar na redução da exploração de recursos naturais, conservando o meio ambiente.

Agradecimentos

Os autores agradecem as sugestões recebidas de diversos colegas, que permitiram aprimorar o texto e eliminar diversas inconsistências. Caso haja necessidade de se fazer referência a alguma instituição de apoio à pesquisa, deve-se fazê-lo sob a forma de um agradecimento, nesta parte do texto.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABIFA (2015) Informativo anual de desempenho.

ABNT (2009) *NBR 15702 Areias descartadas de fundição - Diretrizes para aplicação em asfalto e em aterro sanitário.* Rio de Janeiro, RJ : Associação Brasileira de Normas Técnicas.

BRASIL (2006) *Manual de Pavimentação*. Rio de Janeiro, RJ : Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 3.ed.

CETESB (2007) *Decisão da diretoria nº 152/2007/C/E - Procedimentos para gerenciamento de areia de fundição*. São Paulo, SP : Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental.

Conti, M. A., et al. (2014) *Análise para utilização de areia residual de fundição na incorporação em bases estabilizadas ganulometricamente para pavimentos flexíveis*. XIX Jornada de Pesquisa. Ijuí, RS : UNIJUI - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul.

COUTINHO NETO, B. (2004) *Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas.* São Carlos, SP: Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

FERREIRA, G. C. S, et al. (2014) *Viabilidade técnica e ambiental de misturas de solo com areia descartada de fundição*. s.l. : Transportes, 2014. Vol. 22, p. 62-69. 2.

JAVED, S; LOVELL, C.W. (1995) *Uses of waste foundry sand in civil engineering*. Washington D.C., Estados

Unidos da América: Transportation Research Board, n.1417, p.109 - 113.

KLINSKY, L. M. G. (2008). *Proposta de reaproveitamento de areia de fundição em sub-bases e bases de pavimentos flexíveis, através de sua incorporação a solos argilosos*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos. São Carlos, SP.

KLINSKY, L. M. G., et al. (2009) *Reaproveitamento da areia de fundição como material de base e sub-base de pavimentos flexíveis*. s.l. : Transportes, 2009. Vol. 17, p. 36-45. 2.

KLINSKY, L. M. G. (2013) *Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição residual em camadas de pavimentos*. São Carlos, SP. : Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo.

MAST, D. (1998) *Field Demonstration of a Highway Embankment Using Waste Foundry Sand*. Dissertação de Mestrado. Purdue University, West Lafayette, Indiana. Estados Unidos da América.

PARTRIDGE, B. K.; ALLEMAN, J. E. (1998). *Performance Evaluation of a Highway Embankment Constructed Using Waste Foundry Sand*. Publication FHWA/IN/JTRP-98/08. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, IN. Estados Unidos da América.

SIEGEL, M. (1979) Fundição. São Paulo, SP: Associação Brasileira de Metais.

AVALIAÇÃO DAS CINZAS DE CARVÃO MINERAL PRODUZIDAS EM USINAS TERMELÉTRICAS PARA CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS

Sarah Denise Vasconcelos
Suelly Helena de Araújo Barroso
Universidade Federal do Ceará

RESUMO
O aproveitamento das cinzas de carvão mineral pode ser uma alternativa promissora para construção de pavimentos. Esta dissertação de mestrado em andamento tem por objetivo desenvolver um projeto para construção de um trecho experimental que utilize cinzas provenientes de uma usina termelétrica em camadas granulares dos pavimentos. Inicialmente foram caracterizadas as cinzas que estavam dispostas em um módulo da termelétrica em estudo e foi comprovado que os materiais, além de heterogêneos, não tinham comportamento mecânico satisfatório. Sendo assim, estão sendo produzidas em laboratório misturas de cinzas-solo-cal submetidas aos diferentes ensaios (compactação, módulo do resiliência, deformação permanente, resistência à compressão simples e resistência à tração por compressão diametral) de interesse na área de pavimentação. Resultados preliminares apontam que o reaproveitamento dos resíduos da termelétrica investigada pode representar uma alternativa viável para a construção de pavimentos econômicos e autossustentáveis.

Sarah Denise Vasconcelos (sarah.denise@hotmail.com)
Suelly Helena de Araújo Barroso (suelly@det.ufc.br)
Departamento de Engenharia de Transportes, Campus do Pici – Bloco 703, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, Brasil.

ESTUDO DA UTILIZAÇÃO DE CINZAS DE TERMOELÉTRICAS PARA PRODUÇÃO DE BLOCOS INTERTRAVADOS DE PAVIMENTOS

Maria Regilene Gonçalves de Alcantara
Suelly Helena de Araújo Barroso
Universidade Federal do Ceará
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes - PETRAN

RESUMO
A utilização de cinzas de carvão mineral provenientes de termoelétricas como material alternativo para fabricação de blocos de concreto pode se tornar uma importante solução de engenharia para uma destinação adequada desses resíduos. Este estudo visa investigar se as cinzas, oriundas de uma termoelétrica do Estado do Ceará, podem ser empregadas na composição de blocos intertravados de pavimentos. Para isso, foram coletadas cinzas dispostas em um módulo de armazenagem da termoelétrica, bem como agregados convencionais para a dosagem de um traço de referência. Inicialmente, serão realizados ensaios ambientais e de caracterização física para dosagem de traços que atendam às especificações normativas. Em seguida, propõe-se a realização dos ensaios mecânicos nos blocos fabricados com os traços selecionados a partir da introdução de diversos teores de cinzas. Espera-se que esses traços tenham em sua composição um maior volume incorporado de cinzas e atendam todas as exigências para o dimensionamento de blocos intertravados de pavimentos.

Maria Regilene Gonçalves de Alcantara (regilene31@gmail.com)
Suelly Helena de Araújo Barroso (suelly@det.ufc.br)
Departamento de Engenharia de Transportes - Universidade Federal do Ceará
Campus do Pici – Bloco 703. CEP: 60455-760 – Fortaleza, CE, Brasil

RELAÇÕES ENTRE A COMPOSIÇÃO DA ROCHA DE ORIGEM, A BRITAGEM, A MORFOLOGIA E A RESISTÊNCIA À DEGRADAÇÃO DE AGREGADOS MINERAIS

Lara Marques Diógenes
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco
Universidade Federal do Ceará
Departamento de Engenharia de Transportes

RESUMO
O agregado mineral, por ser o componente predominante em diferentes compósitos empregados na pavimentação, impacta de modo significativo o comportamento desses materiais. A morfologia das partículas vem recebendo atenção crescente ao longo dos anos, com o desenvolvimento de métodos modernos para sua caracterização, baseados no Processamento Digital de Imagens (PDI), e depende fortemente da rocha de origem e do processo de britagem. Esses fatores, entretanto, nem sempre são considerados no intuito de selecionar o agregado mais adequado para cada aplicação. O presente trabalho busca avaliar as relações existentes entre a morfologia das partículas de agregado mineral, a composição da rocha de origem, a britagem e sua resistência à degradação, além de sugerir um modo de utilização dos resultados da análise realizada com uso do PDI, com o propósito final de prover informações que auxiliem na produção e na seleção de agregados para aplicação em obras de infraestrutura de transportes.

Lara Marques Diógenes (laramdiogenes@gmail.com)
Verônica Teixeira Franco Castelo Branco (veronica@det.ufc.br)
Laboratório de Mecânica dos Pavimentos, Departamento de Engenharia de Transportes, UFC
Campus do Pici S/N – Bloco 703 – CEP: 60440-554 – Fortaleza, CE, Brasil.

VERIFICAÇÃO DO POTENCIAL DE USO DE RESÍDUOS SIDERÚRGICOS PROVENIENTES DE DIFERENTES ETAPAS DO PROCESSO DE REFINO DO AÇO COMO AGREGADOS EM MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO SMA

Leidyanne De Bortoli Azeredo
Jamilla Emi Sudo Lutif Teixeira
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal do Espírito Santo

RESUMO
O uso de misturas do tipo SMA é interessante para retardar o aparecimento de patologias e reabilitar pavimentos deteriorados, proporcionar maior resistência ao trincamento e desagregações. No entanto, regionalmente tem-se dificuldade de encontrar agregados que atendam as especificações técnicas para uso neste tipo de mistura. Dada às características encontradas na literatura de agregados siderúrgicos, percebe-se que existe grande potencial de uso destes rejeitos como agregado em pavimentação. Este trabalho tem como objetivo realizar a caracterização de agregados siderúrgicos e empregar estes em misturas asfálticas do tipo SMA analisando sua viabilidade técnica neste tipo de mistura. Serão realizados ensaios de caracterização geotécnicos comumente empregados na pavimentação, além de ensaios de mineralogia para verificar compostos químicos presentes que podem afetar o desempenho das misturas. No estudo das misturas, ensaios de escorrimento, estabilidade e fluência, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e dano devido à umidade estão previstos.

CARACTERIZAÇÃO DE MISTURAS DE SOLO COM AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO UTILIZANDO ULTRASSOM

Everton Hideyuki Itoman
Faculdade de Tecnologia
Universidade Estadual de Campinas
Gisleiva Cristina dos Santos Ferreira
Faculdade de Tecnologia
Universidade Estadual de Campinas
Sandra Maria Cardoso
Faculdade de Tecnologia
Universidade Estadual de Campinas
Ivonei Teixeira
Faculdade de Tecnologia
Universidade Estadual de Campinas

RESUMO
A geração de resíduos nos diversos setores produtivos vem agregando diversos problemas econômicos e ambientais. Neste cenário, destaca-se a areia descartada de fundição (ADF), resíduo oriundo do setor siderúrgico. Entretanto, devido à heterogeneidade das amostras de ADF, ocorrem dificuldades em relação ao tempo necessário e custos para caracterizá-las, problema que pode ser sanado com a aplicação de ensaios não destrutivos. Portanto, o objetivo desta pesquisa foi determinar a correlação entre a resistência à compressão e velocidade do pulso ultrassônico (VPU) em misturas de solo e ADF. Foram consideradas duas amostras de ADF, as quais foram incorporadas ao solo laterítico argiloso nos teores de 20%, 40%, 60% e 80%. Para os ensaios de ultrassom utilizou-se transdutores exponenciais de 45 kHz de frequência, realizados em corpos de prova cilíndricos de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura. Os resultados indicaram que a VPU é influenciada diretamente pela umidade das misturas de solo+ADF, o que resultou em índices de correlações baixos, quando utilizadas regressões lineares.

ABSTRACT
The waste generation in the various productive sectors has added several economic and environmental problems. In this scenario, the waste foundry sand (WFS), waste from the steel industry, presents characteristics to apply others sectors. However, due to the heterogeneity of the ADF samples, difficulties occur in relation to the time required and cost to characterize them, problem that might be solved with an application of non-destructive testing. Therefore, the objective of this research was to determine the correlation between the compressive strength and ultrasonic pulse velocity (UPV) in soil and WFS mixtures. Two different WFS samples were considered, which were incorporated in clay lateritic soil the contents of 20%, 40%, 60% and 80%. For the ultrasound tests were performed with exponential transducers of 45 kHz frequency, performed in cylindrical bodies of test of 5 cm of diameter and 10 cm of height. The results indicated that the UPV is directly influenced by the moisture of the mixtures, which resulted in low correlation indices when using linear regressions.

1. INTRODUÇÃO

O Brasil depende excessivamente do modal rodoviário para escoar a sua produção agrícola e industrial. Entretanto, ainda há muito a melhorar em relação às vias consideradas como estradas no país, considerando que apenas 12% são pavimentadas (CARDOSO e ASSIS, 2016).

Com a atual urgência em aplicar os conceitos de sustentabilidade em todos os setores produtivos, verifica-se que o modal de transporte rodoviário está diretamente envolvido, principalmente pelo alto consumo de recursos naturais não renováveis e impactos ambientais de implantação e construção (FERRI, 2013). Para mitigar esta situação, há diversas pesquisas sobre a incorporação de resíduos sólidos, de origem mineral, em solos para viabilizar suas aplicações como material construtivo de pavimentos. Esta técnica é conhecida como

estabilização granulométrica, pela qual é possível obter características necessárias ao pavimento (compactação, permeabilidade e resistência mecânica).

Entretanto, os comportamentos destes resíduos ainda não são conhecidos, havendo a necessidade de classificá-los segundo os principais métodos inerentes à pavimentação (HRB, ASSHO). Para isso, há a necessidade de muitos ensaios de caracterização, o que muitas vezes inviabiliza a aplicação destes novos materiais devido o tempo e custo para realizá-los.

Para sanar tais problemas, há ensaios não destrutivos, por exemplo, o método de ultrassom, já validado para caracterização de diversos materiais de construção (BUCUR, 2006; GIACON JR. et al., 2010; FERREIRA et al., 2014).

Alguns autores já iniciaram estudos sobre a caracterização do solo utilizando ensaios de ultrassom, os quais obtiveram êxitos em suas pesquisas (MILANI, 2008; BANDEIRA, 2009; HOFFMAN e GONÇALVES, 2010; SARRO et al., 2015).

Ao relacionar a técnica de ultrassom em solos com a aplicação de ADF como material estabilizante, verificou-se que a técnica é viável tanto para caracterizar este tipo de solo artificial como para estimar o comportamento mecânico. Alguns autores citam que a ADF apresenta excelentes resultados em relação à estabilização de solos argilosos, viabilizando a sua aplicação como material de pavimentação (KLINSKY e FABBRI, 2009; TEIXEIRA et al., 2012).

Como este tema é atualmente estudado pelo grupo de pesquisa que este trabalho está vinculado, verificou-se a necessidade de comparar o comportamento de duas amostras distintas de ADF (A e B), utilizadas na estabilização granulométrica do mesmo tipo de solo. Macedo et al. (2015) realizaram um estudo sobre a caracterização de amostra de solo argiloso com ADF-B (oriunda de indústria da região metropolitana de São Paulo, SP). Estes autores concluíram que o aumento do teor de ADF proporciona a redução da resistência à compressão e da VPU, que pode ser justificado devido o aumento dos vazios entre os grãos, característica de material granular. Entretanto, a resistência mecânica não diminui linearmente, pois os fatores densidade e umidade afetam diretamente estes parâmetros.

Além da caracterização dos solos compactados, naturais ou artificiais, a técnica de ultrassom também pode ser aplicada para identificar problemas durante a execução das camadas, através da determinação da VPU em laboratório, com as condições de umidade e densidade determinadas em ensaios de Proctor (SARRO et al., 2017).

Portanto, após estudos com base na literatura atual sobre o assunto, percebe-se que ainda há lacunas que precisam ser preenchidas sobre a VPU em solos compactados, especificamente, em misturas de solo e ADF. O primeiro passo é organizar os dados existentes em relação aos fatores interferentes e tipos de ADF (origem e processo). Os principais fatores já identificados foram a energia de compactação, teor de umidade, massa específica e direção da transmissão do pulso ultrassônico (Ferreira et al., 2014). Com a determinação de curvas de calibração entre a VPU e as variáveis citadas pelos autores, será possível definir e validar modelos matemáticos representativos destas variações.

2. OBJETIVO

Esta pesquisa foi desenvolvida com o objetivo de relacionar a VPU e a resistência à compressão de solo argiloso estabilizado com duas amostras distintas de areia descartada de fundição (ADF). Assim, espera-se iniciar um levantamento dos dados relevantes ao comportamento físico e mecânico deste material, os quais são necessários para definir um modelo matemático representativo destas variáveis.

3. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Para a obtenção de materiais com granulometrias distintas, foram criados solos artificiais com o uso de areia descartada de fundição ADF.

3.1. Solo

A amostra de solo utilizada na pesquisa foi coletada e obtida na cidade de Limeira – SP. O solo foi preparado conforme a NBR 6457/86 e NBR 7182/86 para a realização dos ensaios de caracterização e compactação do material. Através das análises granulométricas (NBR 7181/84) e determinação da massa específica (NBR 6508/84), obtivemos o resultado em que o solo se classifica como argila areno-siltosa, aderindo 23% de areia, 22% de silte e 55% de argila, com massa específica dos sólidos igual a 2,79 g/cm³.

3.2. Areia descartada de fundição (ADF-A)

A amostra de ADF-A origina-se de um resíduo industrial de uma empresa de fundição de peças proeminentes do ferro, aço, carbono, inox, alumínio e ligas de zinco, sediada na região metropolitana de Campinas – SP. O processo de moldagem é do tipo areia verde, utilizando 78% de areia de quartzo, 20% de cimento Portland e 2% de vinhaça.

3.3. Areia descartada de fundição (ADF-B)

A amostra de ADF-B origina-se de um resíduo industrial de uma empresa de fundição da região metropolitana de São Paulo – SP. O processo de moldagem é o mesmo que o da ADF-A, citada anteriormente.

4. PROCEDIMENTO EXPERIMENTAL

4.1. Preparação das amostras

Os solos artificiais estudados foram obtidos a partir da substituição do solo por ADF (A e B), nos teores de 20%, 40%, 60% e 80%. Para evitar a segregação dos materiais realizou-se a homogeneização antes de cada ensaio.

4.2. Caracterização física

Na caracterização física foram realizados ensaios para a determinação da massa específica dos sólidos (6508/84) e análise granulométrica conjunta (7181/84d). As misturas foram compactadas pelo método de Proctor e energia intermediária (7182/86b) e assim obter os parâmetros de massa específica aparente seca e umidade ótima (wot).

4.3. Confecção dos corpos de prova

Para realizar esta pesquisa foram necessários 36 corpos de prova cilíndricos (50 x 100 mm), confeccionados na umidade ótima e considerando a amostra referência (0% de ADF) e os 4 teores de substituição para as duas amostras de ADF. Os ensaios de ultrassom e resistência à compressão foram realizados imediatamente após a moldagem, com o objetivo de obter os parâmetros ainda na umidade ótima de compactação.

4.4. Ensaios de ultrassom

O equipamento de ultrassom USLab (Agricef, Brasil) foi utilizado para os ensaios de ultrassom com transdutores de ondas de compressão, com faces exponenciais e 45 kHz de frequência. Em cada corpo de prova realizou-se três leituras do tempo de propagação da onda, obtendo-se posteriormente a média destas leituras. A velocidade do pulso ultrassônico (VPU) foi obtida a partir da equação 1.

$$VPU = \frac{L}{t} \times 10^6 \text{ (m/s) (equação 1)} \quad (1)$$

em que L: comprimento [mm];
t: tempo (μs).

4.5. Ensaio de compressão simples não confinada

Após os ensaios de ultrassom, os corpos de prova foram submetidos aos ensaios de compressão simples não confinada (NBR 12770/84). Para isso, utilizou-se uma prensa elétrica microprocessada com capacidade máxima de 0,5 kN e com determinação do deslocamento em mm, adotando-se a velocidade de aplicação de carga de 0,75mm/min.

5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

5.1 Características físicas das misturas de solo+ADF

As figuras 1 e 2 apresentam as curvas granulométricas das misturas de solo + ADF, respectivamente amostras A e B.

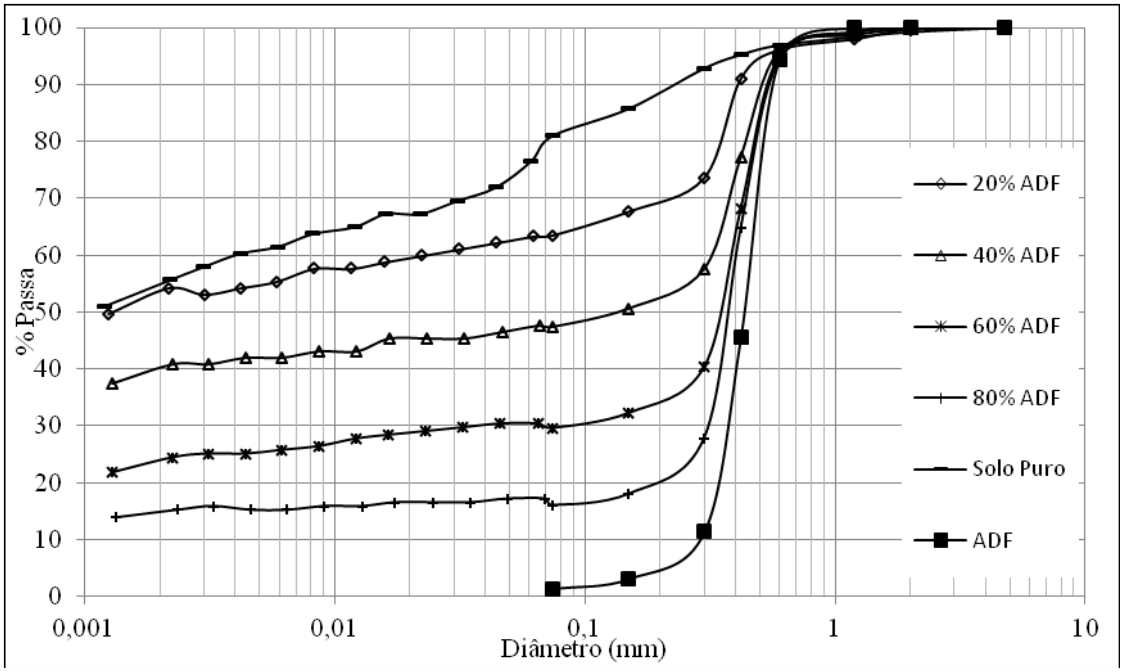


Figura 1: Distribuição granulométrica da mistura de solo + ADF A

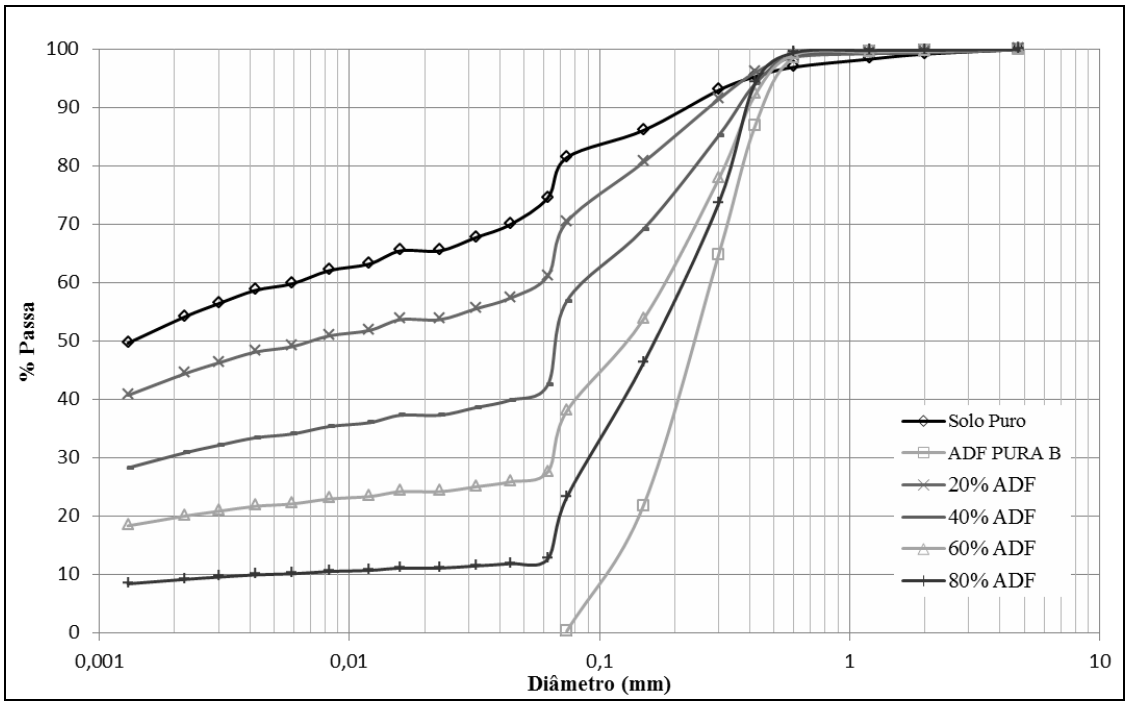


Figura 2: Distribuição granulométrica da mistura de solo + ADF B

A partir do aumento da incorporação das amostras de ADF ocorre uma mudança do comportamento do solo, alterado de material com textura fina (argiloso) para material granular. Este efeito é esperado quando se considera o material utilizado nesta estabilização granulométrica. Comparando as duas amostras de ADF, verifica-se que a amostra A apresenta melhor distribuição dos grãos, o que resulta em curva bem distribuída, menor porosidade e maior resistência mecânica.

A partir dos ensaios de compactação na energia intermediária e massa específica dos sólidos, foi possível a determinação da massa específica aparente seca e umidade ótima do solo e das misturas de solo+ADF (tabela 1).

Tabela 1. Caracterização física das misturas

MATERIAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DAS MISTURAS					
	ADF-B			ADF-A		
	Ys (g/cm^3)	Yd (g/cm^3)	W_{ot} (%)	Ys (g/cm^3)	Yd (g/cm^3)	W_{ot} (%)
SOLO	2,79	1.665	21,9	2,79	1,665	21,9
20% ADF	2,71	1,74	19	2,75	1.735	19,6
40% ADF	2,7	1,84	16,4	2,71	1,865	14,9
60% ADF	2,7	1,952	12,4	2,69	1,975	12,4
80% ADF	2,69	2,015	10,8	2,67	1,892	7,7

O comportamento da massa específica dos sólidos das duas amostras de ADF em estudo foi muito semelhante, apresentando uma redução em relação ao solo puro, ou seja, quanto maior a proporção de ADF, menor foi o valor de Ys obtido.

5.2 Caracterização mecânica das misturas

5.2.1 Ensaios destrutivos e não destrutivos

Com os ensaios de ultrassom foi possível determinar a velocidade do pulso ultrassônico (VPU) a partir da média das leituras realizadas em cada corpo de prova e em cada condição considerada (tabela 2). Para definir parâmetros relacionados ao comportamento mecânico das misturas, determinou-se o coeficiente de rigidez (CLL) através da equação 2 e apresentados na tabela 2.

$$C_{LL} = \rho \times VPU^2 \qquad \text{(equação 2)}$$

Tabela 2. Parâmetros físicos e mecânicos das misturas de solo+ADF

MATERIAL	CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS					
	ADF-A			ADF-B		
	ρ_s (g/cm^3)	VPU_{media} (m/s)	C_{LL} (MPa)	ρ_s (g/cm^3)	VPU_{media} (m/s)	C_{LL} (MPa)
SOLO	2,79	858,81	2057,78	2,79	858,81	2057,78
20% ADF	2,75	1609,61	7124,83	2,71	1067,18	3086,35
40% ADF	2,71	1244,68	4198,44	2,7	885,72	2118,15
60% ADF	2,69	902,32	2190,15	2,7	1514,04	6189,26
80% ADF	2,67	794,39	1684,90	2,69	1130,1	3435,47

Verifica-se que os valores de VPU apresentaram variações não lineares em função da amostra e do teor de ADF. Este comportamento pode ser justificado pelas variações de densidade (ρ). Apesar da densidade dos corpos de prova de solo ser mais alta do que as das misturas, as velocidades não apresentaram comportamento diretamente proporcional. Isto ocorreu devido à presença de maior quantidade de água nos poros do solo puro compactado, fator que aumenta a densidade e atenua a onda ultrassônica, reduzindo a VPU (SARRO et al., 2017).

Devido à correlação direta do coeficiente de rigidez com a VPU e ρ, este parâmetro também apresentou variações significativas. Sendo assim, verifica-se a necessidade de curvas de calibração para viabilizar a determinação e modelos matemáticos representativos deste comportamento não linear. Ferreira et al. (2013) obtiveram valores de C_{LL}=3700 MPa para amostra de solo arenoso compactado com umidade de 10%. Considerando que o solo deste trabalho é argiloso e foi compactado com umidade de 21%, verifica-se que o valor de C_{LL} (2058 MPa), está coerente com a literatura.

5.3 Relações de velocidades do pulso ultrassônico (VPU) entre ADF-A/ ADF-B

Para determinar a viabilidade da aplicação do ensaio de ultrassom na caracterização de amostras de solo+ADF compactado, considerou-se como variáveis a granulometria (teor de ADF) e umidade. A figura 3 apresenta a correlação entre as VPUs obtidas para as misturas de solo+ADF (A e B).

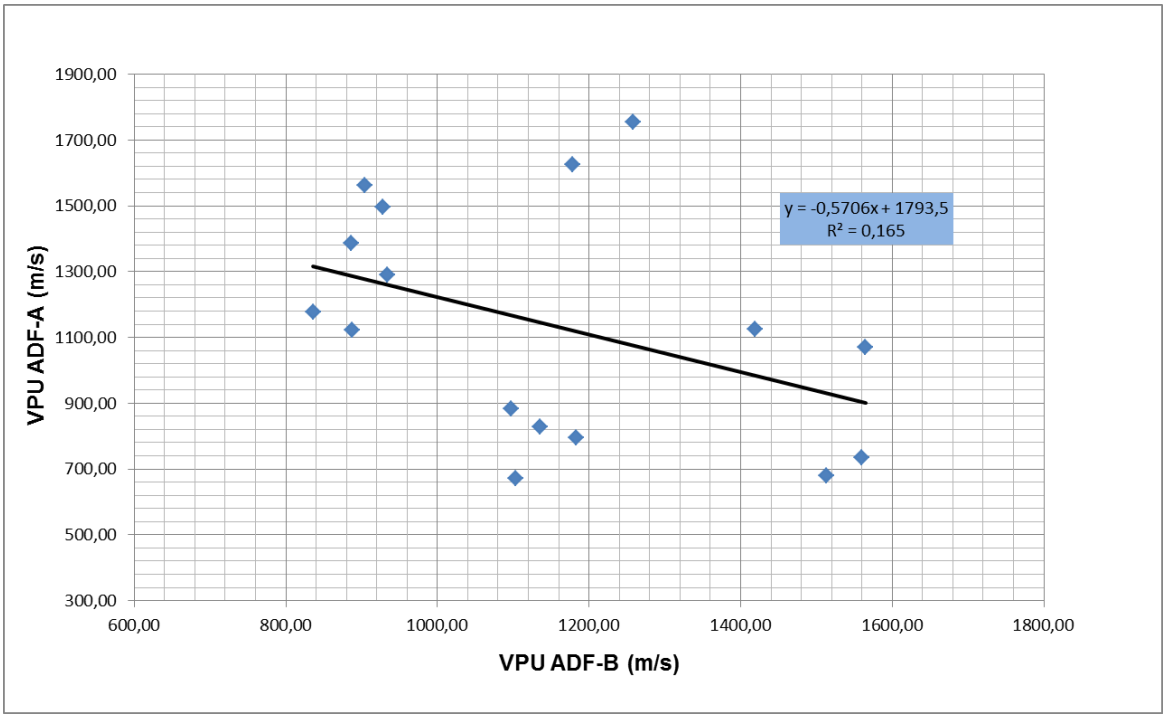


Figura 3: Relação de velocidades das misturas de solo + ADF A e B

O índice de correlação obtido para as duas amostras de ADF foi apenas 0,17, o que indicou baixa correlação entre as misturas. Isto pode ser justificado pelo coeficiente de variação (26,5 %) e desvio padrão total (303 m/s). A amostra ADF-A apresentou valores de VPU maiores do que a ADF-B nos teores de 20% e 40%. Para os demais teores (60% e 80%), a ADF-B apresentou maiores VPUs. Este comportamento explica o baixo índice de correlação, verificando-se que não há uma relação linear entre as duas amostras devido à diferença dos teores de umidade de compactação para cada teor de substituição.

5.4 Associações da VPU x umidade entre ADF-A/ ADF-B

Conforme a análise anterior, onde a umidade se destaca como variável relevante às variações da VPU, verificou-se a necessidade de determinar o coeficiente de correlação entre a VPU e a umidade. As figuras 4 e 5 apresentam, respectivamente, as relações obtidas para as amostras A e B, sendo consideradas as médias das velocidades obtidas a partir das três leituras realizadas em cada corpo de prova.

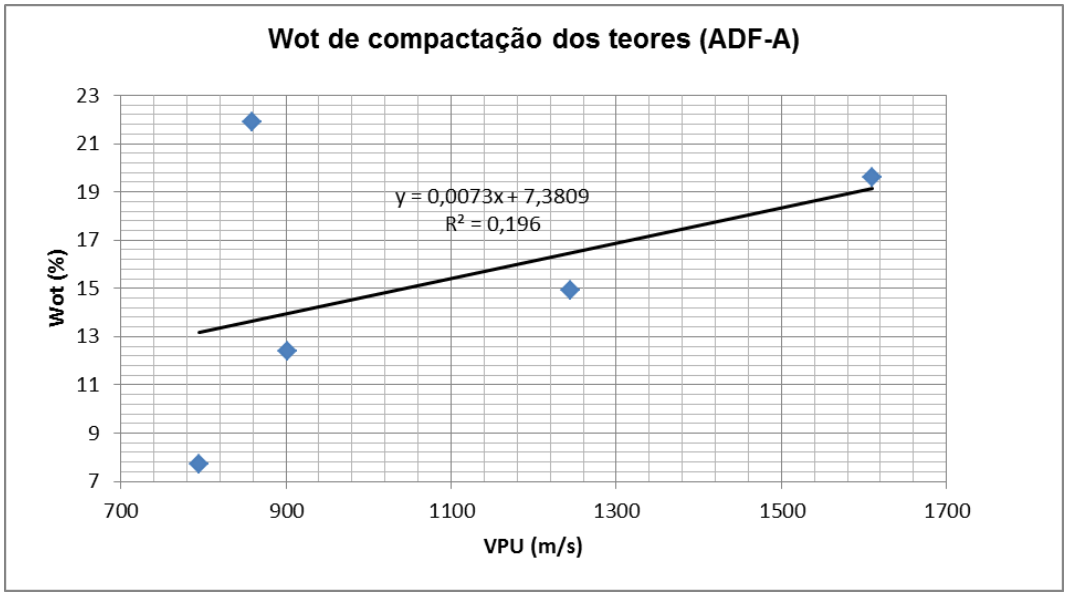


Figura 4: Relação da VPU x umidade para as misturas de solo + ADF-A

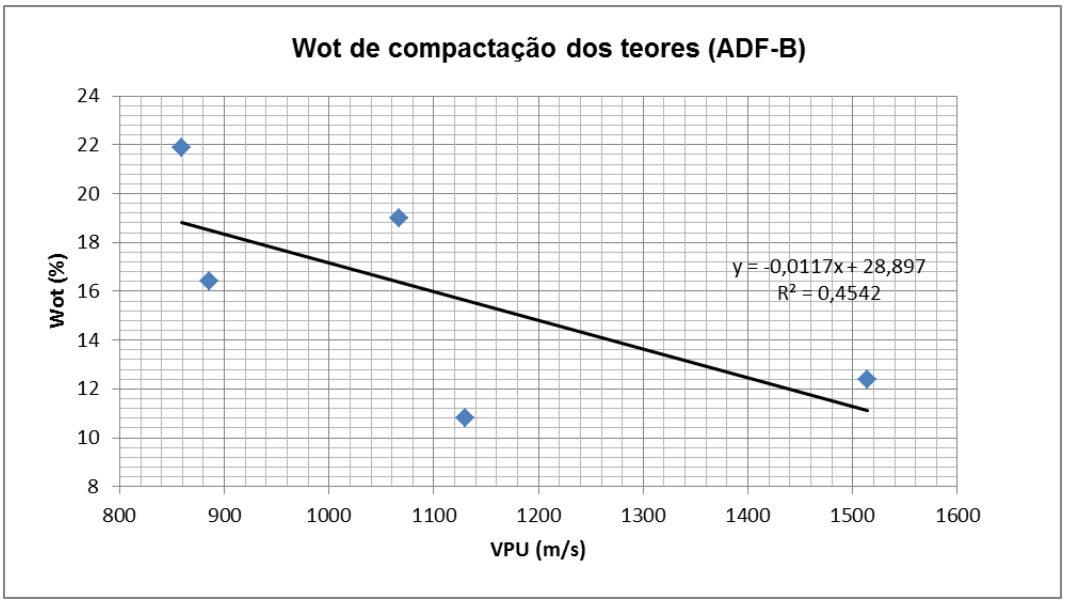


Figura 5: Relação da VPU x umidade para as misturas de solo + ADF-B

O índice de correlação da ADF-B (0,45) foi maior do que da ADF-A, portanto, é possível confirmar que a umidade é uma variável fundamental na caracterização destas misturas com a técnica de ultrassom. Teixeira et al. (2015) também obtiveram resultados semelhantes na pesquisa que realizaram sobre a caracterização de solo laterítico argiloso utilizando ensaios de ultrassom.

As velocidades obtidas para as misturas com a ADF-A, são inversamente proporcionais ao teor de ADF. A mistura de solo + 20% de ADF apresentou os maiores valores de VPU e conforme o aumento da porcentagem de ADF, a VPU diminuiu. Já as misturas de solo + ADF-B, não ocorreram variações nas velocidades nos teores de 20% e 40%, apresentando velocidades semelhantes entre si. O teor de 80% de ADF apresentou menor VPU e o teor de 60% a maior VPU. Este efeito apresentado neste último teor citado pode ser justificado pela maior coesão entre os grãos de solo e ADF, que também pode resultar em maior resistência

mecânica.

5.5 Relação entre Resistência à Compressão Simples e VPU

As figuras 6 e 7 apresentam, respectivamente, a correlação entre a VPU e RCS das misturas de solo e ADF (A e B).

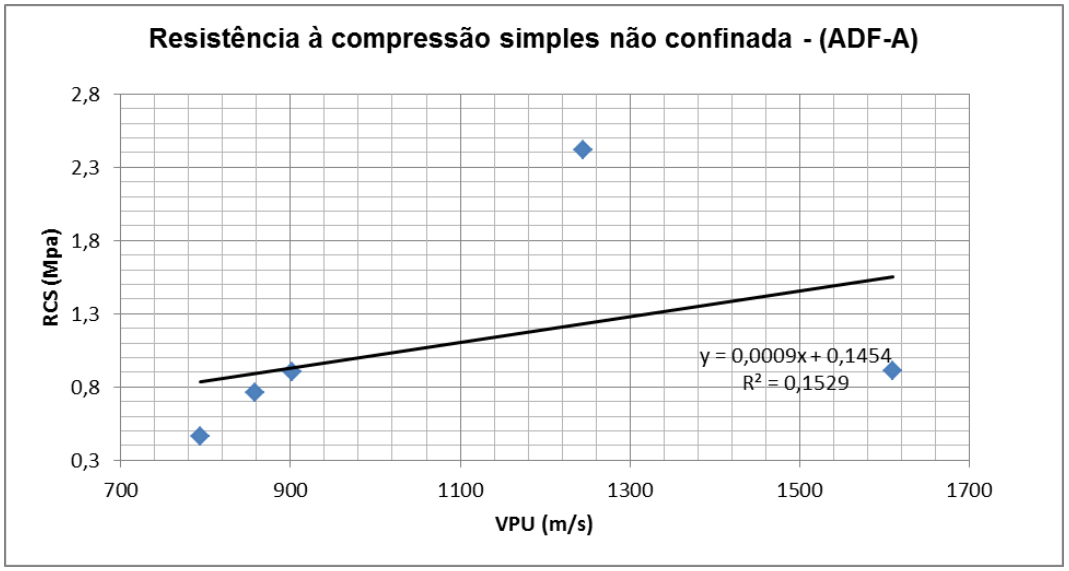


Figura 6: Relação da VPU x RCS para as misturas de solo + ADF-A

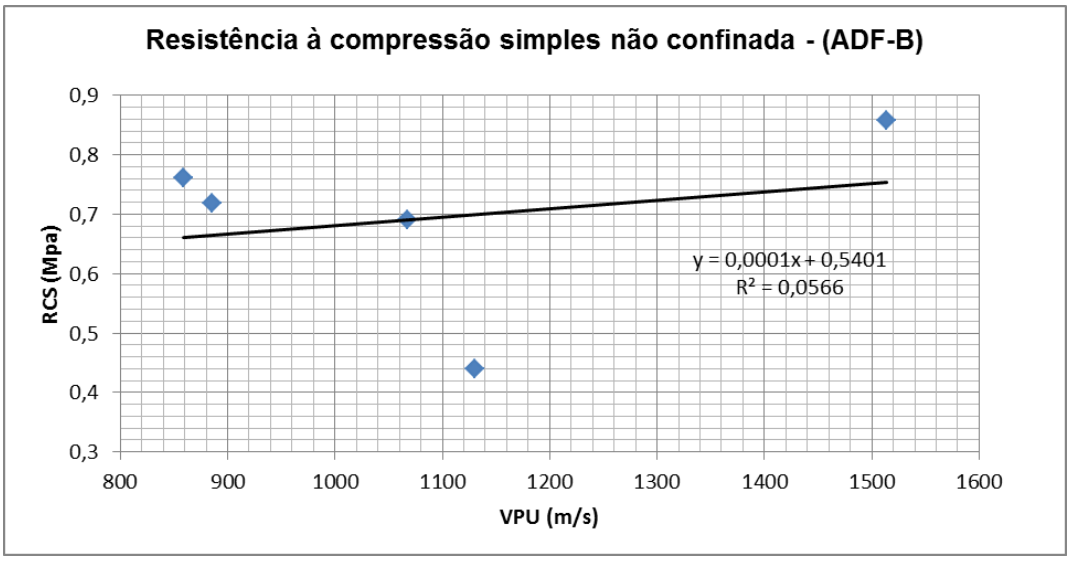


Figura 7: Relação da VPU x RCS para as misturas de solo + ADF-B

Ao verificar a relação entre VPU e RCS obteve-se índices de correlação baixos, respectivamente, 0,15 e 0,06 para as amostras A e B. Estes valores indicam mais uma vez que o teor de umidade, o qual varia conforme o teor de ADF, interfere consideravelmente no comportamento mecânico do solo e também na VPU. Deve-se ressaltar que a umidade está diretamente relacionada com a energia de compactação, o que resulta em igual comportamento para a VPU. Estudo anterior indicou que tal comportamento também pode estar relacionado com a variação da coesão e ângulo de atrito do solo (TEIXEIRA, 2014).

Os resultados deste trabalho indicam que cada amostra de ADF apresenta variações de resistência distintas, o que não é retratado na VPU. Portanto, o ensaio de ultrassom consegue identificar alterações na microestrutura das misturas compactadas que não refletem diretamente na resistência mecânica.

Klinsky (2013) realizou ensaios de compressão em corpos de prova de solo+ADF e identificou a redução da resistência com o aumento do teor de ADF, o que corrobora os resultados apresentados neste trabalho.

Apesar das diferenças de valores, as duas amostras de ADF apresentaram aumento da resistência até o teor de 60%. Portanto, este valor representa a porcentagem máxima de substituição do solo por ADF.

6. CONCLUSÕES

A correlação entre a VPU e RCS não apresentam comportamento linear, o qual pode ser explicado por alterações na microestrutura do material. Estas alterações são identificadas apenas pelo ensaio de ultrassom, não refletindo diretamente na resistência mecânica. Estudos mais aprofundados estão sendo realizados para estabelecer modelos matemáticos representativos desta correlação.

A incorporação de ADF (A e B) até o teor de 60% aumenta a resistência mecânica das misturas, quando comparadas com o solo puro.

O ensaio de ultrassom pode ser aplicado para caracterizar misturas de solo+ADF desde que considere os efeitos da umidade de compactação. Este efeito pode ser reduzido após a estabilização da umidade com o ambiente.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT (1984d) *NBR 7181 – Solo – Análise Granulométrica - Apresentação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1986a) *NBR 6457 – Amostra de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização - Apresentação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1986b) *NBR 7182 – Solo – Ensaios de compactação - Apresentação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1984e) *NBR 12770 – Solo Coesivo – Determinação da resistência não confinada - Apresentação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

ABNT (1984) *NBR 6508 – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica - Apresentação*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

Bandeira, R. F. Estudo da correlação entre resistência mecânica e velocidade ultrassônica para um material terroso. *Dissertação de Mestrado*. – Belo Horizonte: Escola de Arquitetura, Universidade Federal de Minas Gerais, 2009.

Bucur, V. Acoustics of Wood. *New York: Editora Springer Verlage*, 2006.

Cardoso, S. M.; Assim, G. M. Caracterização física e mecânica de misturas de solos com areia descartada de fundição a partir da técnica de ultrassom. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Estadual de Campinas – SP, 2016

Ferreira, G. C. S.; Sarro, W. S.; Hoffman, M.; Gonçalves, R. Influência das camadas de compactação em inspeções de painéis monolíticos de solo-cimento por ultrassom. In: *18 Congresso Nacional de Ensaios Não destrutivos e de Inspeção*, 2014, São Paulo: ABENDI, 2014. v. 1. p. 1-10.

Ferri, S. *Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos* (2013). Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, p.331.

Giacon JR., M.; Gonçalves, R.; Amalfi, G.; Soriano, J. (2010). Coeficiente de Poisson do concreto determinado por meio de ensaio de ultrassom. In: *Congresso Latino americano y del Caribe de Ingeniería Agrícola*,

Vitória. Anais do CLIA 2010. Jaboticabal: SBEA, 2010. v. p. 1-10.

Hoffman, V. M.; Gonçalves, R. Análise da qualidade da taipa de pilão por meio de ondas ultrassônicas. – Campo Grande, UFMS: [s.n.], 2010.

Klinsky, L. M. G.; Fabbri, G. T. P., 2009. Reaproveitamento da areia de fundição como material de base e sub-base de pavimentos flexíveis. In: *Revista Transportes, XVII*, p. 36-45.

Klinsky, L. M. G. Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição residual em camadas de pavimentos. (2013). Doutorado em Engenharia Civil – Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, p. 279.

Milani, A. P. S. Avaliação física, mecânica e térmica do material solo cimento com cinza de arroz e seu desempenho como parede monolítica (*Tese Doutorado*) – Campinas: Faculdade de Engenharia Agrícola, Universidade Estadual de Campinas, 2008.

Sarro, W. S.; Ferreira, G. C. S.; Galetto, A. Técnica de ultrassom aplicada na inspeção de edificações construídas em solo compactado. In: *57º Congresso Brasileiro do Concreto – Ibracon*. ISSN: 2175-8182, Bonito – Ms, 2015.

Sarro, W. S.; Ferreira, G. C. S.; Cardoso, S. M.; Assis, G. M. Influência dos transdutores no ensaio de ultrassom aplicado a solo compactado. In: *14ª Conferência sobre Tecnologias de Equipamentos – COTEQ*, Barra da Tijuca – RJ, 2017.

Teixeira, I.; Takeda, M. C.; Ferreira, G. C. S.; Paiva, C. E. L. (2012). Estabilização granulométrica de um solo laterítico argiloso através da incorporação de areia descartada de fundição. In: *XXVI Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes, ANPET*, Joinville – SC, p. 11.

Teixeira, I. *Estabilização de um solo laterítico argiloso para utilização como camada de pavimento*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2014.

Teixeira, I.; Sarro, W. S.; Cardoso, S. M.; Assis, G. M.; Ferreira, G. C. S. Influência da granulometria e da umidade nas propriedades de solos a partir de ensaios destrutivos e não destrutivos. In: *29º Congresso Nacional de Pesquisa em Transportes da ANPET*, 2015.