

REVISTA

ABRV

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO



PAVIMENTAÇÃO

ANO XIV • N.º 50 • 2021 • WWW.ABPV.ORG.BR • ISSN 1809-1865

Análise mecânica-empírica de um pavimento flexível em função do fenômeno de fadiga de misturas asfálticas

Cássio Alberto Teoro do Carmo, Geraldo Luciano de Oliveira Marques, Gêssica Soares Pereira, Paulo Roberto Borges

Caracterização de mistura asfáltica ensacada para utilização em rodovias federais

Alana Grochowalski Araujo, Mario Sergio de Souza Almeida, Weiner Gustavo Silva Costa, Jamille Freitas Fiuza, Cleidson Carneiro Guimarães

Aprimoramento de simulador de cargas de tráfego do Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP

Gabriel Orquizas Mattiello Pedroso, Gabriel Ramos, Clever Aparecido Valentin, Jefferson Lins da Silva

Aspectos gerais da geotecnia do estado do Acre com ênfase em pavimentação rodoviária

Victor Hugo Rodrigues Barbosa, Antônio Carlos Rodrigues Guimarães, Maria Esther Soares Marques

ANÁLISE MECÂNICA-EMPIRICA DE UM PAVIMENTO FLEXÍVEL EM FUNÇÃO DO FENÔMENO DE FADIGA DE MISTURAS ASFÁLTICAS

MECHANICAL-EMPIRICAL ANALYSIS OF A FLEXIBLE PAVEMENT AS A FUNCTION OF THE FATIGUE PHENOMENON OF ASPHALT MIXTURES

Cássio Alberto Teoro do Carmo¹, Geraldo Luciano de Oliveira Marques², Gêssica Soares Pereira³, Paulo Roberto Borges⁴

¹Universidade Federal de Viçosa (UFV), Huesker Ltda.. cassiocarmo@gmail.com.

²Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF). geraldo.marques@ufjf.edu.br

³Universidade Federal de Viçosa (UFV). gessicasoares.p@gmail.com

⁴Universidade Federal de São João Del Rei (UFSJ). paroborges@yahoo.com.br

Recebido:

17 de dezembro de 2020

Aceito para publicação:

08 de fevereiro de 2021

Publicado:

30 de março de 2021

Editor de área:

Antônio C. R. Guimarães

Palavras-chaves:

Misturas Asfálticas.
Ensaio Mecânico de Laboratório.
Análise Mecânica-empírica.
Vida de Fadiga.

Keywords:

Asphaltic Mixtures. Laboratory
Mechanical Testing.
Mechanistic-empirical Analysis.
Fatigue Life

DOI.ORG/10.29327/235171.1.50-1



RESUMO

Esta pesquisa teve por objetivo avaliar a vida de fadiga de quatro misturas asfálticas à quente nos seus respectivos teores de projeto de ligante asfáltico, sendo duas enquadradas na faixa granulométrica C (capa asfáltica) e duas na faixa granulométrica B (binder) da especificação de serviço do DNIT para concretos betuminosos usinados a quente. O programa experimental desenvolvido combinou um ligante asfáltico (CAP 50/70), uma composição de agregados minerais de origem gnáissica, dois métodos de dosagem (Marshall e Superpave) e os ensaios de estabilidade e fluência Marshall, módulo de resiliência (MR), resistência à tração por compressão diametral (RT) e fadiga por compressão diametral à tensão controlada. Os parâmetros das misturas asfálticas resultantes foram aplicados na estrutura do pavimento flexível analisado pelo software Mechanistic Empirical Pavement Analysis and Design Software (*me-PADS v1.1*), visando a obtenção das respostas estruturais referentes às deformações na superfície desse pavimento e as tensões nas fibras inferiores das camadas asfálticas. Dos resultados obtidos, conclui-se que as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave apresentaram melhor desempenho em fadiga do que as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall, e que ao serem combinados os fatores: método de dosagem Superpave, adequados teores de projeto de ligante asfáltico e agregados de granulometria mais densa – obtêm-se misturas asfálticas com melhores resultados de vida em fadiga.

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate the fatigue life of four hot-mix asphalt in their respective asphalt binder design content, two being classified in the gradation range C (asphalt layer) and two in the gradation range B (binder) of the service specification of DNIT for hot-bituminous concretes. The experimental program developed combined an asphalt binder (CAP 50/70), a composition of mineral aggregates of gneiss formation, two dosing methods (Marshall and Superpave) and the Stability and Marshall Fluency, resilience modulus (MR), tensile strength testing by diametral compression (RT) and diametral compression fatigue to the controlled tension. The parameters of the resulting asphalt mixtures were applied in the flexible pavement structure analyzed by the software Mechanistic Empirical Pavement Analysis and Design Software (*me-PADS v1.1*), aiming to obtain the structural responses concerning the deformations in the surface of that pavement and the tensions in the fibers asphaltic layers. From the results obtained, it was concluded that the asphalt mixtures dosed by the Superpave method presented better performance in fatigue than the asphalt mixtures dosed by the Marshall method, and that when the factors are combined: Superpave dosage method, suitable asphalt binder and denser aggregates - better fatigue life results are obtained.

1. INTRODUÇÃO

No Brasil, o trincamento por fadiga é um dos principais problemas observados nos revestimentos asfálticos de pavimentos flexíveis. De acordo com Fritzen e Motta (2016), esse fenômeno tem uma natureza complexa e pode estar relacionado a vários fatores, tais como: (i) escolha dos materiais, (ii) efeitos climáticos, e (iii) características do tráfego e da estrutura do pavimento. Segundo Mashaan et al. (2014), o projeto de misturas asfálticas deve envolver a seleção e dosagem de materiais para se obter as propriedades desejadas, fornecendo uma resposta estrutural condizente com as solicitações do tráfego e climáticas.

As solicitações do tráfego englobam: (i) magnitude do carregamento; (ii) tipo de carregamento; (iii) frequência, duração e intervalo de tempo entre aplicações sucessivas do carregamento; (iv) tipos de tensões e (v) forma do carregamento (AL-QADI; NASSAR, 2003). Já as solicitações climáticas referem-se a: (i) temperatura; e (ii) umidade. Segundo Modarres e Hamedí (2014), as trincas por fadiga ocorrem principalmente em temperaturas médias e baixas, pois a redução da temperatura aumenta a rigidez do ligante asfáltico e, nessas temperaturas, a mistura asfáltica tende a se comportar como um material frágil. No Brasil, os procedimentos de ensaio de fadiga propõem analisar as respostas à fadiga da mistura asfáltica a temperatura de 25oC (ME-135, DNIT, 2018).

Segundo Moghadas Nejad, Aflaki e Mohammadi (2010), o aumento da temperatura no ensaio de fadiga por tração indireta diminuirá o módulo de rigidez e conseqüentemente a vida de fadiga da mistura asfáltica. Estes autores afirmam que essa tendência é independente da granulometria do agregado e do teor de asfalto que compõem a mistura asfáltica. Moghaddam, Karim e Abdelaziz (2011) observaram que misturas asfálticas com granulometria aberta e maior teor de ligante asfáltico apresentaram menor vida de fadiga, embora a granulometria aberta seja um ponto positivo para o desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas a quente. Por outro lado, misturas asfálticas de granulometrias densas têm melhor desempenho em fadiga, sendo que o efeito da granulometria na vida de fadiga é mais importante do que o teor de ligante da mistura asfáltica (MOGHADAS NEJAD; AFLAKI; MOHAMMADI, 2010).

Outro fator que também afeta o desempenho das misturas asfálticas é o processo de compactação. Wu, Liu e Sun (2018) destacam que os equipamentos utilizados para a dosagem de misturas asfálticas pelo método Marshall são mais baratos que os utilizados para a dosagem pelo método Superpave. Estudos mostram que a compactação por impacto (Marshall) não é realista em comparação com a compactação giratória do procedimento Superpave, que simula de forma mais adequada as condições de compactação no campo (PÉREZ-JIMÉNEZ et al., 2014; AL-MISTAREHI, 2014).

Braz; Lopes; Motta (2004), utilizaram a tomografia para analisar ensaios de fadiga de misturas asfálticas, indicando que o caminhamento de trincas se ramifica dependendo da granulometria dos agregados, entre outros fatores.

Nascimento; Leite; Marques e Motta (2007) avaliaram por tomografia corpos de prova de misturas asfálticas preparadas com o compactador Mashall e com o giratório, bem como retirados de pistas. Mostram que a estrutura do esqueleto mineral obtida na compactação giratória se aproxima muito mais da obtida pela compactação em campo do que a da compactação Marshall.

Pesquisas realizadas por Karimi, Goulias e Schwartz (2012), Jitsangiam, Chindaprasirt e Nikraz (2013), Han, Wei e Zhang (2016) indicam que o método de dosagem Superpave produz misturas asfálticas com menores teores de ligante asfáltico em relação àquelas dosadas pelo método Marshall, porém essas últimas atingiram mais dificilmente a densidade de projeto na compactação em campo, o que pode gerar problemas de durabilidade, como o trincamento prematuro.

Para Melo e Trichês (2016), o ligante asfáltico e o agregado exercem papel fundamental no comportamento mecânico de misturas asfálticas: o ligante asfáltico, como resultado de sua consistência e reologia e o agregado em decorrência das forças de atrito internas entre suas partículas.

Vasconcelos (2004) realizou ensaios para a determinação da vida de fadiga de misturas asfálticas com diferente granulometrias e métodos de dosagem, nos quais se verificou uma tendência de maior vida de fadiga das misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave com relação às misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall, atribuindo este fato a distribuição granulométrica dos agregados e também ao processo de envelhecimento de curto prazo. Observou-se, ainda, que os teores de projeto de ligante asfáltico das misturas dosadas pelo método Superpave foram maiores que os das misturas asfálticas dosadas pelo método Mashall. A autora investigou os parâmetros que influenciaram estes resultados, atribuindo o aumento no teor de projeto de ligante asfáltico à forma como a Densidade Máxima Teórica (DMT) foi determinada, através da ponderação das densidades reais dos materiais constituintes (sendo influenciadas, principalmente, pela granulometria da mistura, quando comparadas misturas contínuas e descontínuas), bem como ao processo de compactação empregado.

De acordo com Pinto (1991), os ensaios de fadiga por compressão diametral em amostras asfálticas são realizados sob deformação controlada (DC) ou tensão controlada (TC). No ensaio à deformação controlada, o critério de fadiga não está condicionado à ruptura completa do corpo de prova, mas ao número de solicitações capaz de reduzir a carga necessária em 40 a 50% da carga inicial para manter a deformação constante ou reduzir a rigidez inicial da amostra a um valor determinado previamente. No ensaio de fadiga com tensão controlada (TC), o critério de fadiga está associado à ruptura do corpo de prova, onde a carga aplicada é mantida constante e as deformações aumentam no decorrer do ensaio. Arabani e Mirabdolazimi (2011), Alatas et al. (2012) e Mashaan et al. (2014) ressaltaram a simplicidade e eficiência do ensaio de fadiga baseado no método de compressão diametral com tensão controlada.

O módulo de resiliência (MR) da mistura asfáltica está relacionado à rigidez da estrutura. As misturas asfálticas com módulos de resiliência elevados induzem a altos valores de resistência à tração (RT), devido à concentração de esforços no interior da mistura asfáltica. Segundo Bock et al. (2009) e Mendes e Marques (2012), a relação entre MR e RT indica a compatibilidade entre a rigidez e a resistência à tração da mistura asfáltica. Alguns pesquisadores acreditam que menores valores da relação MR/RT resultem em misturas com maior vida de fadiga. Leite et al. (2000) e Pinheiro, Soares e Leite (2003) sugerem que misturas asfálticas com relação MR/RT da ordem de 3000 apresentam um bom comportamento estrutural, em razão da flexibilidade aliada à resistência à tração e, portanto, maior vida de fadiga.

Diante do exposto, o objetivo dessa pesquisa foi avaliar a vida de fadiga de quatro misturas asfálticas a quente nos seus respectivos teores de projeto de ligante asfáltico, sendo duas enquadradas na faixa granulométrica C e duas na faixa granulométrica B da especificação de serviço ES-031 (DNIT, 2006). Para tanto, foram realizados ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração por compressão diametral e fadiga por compressão diametral com tensão controlada (TC) em corpos de prova das quatro misturas asfálticas dosadas segundo os métodos Marshall e Superpave. A análise mecanística-empírica de um pavimento flexível adotado, sob condições específicas de carregamento, foi realizada através do software *me-PADS (Mechanistic Empirical Pavement Analysis and Design Software)*.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1. Materiais

Nesta pesquisa utilizaram-se os agregados minerais (brita 1, brita 0 e pó de pedra), de formação gnáissica de jazida localizada na Microrregião de Viçosa, Estado de Minas Gerais, Brasil.

O cimento asfáltico de petróleo convencional (CAP 50/70) foi fornecido por uma empresa privada e oriundo da Refinaria Gabriel Passos (REGAP), localizada no Município de Betim, Estado de Minas Gerais, Brasil.

2.2. Métodos

2.2.1. Análise granulométrica dos agregados minerais

As análises granulométricas dos agregados minerais graúdos e miúdos foram determinadas conforme o método de ensaio ME-083 (DNER, 1998), e se enquadraram na especificação de serviço ES-031 (DNIT, 2006) para as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall, enquanto que para as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave foram adotadas as seguintes normas técnicas: AS-95-003 (FHWA, 1994), A-407 (SHRP, 1994) e R 35 (AASHTO, 2014).

Na Figura 1, têm-se as curvas granulométricas da faixa de serviço C, para as misturas asfálticas 1 e 3, e na Figura 2 são apresentadas as curvas granulométricas da faixa de serviço B, para as misturas asfálticas 2 e 4.

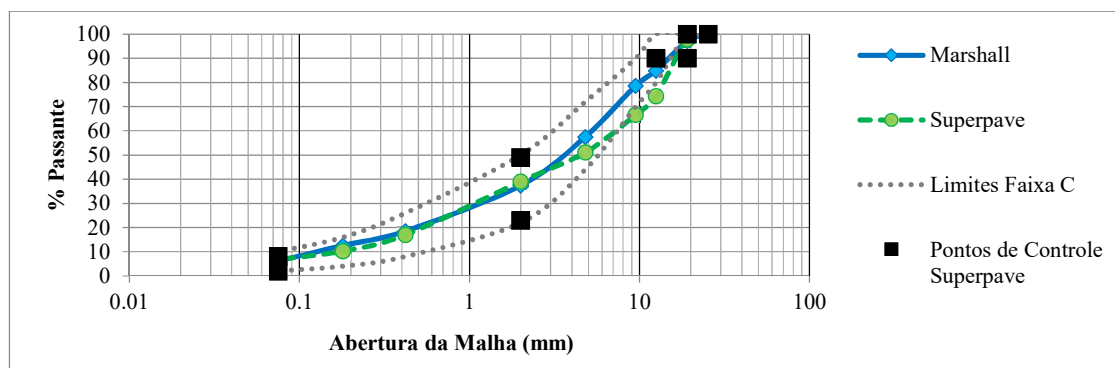


Figura 1: Curvas granulométricas estudadas para a faixa granulométrica C para as misturas asfálticas 1 e 3.

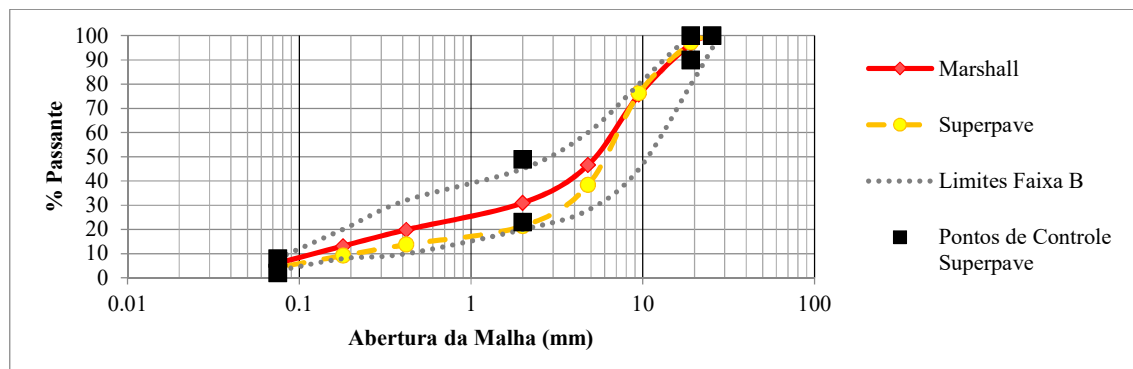


Figura 2: Curvas granulométricas estudadas para a faixa granulométrica B para as misturas asfálticas 2 e 4.

2.2.2. *Dosagem de misturas asfálticas*

Nesta pesquisa utilizaram-se quatro composições granulométricas contínuas para as misturas asfálticas densas de projeto, sendo duas enquadradas na faixa granulométrica C e duas na faixa granulométrica B, da especificação de serviço ES-031 (DNIT, 2006). As misturas asfálticas das composições granulométricas 1 e 2 foram dosadas pelo método Marshall, conforme o método de ensaio D6926 (ASTM, 2016), e inserem-se nas faixas granulométricas C e B, respectivamente. As composições granulométricas das misturas asfálticas 3 e 4 foram dosadas pelo método Superpave (Nível 1), com envelhecimento de 2 horas, conforme as recomendações AS-95-003 (FHWA, 1994), A-407 (SHRP, 1994) e R 35 (AASHTO, 2014), e, também, estão inseridas nas faixas granulométricas C e B, respectivamente, de modo que as composições granulométricas atendem ao critério estabelecido nas normas técnicas supracitadas quanto ao tamanho nominal máximo (TNM) de 19,0mm.

2.2.3. *Moldagem dos corpos de prova*

Os corpos de prova das misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall foram moldados segundo o procedimento de ensaio D6926 (ASTM, 2016), utilizando-se 75 golpes por face no compactador Marshall, já para atendimento ao método de dosagem Superpave, os corpos de prova foram moldados conforme o procedimento de ensaio R 35 (AASHTO, 2014), aplicando-se 100 giros no compactador giratório Superpave.

2.2.4. *Propriedades mecânicas dos corpos de prova*

2.2.4.1. *Estabilidade e fluência Marshall*

Foram realizados ensaios de laboratório para a determinação das propriedades mecânicas Estabilidade e Fluência Marshall de corpos de provas de misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave, conforme recomendações do método de ensaio D6927 (ASTM, 2015).

2.2.4.2. *Módulo de resiliência*

Foram realizados ensaios de laboratório para a determinação dos módulos de resiliência de corpos de prova das misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave, conforme recomendações do método de ensaio ME 135 (DNIT, 2018) e D7369 (ASTM, 2011).

2.2.4.3. *Ensaio de resistência à tração por compressão diametral*

Foram realizados ensaios de resistência à tração por compressão diametral (RT) em corpos de provas das misturas asfálticas analisadas e dosadas pelos métodos Marshall e Superpave de acordo com os métodos de ensaio ME 136 (DNIT, 2018) e D6931 (ASTM, 2017), sendo as rupturas desses corpos de prova feitas à velocidade recomendada no ensaio Marshall (0,83 mm/s).

2.2.4.4. *Ensaio de fadiga por compressão diametral*

Foram realizados ensaios de laboratório para a determinação de valores de fadiga por compressão diametral com tensão controlada de corpos de prova das misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall e Superpave, aplicando-se carregamentos de 15%, 20%, 25%, 30%, 35% e 40% da tensão de ruptura do corpo de prova obtido no ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT), e em conformidade com o método de ensaio ME 183 (DNIT, 2018).

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Parâmetros volumétricos das dosagens Marshall e Superpave

Na Tabela 1 são apresentados os parâmetros volumétricos das misturas asfálticas analisadas em seus respectivos teores de projeto de ligante asfáltico, além das propriedades mecânicas de estabilidade e fluência Marshall.

Observa-se que o teor de projeto de ligante asfáltico da mistura asfáltica da faixa granulométrica C obtido pela dosagem Marshall é maior do que o obtido pela dosagem Superpave. Já para as misturas asfálticas que se enquadraram na faixa granulométrica B, o teor de ligante asfáltico dosado pelo método Superpave foi maior do que o obtido pelo método Marshall (4,2% na dosagem Marshall e 4,85% na dosagem Superpave), corroborando os achados de Vasconcelos (2004) que também obteve maiores valores de teores de projeto para as misturas dosadas pelo método Superpave.

É consenso na literatura técnica que o método de dosagem e a energia de compactação influenciam o teor de projeto da mistura asfáltica. Neste estudo, esta assertiva também foi constatada. Porém, os resultados dos ensaios de caracterização volumétrica evidenciaram também que a distribuição granulométrica dos agregados influencia os valores de teor de projeto de ligante asfáltico, consoante com os resultados obtidos por Vasconcelos (2004) quando esta autora afirma que a forma como é determinada a DMT interfere no aumento do teor de projeto, principalmente quando são comparadas misturas contínuas e descontínuas.

Tabela 1: Parâmetros volumétricos e propriedades mecânicas de corpos de prova moldados das misturas asfálticas analisadas.

Parâmetros	Valores de referência - ES-031 (DNIT, 2006b)		Mistura asfáltica 1	Mistura asfáltica 2	Mistura asfáltica 3	Mistura asfáltica 4
	C	B	C	B	C	B
Método de dosagem	-		Marshall		Superpave	
Envelhecimento de Curto Prazo	-		NA		2 horas	
Faixa granulométrica	C	B	C	B	C	B
Diâmetro Nominal Máximo do Agregado	-		12,5mm	25,4mm	12,5mm	25,4mm
Teor de projeto de ligante asfáltico (%)	-		4,70	4,20	4,60	4,85
V _v (%)	3 a 5	4 a 6	4,19	4,49	4,28	4,75
RBV (%)	75 a 82	65 a 72	75,99	70,39	75,14	71,43
VAM (%)	-		15,23	14,71	15,55	16,48
Estabilidade (kgf)	>500		524,45	535,34	867,68	854,93
Fluência (mm)	-		3,50	1,20	4,81	4,70
Massa específica aparente (g/cm ³)	-		2,478	2,480	2,473	2,458
DMT (g/cm ³)	-		2,572	2,593	-	-
Gmm (g/cm ³)	-		-	-	2,588	2,569

*Em que: NA: Não Aplicável; V_v: volume de vazios; RBV: Relação Betume Vazios; VAM: Vazios do Agregado Mineral; DMT: Densidade Máxima Teórica; Gmm: Densidade Máxima Medida da Mistura

Através da análise dos valores dos parâmetros de estabilidade e fluência Marshall apresentados na Tabela 1 percebeu-se uma indicação subjetiva da rigidez da mistura asfáltica. Verificou-se que as misturas

asfálticas compactadas por amassamento apresentaram maiores valores de fluência e estabilidade Marshall, fato também observado por Gouveia, Fernandes JR e Soares (2007), que afirmam que a estabilidade Marshall varia conforme a energia de compactação aplicada, ou seja, maiores energias de compactação foram responsáveis por maiores valores desses parâmetros.

3.2. Ensaio de Módulos de Resiliência e Resistências à Tração por Compressão Diametral.

Na Tabela 2, são apresentados os valores médios dos módulos de resiliência (MR) e resistência à tração por compressão diametral (RT) obtidos dos corpos de prova das misturas asfálticas analisadas em função dos teores de projeto de ligante asfáltico, e as respectivas relações MR/RT.

Observa-se na Tabela 2 que, a despeito do fato de as composições asfálticas 1 e 3 apresentarem distribuições granulométricas semelhantes entre si (faixa granulométrica C) e as composições asfálticas 2 e 4 também apresentarem distribuições granulométricas semelhantes entre si (faixa granulométrica B), as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave (composições asfálticas 3 e 4) apresentaram maiores valores de módulo de resiliência, evidenciando que, para as particularidades desta pesquisa, os corpos de prova resultantes da dosagem e compactação Superpave foram mais rígidos do que os corpos de prova dosados pelo método Marshall, para todos os valores do teor de projeto de ligante asfáltico, este fato poder estar relacionado com o processo de compactação e o período de envelhecimento que é recomendado no método Superpave.

Tabela 2: Valores médios de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral e a relação MR/RT para os corpos de prova das misturas asfálticas analisadas.

Parâmetro	Mistura asfáltica 1	Mistura asfáltica 2	Mistura asfáltica 3	Mistura asfáltica 4
Método de dosagem	Marshall		Superpave	
Envelhecimento de Curto Prazo	NA		2 horas	
Faixa granulométrica	C	B	C	B
Diâmetro Nominal Máximo do Agregado	12,5mm	25,4mm	12,5mm	25,4mm
Teor de projeto de ligante asfáltico (%)	4,70	4,20	4,60	4,85
Módulo de resiliência, MR (MPa)	4073	3947	6673	5340
Resistência à tração, RT (MPa)	1,49	1,33	1,92	1,42
Relação MR / RT	2734	2968	3479	3760

Portanto, os valores de módulo de resiliência (MR) das misturas asfálticas avaliadas foram predominantemente influenciados pelo método de dosagem, mesmo considerando-se distribuições granulométricas semelhantes, isto porque o método de dosagem Superpave considera o envelhecimento de curto prazo de 2 horas em seu método, o que não ocorre com o método Marshall. Os resultados médios de MR dos corpos de prova moldados pelo compactador giratório Superpave superiores (63,8% na faixa granulométrica C e 35,3% na faixa granulométrica B) em relação aos resultados obtidos para os corpos de prova moldados pelo compactador Marshall.

Com relação aos valores de resistência à tração por compressão diametral (RT) das misturas asfálticas analisadas, estas também foram influenciadas fortemente pelo método de dosagem, mesmo considerando-se distribuições granulométricas semelhantes. Os valores médios de RT dos corpos de prova moldados pelo compactador giratório Superpave superiores (29% na faixa granulométrica C e 7% na faixa granulométrica

B) em relação aos resultados obtidos para os corpos de prova moldados pelo compactador Marshall. Assim, os valores médios de MR/RT dos corpos de prova moldados pelo compactador Superpave resultam 27% superiores (em ambas as faixas granulométricas C e B) em relação aos resultados obtidos para os corpos de prova moldados pelo compactador Marshall.

Como indica a compatibilidade entre rigidez e resistência à tração da mistura asfáltica, esta relação vem sendo usada como um indicador de vida de fadiga, sendo mais desejável um valor pequeno da razão (MR/RT), já que, com frequência, busca-se, baixa rigidez para evitar elevada absorção de tensões que levem ao trincamento prematuro do revestimento, e alta resistência à tração que é associada a uma maior resistência à fadiga.

3.3. Ensaios de Fadiga por Compressão Diametral à Tensão Controlada

Na Figura 3 são apresentados os resultados das curvas de fadiga, expressos em número de repetições versus diferença de tensões, para as misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave.

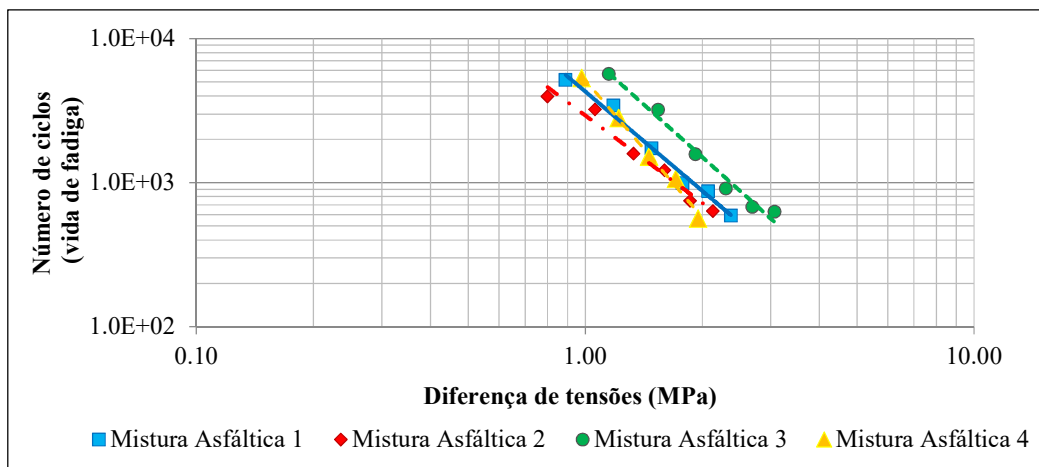


Figura 3: Curva de fadiga das misturas asfálticas analisadas em função da diferença de tensões ($\Delta\sigma$).

Na Tabela 3, estão apresentadas as constantes “ k_1 e k_2 ” obtidas na regressão linear das curvas de fadiga para o modelo apresentado na Equação 1 referentes às misturas asfálticas analisadas.

$$VF = k_1 * \Delta\sigma^{k_2} \quad (1)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_x - \sigma_z \quad (2)$$

Em que:

VF: número de ciclos de vida em fadiga;

$\Delta\sigma$: diferença de tensões (MPa);

σ_x : σ_h : tensão horizontal;

σ_z : σ_v : tensão vertical;

k_1 e k_2 : constantes obtidas na regressão linear.

Tabela 3: Parâmetros das curvas de fadiga das misturas asfálticas analisadas.

Parâmetro		Mistura asfáltica 1	Mistura asfáltica 2	Mistura asfáltica 3	Mistura asfáltica 4
Método de dosagem		Marshall		Superpave	
Envelhecimento de Curto Prazo		NA		2 horas	
Faixa granulométrica		C	B	C	B
Diâmetro Nominal Máximo do Agregado		12,5mm	25,4mm	12,5mm	25,4mm
Teor de projeto de ligante asfáltico (%)		4,70	4,20	4,60	4,85
Constante da regressão linear	K ₁	4292,9	2930,0	8068,1	5153,7
	K ₂	-2,289	-2,017	-2,422	-3,168
R ²		0,984	0,969	0,980	0,992

Observa-se que todas as curvas apresentaram boa correlação linear com R² acima de 0,96. As curvas correspondentes às composições asfálticas 3 e 4 (dosadas pelo método Superpave) apresentaram maiores inclinações do que aquelas correspondentes às misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall (composições asfálticas 1 e 2), sendo que a mistura asfáltica 4 apresentou inclinação da curva de fadiga, 57% acima da curva correspondente à mistura asfáltica 2 (ambas pertencentes à faixa granulométrica B). Isto levou a menores valores de vida de fadiga (VF) quando os corpos de prova da mistura asfáltica 4 foram submetidos a valores de diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) maiores.

Analisando-se os resultados do ensaio de vida de fadiga através da variação de diferença de tensões ($\Delta\sigma$), percebe-se que as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave (composições asfálticas 3 e 4) apresentaram melhores resultados em relação às misturas dosadas pelo método Marshall (consoante com os resultados de VASCONCELOS, 2004). Considerando o valor da diferença de tensões ($\Delta\sigma$) da ordem de 1,0 MPa as misturas asfálticas 3 e 4 (faixas granulométricas C e B, respectivamente), dosadas pelo método Superpave, apresentaram maiores valores de vida de fadiga (VF), VF=7x10³, e VF=5x10³, respectivamente. Enquanto as misturas asfálticas 1 e 2 (faixas granulométricas C e B, respectivamente), dosadas pelo método Marshall, apresentaram os menores valores de vida de fadiga (VF), VF=4x10³ e VF=3x10³, respectivamente, para este valor de $\Delta\sigma$. Estes resultados indicam que, para valores baixos de $\Delta\sigma$, o método de dosagem apresenta influência predominante sobre a vida de fadiga (VF) e que a granulometria do agregado também afeta os valores de VF; sendo os maiores valores de VF obtidos para as misturas asfálticas com granulometrias densas dosadas pelo método Superpave.

No entanto, para valores mais altos de $\Delta\sigma$ (2,0 MPa), as misturas asfálticas 3 e 4, dosadas pelo método Superpave, obtiveram o menor e o maior valor de vida de fadiga, em que a mistura asfáltica 4 (faixa granulométrica B) apresentou VF=5x10² e a mistura asfáltica 3 (faixa granulométrica C) VF=1,7x10³. As misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall apresentaram valores de vida de fadiga intermediários, obtendo-se para a mistura asfáltica 1 (faixa granulométrica C) VF=9x10², e para a mistura asfáltica 2 (faixa granulométrica B), VF=6x10². Donde se verifica que os valores de vida de fadiga (VF) para diferenças de tensões ($\Delta\sigma$) maiores são predominantemente afetados pela distribuição granulométrica das misturas asfálticas e principalmente do método de dosagem empregado, sendo as granulometrias mais densas (faixa granulométrica C) as que atingem maiores valores de VF em níveis de $\Delta\sigma$ mais altos, uma vez que estas misturas asfálticas apresentam maior rigidez se comparada com as misturas asfálticas da faixa Granulométrica B.

Os modelos de fadiga encontrados nesta pesquisa necessitam ser calibrados de forma a corrigir os valores determinados em laboratório, e portanto, com condições específicas, tais como, carregamento e frequência de carregamento constantes, temperatura fixa, forma e tipo de compactação para os valores esperados no campo (FRANCO, 2000). A forma usual é a aplicação do fator campo laboratório (FCL).

Considerando-se a relação MR/RT, as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall apresentaram valores para esta relação mais próximos do sugerido por Pinheiro, Soares e Leite (2003). Apesar disso, os valores de vida de fadiga (VF) obtidos nos ensaios de fadiga por compressão diametral à tensão controlada com os corpos de prova destas misturas asfálticas não se mostraram superiores aos obtidos com os corpos de prova para as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave, cujos valores da relação MR/RT foram superiores em aproximadamente 27% aos valores encontrados para os corpos de provas das misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall.

Estudos indicam que o método de compactação influencia a vida de fadiga das misturas asfálticas. Nesta pesquisa, os corpos de prova ensaiados foram compactados de acordo com as recomendações: da norma R 35 (AASHTO, 2014) para o método Superpave – considerando o nível de tráfego de projeto adotado (correspondente a vias principais, de tráfego médio a alto), com 100 giros do compactador Superpave para as misturas asfálticas 3 e 4; da especificação D6926 (ASTM, 2016) para o método Marshall – com 75 golpes do compactador por impacto para as misturas 1 e 2, para todos os níveis de tráfego.

Com isso, verifica-se que o método Superpave apresentou melhores resultados de vida de fadiga para as misturas asfálticas com granulometrias mais densas (VASCONCELOS, 2004), o que indica que granulometrias mais grossas exigem maior energia de compactação para promover o rearranjo das partículas dos agregados. Na mistura asfáltica 3, em que há uma combinação do método de compactação por amassamento com a granulometria mais densa da mistura asfáltica – que proporciona o aumento das forças de atrito interno entre as partículas dos agregados (MELO e TRICHÊS, 2016) – obteve-se maior valor de vida de fadiga (VF).

4. ANÁLISE ESTRUTURAL DO PAVIMENTO FLEXÍVEL ADOTADO

A Figura 4 apresenta um esquema do pavimento flexível adotado para a análise das tensões e deformações em alguns pontos de suas camadas e o carregamento com duas rodas aplicado na sua superfície. As características dos materiais utilizados nas camadas do subleito, reforço do subleito e base foram extraídas do estudo de Carmo (2019).

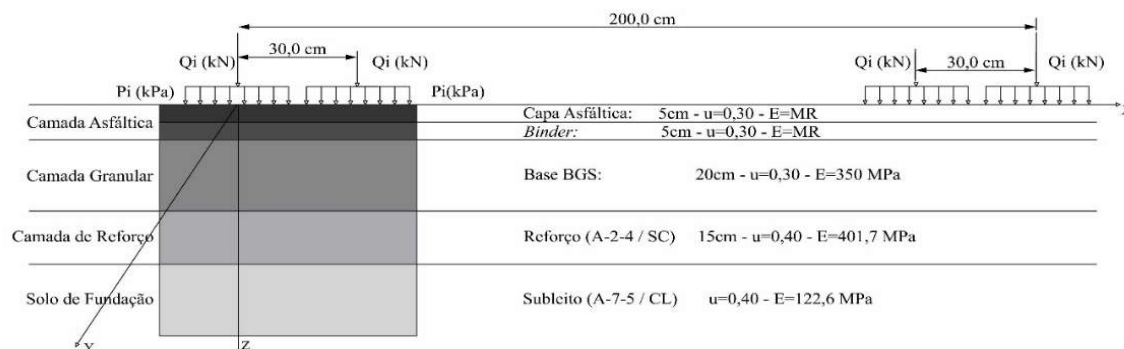


Figura 4: Pavimento flexível adotado para as análises estruturais.

Na Figura 5 são apresentadas as tensões horizontais (σ_h) que atuam na estrutura do pavimento flexível adotado, considerando as misturas asfálticas dosadas no teor de projeto de ligante asfáltico pelos métodos Marshall (Figura 5a) e Superpave (Figura 5b), para o carregamento de 80 kN por eixo e pressão de enchimento do pneus de 563 kPa.

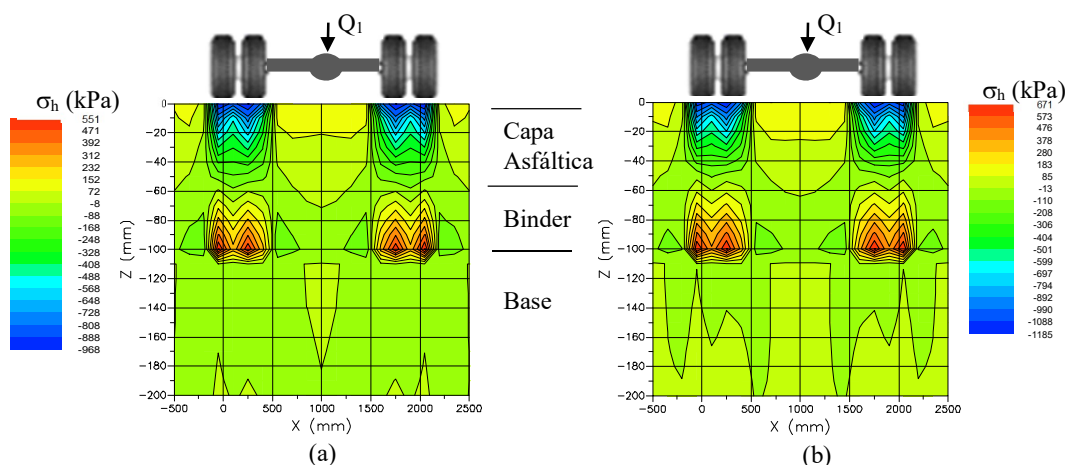


Figura 5: Tensões horizontais (σ_h) na estrutura do pavimento flexível adotado.

Observa-se que as maiores tensões horizontais de tração (σ_h) estão na fibra inferior da camada de binder, posição (x) correspondente às maiores tensões horizontais de compressão (σ_h) na capa asfáltica, que estão concentradas sob os pontos de aplicação de carga (pontos sob os pneus). Assim, as análises estruturais do pavimento flexível adotado foram realizadas considerando as tensões e deslocamentos nestes pontos.

Na Tabela 4 são apresentadas as maiores tensões horizontais (σ_h) na fibra inferior das camadas asfálticas em função do método de dosagem, da variação do carregamento dos eixos e do teor de ligante asfáltico das misturas asfálticas analisadas.

Tabela 4: Tensões horizontais (σ_h) atuantes na fibra inferior das camadas asfálticas, na posição $x=0\text{mm}$, em função dos níveis de carregamento adotados, para as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall e Superpave.

Método de dosagem	Q_{eixo} (kN)	P_{pneus} (kPa)	Faixa Granulométrica	T_{Asf} (%)	σ_h (MPa)	Faixa Granilométrica	T_{Asf} (%)	σ_h (MPa)		
Marshall	80	563	C	4,7	-0,160	B	4,2	0,628		
	98	633			-0,194			0,726		
	118	703			-0,229			0,827		
Superpave	80	563		4,6	4,85		-0,085			0,755
	98	633					-0,107	0,881		
	118	703					-0,132	1,012		

Observação: (-) compressão e (+) tração, T_{Asf} . Teor de asfalto

Ao analisar as tensões horizontais (σ_h) que ocorrem na fibra inferior da capa asfáltica, obtidas pelo software me-PADS, verificou-se que estas são de compressão (sinal negativo), indicando que a linha neutra situa-se próxima à interface das duas camadas (capa asfáltica – faixa granulométrica C – e binder – faixa granulométrica B).

Para as tensões horizontais que atuam na fibra inferior da camada de binder, verificou-se que estas são de tração (sinal positivo). Analisando-se estas tensões horizontais, percebe-se que todos os carregamentos analisados apresentam valores inferiores aos encontrados para a resistência à tração por compressão diametral para os corpos de prova das misturas asfálticas dosadas pelos métodos utilizados em seus respectivos teores de projeto de ligante asfáltico, em que se observam resistência a tração de 1,33 MPa para as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall e 1,42 MPa para as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave.

A Figura 6 apresenta uma representação gráfica da variação das tensões horizontais (σ_h) (apresentadas na Tabela 4) atuantes nas fibras inferiores das camadas asfálticas do pavimento flexível adotado, dosadas pelos métodos Marshall e Superpave, em função dos carregamentos adotados.

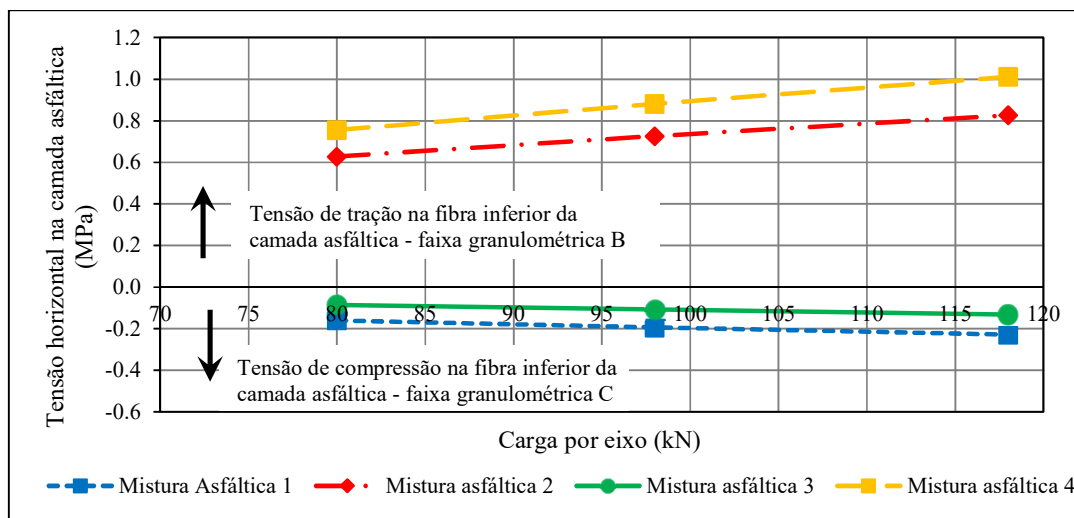


Figura 6: Tensões horizontais (σ_h) atuantes na fibra inferior das camadas asfálticas do pavimento flexível analisado em função dos níveis de carregamento adotados, na posição $x=0\text{mm}$.

Verifica-se, na Figura 6, que as tensões horizontais de tração atuantes na fibra inferior da camada do binder (faixa granulométrica B) do pavimento flexível adotado, cuja mistura asfáltica foi dosada pelo método Superpave são maiores (18% em média) do que as obtidas para a mistura asfáltica dosada pelo método Marshall, para todos os níveis de carregamento analisados, evidenciando o efeito do processo de compactação por amassamento que promove o rearranjo das partículas dos agregados tornando a estrutura da mistura asfáltica mais rígida.

Já para as misturas asfálticas da faixa granulométrica C, as tensões horizontais de compressão obtidas para a mistura asfáltica dosada pelo método Marshall são maiores (45% em média) do que as obtidas para a mistura asfáltica dosada pelo método Superpave.

Esta diferença na resposta da estrutura dos pavimentos adotados está relacionada ao fato de que: por apresentarem módulo de resiliência inferiores às misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave, as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall se mostram mais flexíveis do que as dosadas pelo método

Superpave, de modo que as tensões concentradas no bordo inferior da capa asfáltica dissipam-se numa pequena área de influência em torno do ponto de concentração; enquanto as camadas correspondentes às misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave, por apresentarem valores mais altos de módulo de resiliência, mostram-se mais rígidas, o que faz com que as tensões horizontais de tração se distribuam numa área maior. Isso se deve à diferença entre os processos de compactação empregados nos dois métodos estudados – Marshall (compactação por impacto) e Superpave (compactação por amassamento). Portanto, as camadas asfálticas modeladas a partir das misturas asfálticas obtidas com o método Marshall apresentam maior concentração de tensão nos pontos de aplicação de carga.

Na Figura 7 são apresentados os valores de deflexões verticais recuperáveis previstas na estrutura do pavimento flexível analisado, para o carregamento de 80 kN por eixo e pressão de enchimento dos pneus de 563 kPa. A Figura 7a apresenta as deflexões verticais para as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall e a Figura 7b as deflexões verticais para as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave.

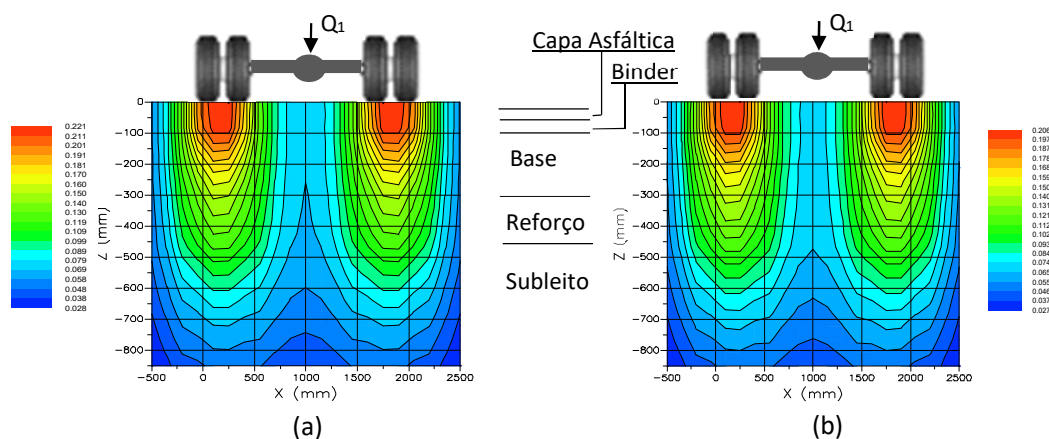


Figura 7: Deflexões verticais (δz) na estrutura do pavimento flexível analisado para o carregamento por eixo de 80 kN: (a) Mistura asfáltica dosada pelo método Marshall e (b) Mistura asfáltica dosada pelo método Superpave.

É possível verificar na Figura 7 que as maiores deflexões verticais recuperáveis ocorrem nas camadas asfálticas (capa asfáltica e binder) de maneira similar para ambos os métodos de dosagem analisados, sendo as deflexões apresentadas na camada asfáltica dosada pelo método Marshall, para o carregamento representado, superiores às da camada asfáltica dosada pelo método Superpave em cerca de 10%, o que evidencia a maior flexibilidade da camada asfáltica dosada pelo método Marshall, como pode ser observado na Tabela 5.

As deflexões verticais recuperáveis máximas no topo da camada asfáltica do pavimento flexível adotado para cada um dos carregamentos analisados estão apresentadas na Tabela 5, em que as estruturas dos pavimentos estão representadas por camadas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave.

Para a avaliação dos valores de deflexões máximas apresentadas na Tabela 5, foram calculadas as deflexões admissíveis, segundo o procedimento PRO-011 (DNER, 1979), para um tráfego pesado ($N=5 \times 10^7$), de acordo com DNIT (2006). A deflexão admissível calculada para este nível de tráfego é de 45,18x0,01 mm e está representada pela linha tracejada apresentada na Figura 8.

Tabela 5: Valores de deflexões verticais recuperáveis máximas no topo da camada asfáltica do pavimento flexível analisado.

Método de dosagem	Teor de asfalto (%) (FG – C)	Teor de asfalto (%) (FG – B)	Carga por eixo (kN)	Pressão de enchimento (kPa)	Deflexão recuperável (0,01 mm)
Marshall	4,7	4,2	80	563	21,50
			98	633	26,10
			118	703	31,30
Superpave	4,6	4,85	80	563	19,70
			98	633	24,00
			118	703	28,80

Observação: FG = faixa granulométrica

Para a avaliação dos valores de deflexões máximas apresentadas na Tabela 5, foram calculadas as deflexões admissíveis, segundo o procedimento PRO-011 (DNER, 1979), para um tráfego pesado ($N=5 \times 10^7$), de acordo com DNIT (2006). A deflexão admissível calculada para este nível de tráfego é de $45,18 \times 0,01$ mm e está representada pela linha tracejada apresentada na Figura 8.

Observa-se, na Figura 8, que as deflexões verticais (δz) recuperáveis máximas para o pavimento flexível adotado, em que as misturas asfálticas foram dosadas pelos métodos Marshall e Superpave, apresentam valores de deflexões máximas inferiores aos valores das deflexões admissíveis determinadas para o nível de tráfego pesado, de acordo com DNIT (2006).

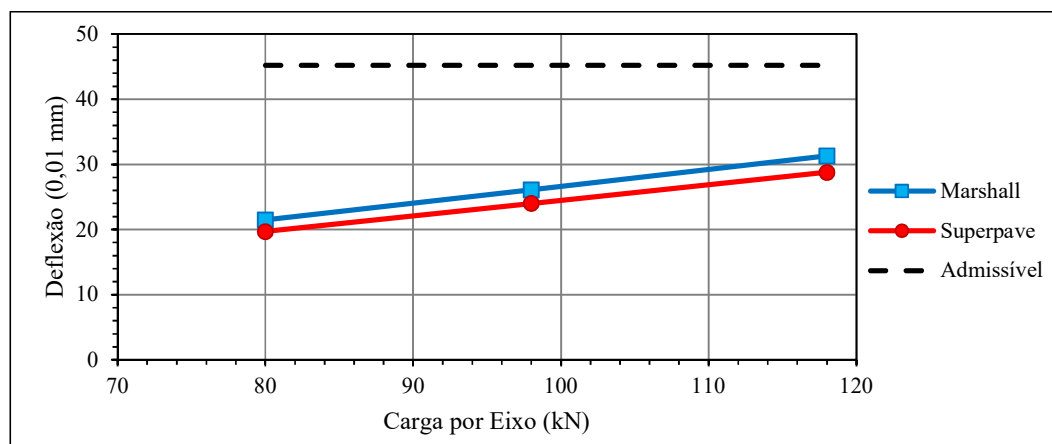


Figura 8: Deflexões verticais máximas na estrutura do pavimento flexível analisado em função dos carregamentos adotados para as misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave.

Analisando-se os valores de deflexões apresentados na Tabela 5 e representados na Figura 8, é possível observar que os valores das deflexões máximas medidas na superfície do pavimento flexível adotado, cujas misturas asfálticas foram dosadas pelo método Marshall são maiores (em média 8%) do que os valores das deflexões máximas medidas na superfície do pavimento flexível adotado, cujas misturas asfálticas foram dosadas pelo método Superpave, o que evidencia o efeito das misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave por serem mais rígidas (maior valor de módulo de resiliência – Tabela 2) quando comparadas às misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall.

Conhecidos os níveis de tensões atuantes no pavimento flexível adotado, através das análises estruturais realizadas com o software *me-PADS*, para cada nível de carregamento adotado, determinou-se a vida de fadiga da estrutura do pavimento flexível adotado em função das misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave e das faixas granulométricas C e B da especificação de serviço ES-031 (DNIT, 2006), cujos valores estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6 – Valores de vida de fadiga das camadas asfálticas do pavimento flexível analisado em função dos carregamentos adotados no software *me-PADS*.

Mistura asfáltica	Método de dosagem	FG ⁽¹⁾	T _{Asf} (%)	Q _{eixo} (kN)	$\sigma_h^{(2)}$ (MPa)	$\sigma_v^{(2)}$ (MPa)	$\Delta\sigma^{(3)}$ (MPa)	Vida de Fadiga
1	Marshall	C	4,7	80	-0,160	-0,411	0,250	1,02 x 10 ⁵
				98	-0,194	-0,466	0,272	8,42 x 10 ⁴
				118	-0,229	-0,522	0,293	7,13 x 10 ⁴
2		B	4,2	80	0,628	-0,194	0,822	4,36 x 10 ³
				98	0,726	-0,231	0,957	3,20 x 10 ³
				118	0,827	-0,270	1,097	2,43 x 10 ³
3	Superpave	C	4,6	80	-0,085	-0,388	0,303	1,45 x 10 ⁵
				98	-0,107	-0,441	0,334	1,15 x 10 ⁵
				118	-0,132	-0,494	0,362	9,45 x 10 ⁴
4		B	4,85	80	0,755	-0,165	0,920	6,72 x 10 ³
				98	0,881	-0,197	1,078	4,06 x 10 ³
				118	1,012	-0,231	1,244	2,58 x 10 ³

⁽¹⁾FG: faixa granulométrica
T_{Asf}: Teor de asfalto

⁽²⁾ σ : (-) compressão e (+) tração

⁽³⁾ $\Delta\sigma$: diferença de tensões = $\sigma_h - \sigma_v$

As respostas estruturais determinadas evidenciam que, em função das cargas por eixo adotadas, as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave apresentam vidas de fadiga superiores às das misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall (Figura 9).

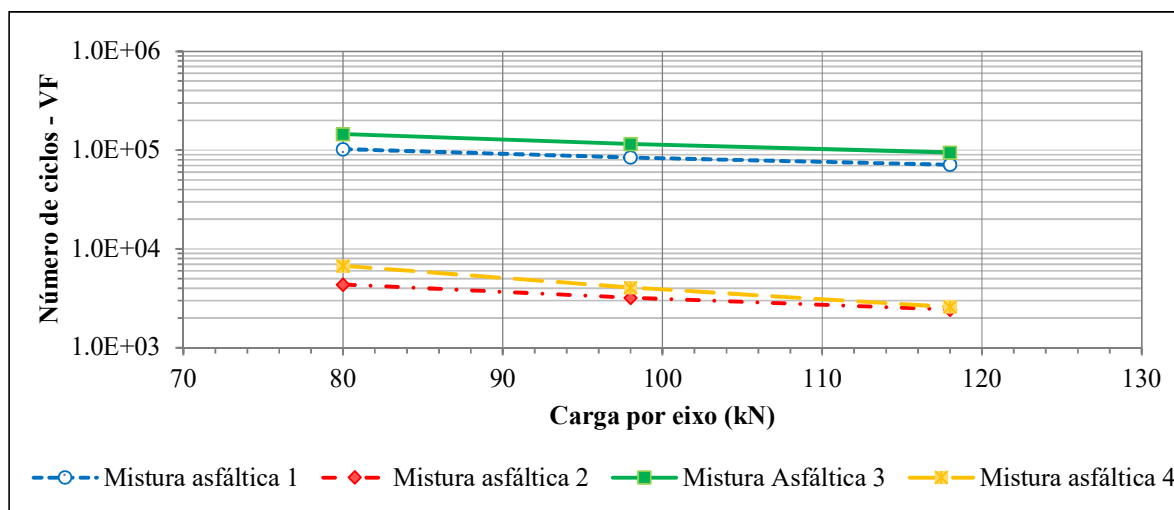


Figura 9: Valores de vida de fadiga das misturas asfálticas dosadas pelos métodos Marshall e Superpave para o pavimento flexível adotado.

Analisando-se a Figura 9, evidencia-se que, para os níveis de carregamento adotados, os valores de vida de fadiga obtidos quando o pavimento flexível foi analisado considerando os parâmetros das misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave (misturas asfálticas 3 e 4 – faixas granulométricas C e B, respectivamente) foram maiores do que quando o mesmo pavimento flexível foi analisado em função dos parâmetros das misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall (misturas asfálticas 1 e 2 – faixas granulométricas C e B, respectivamente). Estes resultados coadunam com os valores de módulo de resiliência (Tabela 2) e de curvas de fadiga obtidos para as misturas asfálticas analisadas (Figura 3), uma vez que as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave apresentaram-se mais rígidas, com gradiente de tensões mais distribuídos, cujos valores de Diferenças de Tensões ($\Delta\sigma$ - Tabela 6) são da ordem de 1,0 MPa ou inferiores.

Da análise destes resultados, obtém-se que o método de dosagem apresenta influência predominante sobre a vida de fadiga (VF) e que a granulometria do agregado também afeta os valores de VF; sendo os maiores valores de VF obtidos para as misturas asfálticas com granulometrias densas dosadas pelo método Superpave – mistura asfáltica 3.

5. CONCLUSÕES

Dos resultados obtidos nesta pesquisa conclui-se que as misturas asfálticas dosadas pelo método Superpave apresentam melhor desempenho a fadiga do que as misturas asfálticas dosadas pelo método Marshall, o que foi evidenciado pelos ensaios de fadiga por compressão diametral à tensão controlada e ratificado pelas análises estruturais no software me-PADS.

Além disso, pode se ressaltar que ao serem combinados os seguintes fatores: método de dosagem Superpave, adequados teores de projeto de ligante asfáltico e agregados de granulometria mais densa – obtém-se misturas asfálticas com melhores resultados de vida em fadiga, ou seja, maior durabilidade.

Agradecimentos

Os autores agradecem as sugestões recebidas do professor doutor Taciano Oliveira da Silva da Universidade Federal de Viçosa, MG e do professor doutor Heraldo Nunes Pitanga da Universidade Federal de Juiz de Fora, que permitiram aprimorar o texto e eliminar diversas inconsistências. Este estudo foi parcialmente financiado pela Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Código Financeiro 001.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ALATAS, T.; YILMAZ, M.; KÖK, B.V.; KORAL, A.F., Comparison of permanent deformation and fatigue resistance of hot mix asphalts prepared with the same performance grade binders. *Construction and Building Materials*. v. 30, p. 66–72, 2012.
- AL-QADI, I.L.; NASSAR, W.N., Fatigue shift factors to predict HMA performance. *The International Journal of Pavement Engineering*. v. 4, p. 69-75, 2003.
- AASHTO. Designation: R 35-14, Standard Practice for Superpave Volumetric Design for Hot Mix Asphalt (HMA). AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Washington, D.C. 2014.
- ARABANI, M.; MIRABDOLAZIMI, S.M.. Experimental investigation of the fatigue behaviour of asphalt concrete mixtures containing waste iron powder. *Materials Science and Engineering A*. p. 3866–3870, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, 2011. D7369-11, Standard Test Method for Determining the Resilient Modulus of Bituminous Mixtures by Indirect Tension Test, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, 2016. D6926-16, Standard Practice for Preparation of Asphalt Mixture Specimens Using Marshall Apparatus, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016.

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, 2017. D6931-17, Standard Test Method for Indirect Tensile (IDT) Strength of Asphalt Mixtures. ASTM International, West Conshohocken, PA, 2017.
- BRAZ, D ; LOPES, R ; MOTTA, L. M. G., Research on fatigue cracking growth parameters in asphaltic mixtures using computed tomography. Nuclear Instruments & Methods in Physics Research. Section B. Beam Interactions with Materials and Atoms, Brasil, v. 213, p. 498-502, 2004.
- BOCK, A. L.; HARTMANN, D.; BUDNY, J.; SPECHT, L. P.; CERATTI, J. A. P., Estudo laboratorial sobre os efeitos de diferentes formas de adição de cal a concreto asfáltico. Teoria e Prática na Engenharia Civil. n. 14, p. 56-69. 2009.
- CARMO, C.A.T.. Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas à Quente com Diferentes Faixas Granulométricas e Métodos de Compactação com e sem Geogrelhas. Tese (Doutorado). Universidade Federal de Viçosa. 2019. 203p. <https://www.locus.ufv.br/handle/123456789/27643>
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM – DNER, 1979. PRO-011: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis. Procedimento de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Rio de Janeiro. 1979. 16 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2006. ES-031: Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico. Especificação de Serviço. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro. 2006. 14 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018. ME 135: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência. Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 13 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018. ME 136: Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 9 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018. ME 183: Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 2018, 15 p.
- FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION – FHWA, 1995. AS-95-003. Background of SUPERPAVE asphalt mixture design and analysis. Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation. 1995. 160 p.
- FRANCO, F.A.C.P., Um sistema para análise mecânica de pavimentos asfálticos. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. 2000. 171 p.
- FRITZEN, M.A. e MOTTA, L.M.G., Enfoque do desenvolvimento e validação da função de transferência para previsão do dano por fadiga de misturas asfálticas. 22º Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro. Brasil. 2016. 11 p.
- HAN, D.; WEI, L.; ZHANG, J., Experimental Study on Performance of Asphalt Mixture Designed by Different Method. Procedia Engineering. v. 137. p. 407-414. 2016
- JITSANGIAM, P.; CHINDAPRASIRT, P.; NIKRAZ, H., An evaluation of the suitability of SUPERPAVE and Marshall asphalt mix designs as they relate to Thailand's climatic conditions. Construction and Building Materials. v. 40, p. 961-970. 2013.
- KARIMI, S.S.; GOULIAS, D.; SCHWARTZ, C.W., Evaluation of Superpave HMA mixture properties at the plant versus behind the paver: Statistical comparison of QC and QA data. Journal of Transportation Engineering, ASCE, v. 138, n. 7, p. 924-932. July 2012.
- LEITE, L.F.M.; MOTTA, L.M.G.; BERNUCCI, L.B. e SOARES, J.B., Mechanical behavior of asphalt rubber mixes prepared in laboratory. In: Asphalt Rubber. The Pavement Material of the 21st Century. Proceedings. Vilamoura, Portugal. 2000. Pp. 309-318.
- LOUREIRO, T.G.; SOARES, J.B. e MOTTA, L.M.G., Estudo sobre o dano progressivo em misturas asfálticas no ensaio de fadiga à compressão diametral. XVII Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, ANPET, Rio de Janeiro. 2003. 12 p.
- MASHAAN, N.S.; KARIM, M.R.; AZIZ, M.A.; IBRAHIM, M.R.; KATMAN, H.Y.; KOTING, S., Evaluation of fatigue life of CRM-reinforced SMA and its relationship to dynamic stiffness. Hindawi Publishing Corporation. The Scientific World Journal. v. 2014, 2014. 11 p.
- MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G., Mecânica dos Pavimentos. 3a ed., Editora Interciência, Rio de Janeiro – RJ, 2015, 620 p.
- MELO, J. V. S.; TRICHÊS, G., Evaluation of rheological behavior and performance to permanent deformation of nanomodified asphalt mixtures with carbon nanotubes. Canadian Journal of Civil Engineering. v. 43. p. 472-479, 2016.
- MOGHADDAM, T. B.; KARIM, M. R.; ABDELAZIZ, M., A review on fatigue and rutting performance of asphalt mixes. Scientific Research and Essays. v. 6, n. 4, p. 670-682, 2011.
- NASCIMENTO, Luis Alberto Herrmann Do ; LEITE, Leni F Mathias ; MARQUES, Geraldo Luciano de Oliveira ; MOTTA, L. M.G., Uso de tomografia computadorizada e de imagens digitais para o estudo de misturas asfálticas. Revista Estradas (Porto Alegre), v. 11, p. 58-65, 2007.

- PÉREZ-JIMÉNEZ, F.; MARTÍNEZ, A.H.; MIRÓ, R.; HERNÁNDEZ-BARRERA, D.; ARAYA-ZAMORANO, L., Effect of compaction temperature and procedure on the design of asphalt mixtures using Marshall and gyratory compactors. *Construction and Building Materials*. n. 65, 2014, p. 264-269.
- PINHEIRO, J.H.M., SOARES, J.B. e LEITE, L.F.M., Caracterização de misturas asfálticas com borracha produzidas pelo processo úmido e seco. Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, XVII ANPET. Anais. Vol 1. Rio de Janeiro. 2003. p 116-129.
- PINTO, S., Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas a aplicações na avaliação estrutural de pavimentos, Dissertação de Tese de Doutorado - COPPE/UFRJ, 1991.
- STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM – SHRP, 1994., A-407, The Superpave Mix Design Manual for New Construction and Overlays. STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Washington, DC. National Research Council. 1994. 172 p.
- VASCONCELOS, K.L. Comportamento mecânico de misturas asfálticas à quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2004. 149 f.
- WU, B.; LIU, L.; SUN L. Analysis of parameters affecting asphalt mixture performance and new perspectives on the design parameters. *Construction and Building Materials*. v. 174 p. 625–632. 2018.

CARACTERIZAÇÃO DE MISTURA ASFÁLTICA ENSACADA PARA UTILIZAÇÃO EM RODOVIAS FEDERAIS

CHARACTERIZATION OF BAGGED ASPHALT MIXTURE FOR USE ON FEDERAL HIGHWAYS

Alana Grochowalski Araujo¹, Mario Sergio de Souza Almeida², Weiner Gustavo Silva Costa³, Jamille Freitas Fiuza⁴, Cleidson Carneiro Guimarães⁵

¹Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. alanagrocho@hotmail.com

²Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. mario.almeida@ufrb.edu.br

³Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. weiner@ufrb.edu.br

⁴Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. fiuzajf@outlook.com

⁵Universidade Federal do Recôncavo da Bahia, Centro de Ciências Exatas e Tecnológicas. cleidsonguimaraes@ufrb.edu.br

Recebido:

28 de janeiro de 2021

Aceito para publicação:

05 de março de 2021

Publicado:

30 de março de 2021

Editor de área:

Georgina L. A. Braga

Palavras-chaves:

Dosagem Marshall.
Concreto Asfáltico.
Pré-Misturado à Frio.
Emulsão Asfáltica

Keywords:

Marshall Dosing.
Asphalt Concrete.
Cold Asphalt Mixture.
Asphalt Emulsion

DOI.ORG/10.29327/235171.1.50-2



RESUMO

A elevada demanda por ligantes e misturas asfálticas na construção, manutenção e recuperação de pavimentos rodoviários estimula e inspira pesquisadores de todo o mundo na busca de novas alternativas tecnológicas para produtos asfálticos, de forma a agregar praticidade, economia e qualidade às misturas. Nesse contexto vem ganhando notoriedade no Brasil a utilização de Misturas Asfálticas Ensacadas (MAE) as quais, conforme informação das diferentes marcas existentes no mercado, são misturas fabricadas a quente e com aplicação realizada a frio, tendo como finalidade a sua utilização em reparos de pavimentos (tapa-buraco). Este trabalho teve como objetivo caracterizar uma mistura asfáltica ensacada comercializada no Estado da Bahia e analisá-la comparativamente a duas outras misturas de controle, uma a quente e outra a frio, dosadas em laboratório. Para avaliar a qualidade do produto comercializado determinou-se a granulometria, comportamento mecânico e parâmetros volumétricos da mistura em diferentes idades, através de ensaios da metodologia Marshall visando sua aplicação em rodovias federais. Os resultados preliminares demonstraram que a MAE apresenta comportamento mecânico similar à mistura a frio e distinto da mistura a quente para uso em rodovias federais, mesmo não se enquadrando em faixa granulométrica normatizada. Na avaliação realizada em diferentes idades ficou evidenciada a perda de resistência da mistura comercial, testada como mistura fria ao longo do tempo, provavelmente relacionada à perda precoce das características retardadoras de pega do aditivo utilizado no ligante asfáltico para fabricação do produto, não apresentando comportamento adequado após seis meses de produção. Os resultados demonstraram, ainda, a necessidade de normatização específica e aprimoramento na fabricação do produto.

ABSTRACT

The high demand for binders and asphalt mixtures in construction, maintenance and recovery of road pavements, stimulates and inspires researchers from all over the world in search of new technological alternatives for asphalt products, in order to add practicality, economy and quality to the mixtures. In this context, the use of Bagged Asphalt Mixtures has been well known in Brazil which, according to information from the different brands on the market, are mixtures manufactured hot and applied cold. Its main purpose is to be used in pavement repairs. This work aimed to characterize a Bagged Asphalt Mixture (BAM) marketed in the State of Bahia and to compare it with two other control mixtures, one hot and one cold, designed in the laboratory. In order to evaluate the quality of the marketed product, the granulometry, mechanical behavior and volumetric parameters of the mixture at different age groups, were determined through Marshall methodology tests aiming application on federal highways. The preliminary results demonstrate that the BAM presents a mechanical behavior similar to the cold mixture and distinct from the hot mixture for use on federal highways, even if it doesn't display the standardized

granulometric range. The evaluation carried out at different ages revealed the loss of strength of the commercial mixture, tested as a cold mixture over time, probably related to the early loss of the retarding characteristics of the additive used in the asphalt binder for the manufacture of the product, without showing proper behavior after six months of production. The results also demonstrated a need for specific standardization and improvement in the manufacture of the product.

1. INTRODUÇÃO

A predominância do modo rodoviário de transporte de carga no Brasil (CNT, 2019) pereniza no país o uso de misturas asfálticas para a construção e manutenção de pavimentos. Uma tendência atual consiste na pesquisa e desenvolvimento de misturas asfálticas que facilitem a trabalhabilidade, demandem menor consumo energético e que priorizem a minimização de impactos ambientais em seu processo de fabricação (Sena Neto *et al.*, 2019). No ponto central do desenvolvimento de novos produtos relacionados às misturas asfálticas, encontra-se o uso de aditivos os quais promovem características aos ligantes que permitem modificar e aperfeiçoar algumas de suas características (Santos *et al.*, 2015; Santana *et al.*, 2018; Dulaimi *et al.*, 2020; Xavier *et al.*, 2020).

Entretanto, o emprego de misturas a quente em serviços de manutenção e conservação de rodovias, como em operação tapa buraco, apesar do desempenho satisfatório, apresenta algumas dificuldades para sua aplicação em pequena escala, ou mesmo em serviços emergenciais. Sua utilização demanda instalação de usina de maior porte, sofisticado controle tecnológico e mão de obra de maior qualificação para seu manuseio. Dessa forma, para conservação rotineira pontual de pavimentos asfálticos da malha viária federal vem ganhando espaço a ideia de se utilizar misturas que possam ser aplicadas a frio, as quais apresentem maior facilidade de produção, armazenamento, transporte e aplicação, quando comparadas com misturas a quente convencionais. Em busca de um produto prático, eficiente e para uso pontual, algumas empresas vêm ofertando misturas asfálticas, definidas pelos fabricantes como concreto asfáltico usinado a quente estocável, para venda a granel, normalmente embaladas em sacos de 25 kg para aplicação a frio, se diferenciando, portanto, das misturas a quente convencionais. De acordo com diferentes fabricantes esse material foi desenvolvido a partir da utilização de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) modificado por aditivo retardador de pega que confere à mistura a condição de ao esfriar não endurecer e assim permanecer por até 24 meses se devidamente acondicionado. O inconveniente desse produto atualmente é a falta de normatização que forneça parâmetros para controle na aplicação em rodovias de médio e alto volume de tráfego, característicos de rodovias federais.

Santana *et al.* (2017) avaliaram a qualidade de amostras de Misturas Asfálticas Ensacadas (MAE) de três fabricantes de diferentes estados do País. A amostra do primeiro fabricante foi usinada a quente com CAP 50/70 modificado com um retardador de cura para propiciar a estocagem e aplicação a frio. A amostra do segundo fabricante tratou-se de um concreto asfáltico constituído por pedra britada e CAP, aprimorado com resíduos sólidos de pneus para propiciar maior resistência, impermeabilidade e aderência à mistura. Do terceiro fabricante foram analisadas duas amostras de lotes diferentes. As amostras foram testadas como concreto asfáltico a partir de ensaios laboratoriais de estabilidade e fluência Marshall, Resistência à Tração por compressão diametral (RT), além da determinação do Volume de vazios (Vv) e Relação Betume/Vazios (RBV). Os ensaios de Módulo de Resiliência (MR) inicialmente previstos não puderam ser realizados na maioria das amostras porque os corpos de provas romperam assim que foram posicionados na prensa antes mesmo da aplicação de carga. O ensaio com corpos de prova da Amostra 3A moldados pela Metodologia Superpave foi o único que pôde ser realizado. Os resultados obtidos das amostras compactadas revelaram grande heterogeneidade entre os diferentes produtos, com elevados Coeficientes de Variação (CV) em

relação aos respectivos valores médios, com destaque para: i) Vv (média = 9,54% e CV = 73,80%); ii) RBV (média = 66,73% e CV = 35,24%); iii) estabilidade (média = 118,18 kgf e CV = 50,02%); iv) fluência (média = 1,71 mm e CV = 12,65%) e; v) RT (média = 0,031 kgf/cm² e CV = 104,59%). O resultado do MR médio da Amostra 3B foi de 660 kgf/cm², considerado muito baixo para misturas asfálticas. Os autores constataram que os produtos não alcançaram os requisitos mínimos exigidos pela especificação de serviço do DNIT 31 (DNIT, 2006a), tampouco a qualidade alegada pelos fabricantes.

Rezende *et al.* (2019) caracterizaram o produto denominado pelos autores por Concreto Asfáltico Estocável (CAE). Essa mistura asfáltica, ainda segundo os autores, vem sendo utilizada sem especificação técnica no Estado de Goiás, Brasil, oportunizando uma demanda pela análise de seu comportamento físico e mecânico. O produto foi recebido no laboratório em recipientes plásticos de 200 kg, oriundo de fabricante anônimo. Para viabilizar a compactação dos corpos de prova utilizados nos ensaios mecânicos pela metodologia Superpave, os autores seguiram o mesmo procedimento adotado por Santana *et al.* (2017) onde a amostra estudada foi previamente aquecida a 60 °C. Foram moldados 12 (doze) corpos de prova separados em duas condições: seis com cura e seis sem cura. Cada configuração produzida foi ensaiada para determinação da RT e MR. Os resultados médios de RT de 0,48 kgf/cm², com cura, e 0,50 kgf/cm², sem cura, demonstraram pouca influência desse tratamento testado. Entretanto, comparativamente aos resultados de Santana *et al.* (2017), os valores de RT apesar de, na média, serem superiores e com CV bem menor, da ordem de 5,5%, ainda assim estão muito abaixo da exigência mínima da especificação DNIT 31 (DNIT, 2006a) que é de 6,5 kgf/cm². Os resultados de MR também foram pouco influenciados pelo tempo de cura das amostras com valores obtidos nos dois tratamentos da ordem de 23.000 kgf/cm². Dessa forma, os resultados obtidos por Rezende *et al.* (2019) evidenciaram comportamento mecânico inferior da mistura comercial comparado ao de concretos asfálticos convencionais utilizados no Estado de Goiás, mostrando assim que o material não se comporta como prometem os fabricantes.

Neste contexto, o presente trabalho buscou estudar o comportamento de uma mistura asfáltica ensacada comercial com vistas na aplicação em obras de manutenção de pavimentos de rodovias federais, de acordo com as normas de misturas asfálticas vigentes no Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT).

2. METODOLOGIA

O programa experimental teve início com o recebimento da mistura ensacada, doada por um fabricante local, a qual passou pelo processo de caracterização compreendendo a determinação do teor de ligante e granulometria da mistura. Posteriormente, o comportamento mecânico do produto foi avaliado através de ensaios de estabilidade e fluência Marshall, conjuntamente com a verificação da volumetria da mistura compactada.

Em seguida, foram caracterizados o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), emulsão asfáltica e agregados para dosagem de misturas asfálticas de controle, a quente e a frio, as quais serviram de base de comparação na classificação da mistura ensacada de acordo com as especificações de serviço do DNIT 31 (DNIT, 2006a) e 153 (DNIT, 2010a). Por fim, o produto comercial foi ensaiado em diferentes idades de fabricação como uma mistura a frio (DNIT, 2010a) para avaliação do comportamento ao longo do tempo de armazenamento.

2.1. Materiais

A Mistura Asfáltica Ensacada (MAE) utilizada no presente estudo é um dos produtos comercializados no estado da Bahia. Foram fornecidas oito amostras do produto, acondicionadas em sacos de 25 kg cada, as

quais foram separadas em quatro lotes distintos, ou seja, dois sacos por lote, todos com idades entre um e dois meses de fabricação. Três lotes foram utilizados para caracterização da mistura e o quarto foi destinado a execução de ensaios em diferentes idades de fabricação.

Também foram obtidos com o fabricante 100 kg de cada agregado utilizado na fabricação do produto (brita 3/8" e areia artificial de britagem, conhecida como pó de pedra), originados da pedreira Paisartt, localizada no município de Lauro de Freitas/BA, os quais foram usados no traço do Concreto Asfáltico de controle (CACONT). Complementarmente, foram adquiridos no mercado local de Cruz das Almas/BA 100 kg de brita 5/8" e 100 kg de pó de pedra, oriundos da Pedreira Pedra do Cavalo, município de Muritiba/BA, para uso na elaboração de um traço de Pré-Misturado a Frio de controle (PMFCONT).

2.2. Caracterização da Mistura Asfáltica Ensacada

2.2.1. Determinação do Teor de Ligante e Granulometria

A extração do ligante asfáltico da mistura ensacada foi realizada com o objetivo de determinar a quantidade de CAP residual e a composição granulométrica da mistura. Para a extração foram utilizados o Rotarex, método DNER 53 (DNER, 1994a), e Soxhlet, método DNIT 158 (DNIT, 2011). Para o Rotarex utilizou-se três amostras representativas da mistura ensacada para cada lote destinado aos ensaios de caracterização, com aproximadamente 500g cada, ensaiadas individualmente para a determinação da percentagem média de ligante asfáltico em cada lote. Para confirmação do percentual de ligante encontrado no Rotarex, ensaiou-se uma amostra representativa para cada lote, também de 500g, no Soxhlet. O solvente utilizado para a realização de ambos os ensaios foi o tricloroetileno.

Em seguida, os agregados obtidos em cada processo de extração anteriormente descrito, foram colocados para secagem em estufa, à temperatura entre 105 °C e 110 °C, até constância de massa. De posse dos agregados secos foram realizados ensaios de granulometria de acordo com o método do DNER 83 (DNER, 1998a). A granulometria da MAE está apresentada na Tabela 1.

2.2.2. Caracterização Marshall da MAE

A caracterização mecânica da mistura ensacada foi realizada com base na metodologia Marshall para CA (DNER, 1995) e para PMF, (DNER, 1994b). Os corpos de prova (CPs) foram compactados com 75 golpes em cada face, sendo três CPs para cada lote. As amostras ensaiadas como concreto asfáltico foram rompidas na prensa Marshall 24h após a compactação, enquanto as ensaiadas como PMF foram rompidas 48h após a compactação. Em função do quantitativo reduzido do produto os ensaios de resistência à tração (DNIT, 2018) não foram realizados nessa fase de caracterização do produto.

Vale destacar as dificuldades de aplicação do método 43 do DNER (DNER, 1995), na mistura ensacada, principalmente com relação ao aquecimento dos CPs, antes da ruptura, com uso do banho maria. Ao serem aquecidos entre 30 e 40 min com esse equipamento a 60 °C, os corpos de prova apresentaram pouca ou nenhuma resistência à submersão em água, chegando a se desagregar. A solução encontrada foi substituir o método de aquecimento pela estufa, também previsto na referida norma, com amostras mantidas na mesma temperatura do banho maria pelo tempo de 2 h.

Importante destacar, ainda, que diferentemente de Santana *et al.* (2017) e Rezende *et al.* (2019) não foi realizado aquecimento prévio da mistura ensacada a 60 °C para compactação das amostras destinadas aos ensaios Marshall. Esse procedimento altera as condições reais de compactação da mistura no campo. A

dificuldade de desmoldagem dos CPs relatada pelos autores foi contornada com lubrificação dos moldes metálicos com vaselina em pasta antes da compactação.

Tabela 1: Granulometria dos agregados da MAE após extração do ligante

Nomenclatura	Peneiras Abertura (mm)	Rotarex (%)				Soxhlet (%)			
		Lote 1	Lote 2	Lote 3	Média	Lote 1	Lote 2	Lote 3	Média
1/2"	12,7	100	100	100	100	100	100	100	100
3/8"	9,5	99,76	98,67	99,53	99,32	99,62	95,11	100	98,24
#4	4,8	84,20	56,43	77,24	72,62	81,95	77,16	86,11	81,74
#10	2,0	53,98	38,23	54,86	49,02	50,85	47,37	64,89	54,37
#40	0,42	24,15	20,02	28,17	24,11	23,53	25,71	31,23	26,82
#80	0,175	14,45	10,34	14,81	13,20	15,39	13,36	17,20	15,32
#200	0,075	8,56	5,73	8,35	7,55	8,04	6,88	8,96	7,96

2.3. Dosagem dos Traços de controle CA_{CONT} e PMF_{CONT}

2.3.1. Caracterização dos Agregados para os Traços

A próxima etapa experimental consistiu em projetar dois traços de misturas asfálticas de controle, uma a quente (CA_{CONT}) e outra a frio (PMF_{CONT}), para avaliação da MAE. Para isso, determinou-se a granulometria dos agregados disponibilizados pela empresa (brita 3/8" e pó de pedra), sendo estes os mesmos utilizados na fabricação da mistura asfáltica ensacada.

Para a dosagem de um traço de PMF_{CONT} considerou-se características de misturas a frio rotineiramente utilizadas em obras de manutenção e conservação de pavimentos no Estado da Bahia. Para isso, foi dosado um traço do PMF de acordo com a especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a), considerando o uso de agregados locais por serem materiais regularmente utilizados na região para confecção de misturas asfálticas convencionais (fria e quente). Utilizou-se para isso dois agregados, a brita 5/8", como agregado graúdo, e o pó de pedra, como agregado miúdo, ambos oriundos da Pedreira Pedra do Cavalo, localizada na cidade de Muritiba, estado da Bahia, originados de rocha Granodiorito de médio porte (DNPM, 2018). Com esses dois agregados foi possível enquadrar a mistura na faixa granulométrica D, a mais densa e utilizada na prática dentre as quatro faixas prescritas na especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a). A escolha dessa faixa foi em função das principais aplicações de PMFs concentrarem-se em serviços de revestimento e reparos localizados, onde misturas mais "finas" (ou densas) oferecem melhor trabalhabilidade e acabamento, sem perda de qualidade estrutural.

Os ensaios de granulometria (Tabela 2) foram realizados conforme o método DNER 83 (DNER, 1998a) nos agregados graúdos (britas 3/8" e 5/8") e miúdos (pó de pedra fornecido pelo fabricante da MAE e adquirido no mercado local), sendo três amostras para cada material com, aproximadamente, 1,5 kg para cada amostra. Vale destacar que as peneiras utilizadas nesse ensaio para cada agregado foram as exigidas pela especificação DNIT 31 (DNIT, 2006a), para concreto asfáltico, e DNIT 153 (DNIT, 2010a), para pré-misturado a frio.

Tabela 2: Granulometria dos agregados das misturas de controle

Peneiras		Agregados para o CA _{CONT}		Agregados para o PMF _{CONT}	
		Brita 3/8"	Pó de pedra	Brita 5/8"	Pó de pedra
Nomenclatura	Abertura (mm)	(%)	(%)	(%)	(%)
3/4"	19,0	100	100	100	100
1/2"	12,7	100	100	91,72	100
3/8"	9,5	93,54	98,52	40,26	99,79
#4	4,8	31,83	96,73	2,93	95,77
#10	2,0	4,81	76,04	1,68	59,27
#40	0,42	3,05	39,78	-	-
#80	0,175	2,56	25,45	-	-
#200	0,075	1,87	15,10	0,54	12,78

O ensaio de Equivalente de Areia (EA) para os agregados miúdos foi realizado de acordo com o método DNER 54 (DNER, 1998b). Para sua realização foram obtidas três amostras representativas de material passando na peneira de 4,8 mm, com cerca de 110 g cada amostra. A determinação da densidade real do agregado graúdo foi segundo o método DNER 81 (DNER, 1998c) e para a densidade real do agregado miúdo foi de acordo com o método DNER 84 (DNER, 1998d). Os ensaios foram realizados em triplicata para definição de um valor médio. O ensaio de adesividade do agregado ao ligante asfáltico foi realizado com o agregado graúdo conforme o método DNER 78 (DNER, 1994c). Os resultados estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3: Caracterização dos agregados das misturas de controle

Ensaio	Agregados para o CA _{CONT}		Agregados para o PMF _{CONT}	
	Brita 3/8"	Pó de pedra	Brita 5/8"	Pó de pedra
Densidade aparente	2,750	-	2,705	-
Densidade real	2,760	2,750	2,724	2,857
Absorção (%)	0,45	-	0,25	-
Adesividade	Satisfatória	-	Satisfatória	-
Equivalente de areia (%)	-	80,07	-	63,72

2.3.2. Caracterização do Cimento Asfáltico de Petróleo e Emulsão Asfáltica

O ligante asfáltico utilizado na dosagem do traço do CA_{CONT} foi o CAP 50/70 convencional e para sua caracterização foram realizados os ensaios de Penetração, método DNIT 155 (DNIT, 2010b), Viscosidade Saybolt-Furol, método DNER 4 (DNER, 1994d), Ponto de Fulgor, método 148 (DNER, 1994e), e Ponto de Amolecimento Anel e Bola, método DNIT 131 (DNIT, 2010c). Nesse estudo, considerou-se a densidade do CAP fornecida pelo fornecedor do ligante asfáltico (Brasquímica Produtos Asfálticos Ltda.) igual à 1,03 g/cm³.

Destaca-se que em função das características do ligante asfáltico com aditivo utilizado na produção da mistura ensacada, conforme relato dos fabricantes, utilizou-se um lote de CAP 50/70 para confecção do CA_{CONT} que apresentou a menor consistência possível, próximo aos limites estabelecidos pelas normas,

conforme os valores apresentados na Tabela 4, com destaque para a baixa viscosidade observada a 177 °C e o baixo ponto de amolecimento (°C), ambos inferiores aos limites mínimos estabelecidos pela especificação de material DNIT 95 (DNIT, 2006b), os quais ratificam a baixa consistência do CAP utilizado.

Em função da escolha da faixa D para o traço do PMF_{CONT}, a emulsão asfáltica utilizada foi do tipo RL-1C, que é de ruptura lenta, relacionada a granulometria mais densa do traço, conforme a especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a). Os ensaios de caracterização da emulsão foram realizados de acordo com a especificação de material DNIT 165 (DNIT, 2013), cujos limites estabelecidos devem ser atendidos pelo produto. Na Tabela 5 são apresentados os resultados nos ensaios de caracterização da emulsão asfáltica, realizados pela própria empresa fabricante e fornecedora do produto (Brasquímica Produtos Asfálticos Ltda.).

Tabela 4: Caracterização do CAP 50/70

Parâmetro	Limites DNIT (2006b)	Resultados	Método de ensaio
Penetração (0,1 mm)	50 - 70	70	DNIT-ME 155/2010
Viscosidade (s)	135 °C	Min. 141	DNER-ME 4/1994
	150 °C	Min. 50	
	177 °C	30 - 150	
Ponto de fulgor (°C)	Min. 235	335	DNER-ME 148/1994
Ponto de amolecimento (°C)	Min. 46	39,5	DNIT-ME 131/2010

Tabela 5: Caracterização da emulsão asfáltica RL-1C

Parâmetro	Limites DNIT (2013)	Resultados	Método de ensaio
Viscosidade Saybolt	Máx 90 s	18	NBR 14491
Sedimentação após 5	Máx 5 (% m/m)	2,4	NBR 6570
Peneiração (0,84 mm)	Máx 0,1 (% m/m)	0,01	NBR 14393
Carga de partícula (+/-)	Positiva	Positiva	NBR 6567
pH	Máx 6,5	2,6	NBR 6299
Resíduo de asfalto	Mín 60 (% m/m)	60,2	NBR 14376

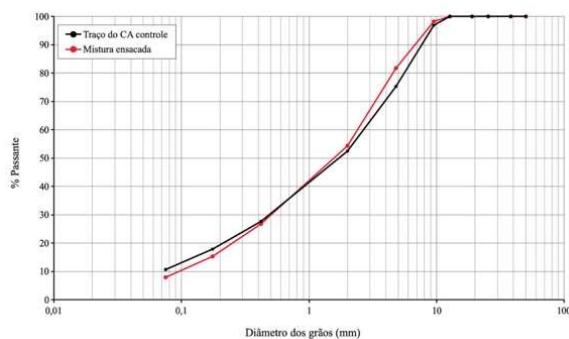
2.3.3. Determinação do teor de ligante asfáltico de projeto dos traços de controle

Como um dos objetivos do presente estudo foi determinar se a mistura ensacada se comporta, efetivamente, como uma mistura a quente, conforme é divulgado pelos fabricantes, a partir do conhecimento da granulometria dos agregados obtidos do processo de extração (Tabela 1), projetou-se uma composição granulometricamente similar à utilizada na fabricação comercial, composta dos mesmos agregados recebidos do fabricante, de forma que a mistura produzida em laboratório fosse a mais fiel possível à original do produto, diferenciando-se apenas pelo tipo de ligante asfáltico utilizado.

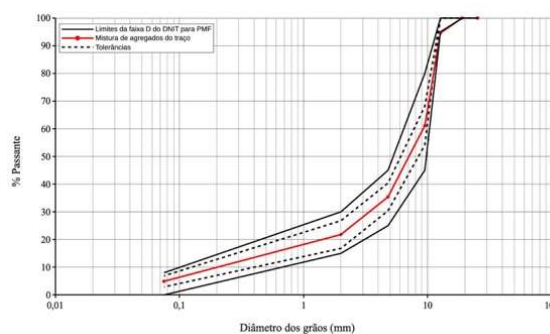
Dessa forma, de posse da granulometria dos agregados recebidos (Tabela 2), definiu-se a combinação entre eles que melhor se ajustou a granulometria do ensacado, combinação essa constituída por 33% de brita 3/8" e 67% de pó de pedra. Importante salientar que à granulometria da mistura ensacada que

serviu de base para a elaboração do traço de CA_{CONT} foi a determinada após os ensaios de extração com o Soxhlet.

O comparativo entre o traço do CA_{CONT} e a granulometria da MAE após extração está apresentado na Figura 1(a). Da mesma forma, foi possível definir o percentual de cada agregado adquirido no mercado local na mistura, para atendimento à faixa D da especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a) e confecção do traço do pré-misturado a frio de controle (PMF_{CONT}). A melhor combinação entre os dois agregados correspondeu a 65% de brita 5/8" e 35% de pó de pedra. A composição granulométrica do traço está detalhada na Figura 1(b), incluindo a tolerância por peneira estabelecida pela mesma norma.



(a) Granulometria da MAE e do traço do CA_{CONT}



(b) Granulometria do traço do PMF_{CONT}

Figura 1: Granulometrias das misturas MAE, CA_{CONT} e PMF_{CONT}

Como no presente estudo busca-se caracterizar a mistura ensacada para utilização em rodovias federais, a determinação do teor ótimo de CAP do traço do CA_{CONT} foi realizada considerando tráfego pesado, ou seja, com aplicação de energia de compactação de 75 golpes. Dessa forma, foram testados os teores de 4,0; 4,5; 5,0; 5,5 e 6,0% de CAP 50/70, com três corpos de prova (CPs) para cada teor, seguindo a metodologia Marshall definida pelo método de ensaio DNER 43 (DNER, 1995). De forma a obter um PMF_{CONT} para comparação com a mistura ensacada, o estudo do traço também foi elaborado para apenas uma energia de compactação do método DNER 107 (DNER, 1994b), com 75 golpes. Para a determinação do teor de projeto de ligante asfáltico do traço do PMF_{CONT} foram testados os teores de 4,0; 4,5; 5,0; 5,5 e 6,0% de CAP residual, que correspondem, respectivamente, a 6,7; 7,5; 8,3; 9,2; e 10% de emulsão asfáltica, considerando o resíduo de asfalto determinado na Tabela 4. Logo após foram confeccionados para ambas as misturas três corpos de prova (CPs) para cada teor, seguindo a metodologia Marshall definida pelos métodos DNER 43 e 107 (DNER, 1995; DNER, 1994b). A massa de mistura preparada para cada CP foi de, aproximadamente, 1200 g.

Em seguida, para ambas as misturas, foram medidas as dimensões dos corpos de prova para a determinação dos parâmetros volumétricos do traço, com aplicação do método DNER 117 (DNER, 1994f). Posteriormente, os CPs foram ensaiados de acordo com o método DNER 43 (DNER, 1995), para o CA, e DNER 107 (DNER, 1994b), para PMF, na prensa para determinação da estabilidade Marshall, fluência, e calculados Volume de vazios (V_v) e Relação Betume/Vazios (RBV) de cada mistura, cujos valores médios estão apresentados na Figura 2.

Dentre os teores testados o de projeto deverá ser aquele que obtiver a maior massa específica aparente, ou seja, o menor volume de vazios, atendendo aos demais limites estabelecidos pelas

especificações DNIT 31 (DNIT, 2006), para CA, e 153 (DNIT, 2010a), para PMF. Dessa forma, para o CA, considerando-se os resultados de estabilidade, fluência, Vv e RBV apresentados na Figura 2 (a, b, c e d), dentre os teores de CAP testados, apenas o de 5,5% atendeu aos limites exigidos pela especificação DNIT 31 (DNIT, 2006) para os quatro atributos. Assim, o traço de projeto do CA_{CONT}, considerando o ligante asfáltico, ficou definido com 5,5% de CAP, 31,19% de brita 3/8” e 63,31% de pó de pedra.

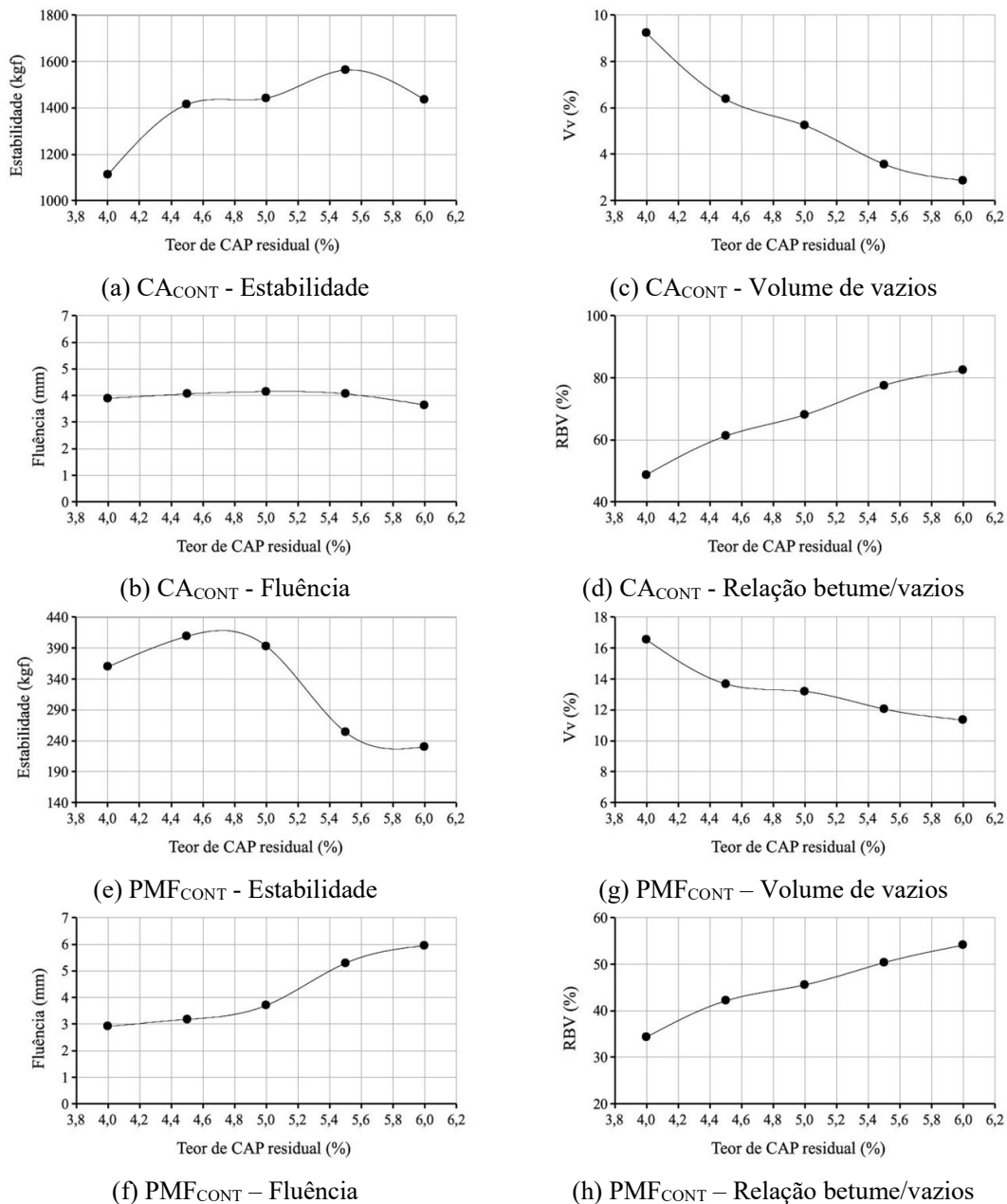


Figura 2: Determinação dos teores de projeto dos traços das misturas controle

Para o PMF, também se considerando os resultados de estabilidade, fluência e V_v apresentados na Figura 2 (e, f e g), dentre os teores testados, os percentuais de 4%, 4,5% e 5% de CAP residual atenderam aos limites exigidos pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a) para os três atributos. Dentre estes, o teor de 5% foi o que obteve a maior massa específica aparente. Entretanto, entre 4,5% e 5% houve queda na estabilidade, motivo pelo qual optou-se pela média entre estes dois valores. Com essa metodologia adotada, determinou-se o teor de 4,8% como o de projeto, que equivale a 8% de emulsão asfáltica, sendo o resíduo de asfalto na emulsão de 60%, conforme a Tabela 4. O traço de projeto do PMF_{CONT}, considerando o ligante asfáltico, ficou definido com 4,8% de CAP residual (8% de emulsão), 61,88% de brita 5/8" e 33,32% de pó de pedra.

2.4. Controle de qualidade da mistura ensacada

Para avaliar o comportamento mecânico da mistura comercial em função do tempo de fabricação e acondicionamento em sacos, o produto foi testado como uma mistura a frio e submetido aos ensaios definidos na metodologia Marshall, método DNER 107 (DNER, 1994b), em diferentes idades, além de ensaios de tração por compressão diametral, método DNIT 136 (DNIT, 2018). As amostras recebidas foram acondicionadas em um contêiner plástico dentro de seus respectivos sacos, de modo a minimizar as perdas de umidade (aditivo) no armazenamento ao longo do tempo. A cada idade foram amostrados cerca de 10 kg para determinação, em triplicata, da estabilidade, fluência e volume de vazios de corpos de prova compactados com 75 golpes, ensaiados com idades de fabricação de 30, 90, 180 e 360 dias. Com os resultados obtidos da análise temporal da mistura ensacada foi possível avaliar a variabilidade estatística de cada parâmetro, através do desvio padrão (DP) e coeficiente de variação (CV), os quais serviram como indicativo da qualidade da mistura em função do tempo de acondicionamento do material para venda a granel.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1. Teor de ligante e granulometria da mistura asfáltica ensacada

Os teores de ligante da mistura ensacada, obtidos com as técnicas do Rotarex e Soxhlet, estão apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Teor de CAP da mistura ensacada

Método	Lote 1	Lote 2	Lote 3
Rotarex	4,55	4,55	6,08
Soxhlet	4,52	4,57	6,13

Observa-se da Tabela 6 que os teores medidos com o Rotarex e Soxhlet apresentaram valores bem semelhantes para cada lote avaliado. Os teores medidos nos três lotes se enquadram nos limites estabelecido pela especificação DNIT 31 (DNIT, 2006a) para concreto asfáltico (4,5% a 9%). Por outro lado, ao analisar-se com base na especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a), para PMF, que estabelece os teores de CAP residual entre 4% e 6%, os lotes 1 e 2 se enquadram na referida especificação, enquanto o lote 3 ficou ligeiramente superior.

Destaca-se, ainda, a variação observada de teor de ligante do lote 3 em relação aos outros dois lotes, conforme também observado por Santana et. al. (2017). Muito provavelmente esse aumento tenha relação a falhas de controle no processo de fabricação.

A granulometria da MAE, obtida após extração do ligante asfáltico através do Soxhlet, está apresentada na Figura 3, junto com a faixa de concreto asfáltico do DNIT (2006a) e de PMF do DNIT (2010a).

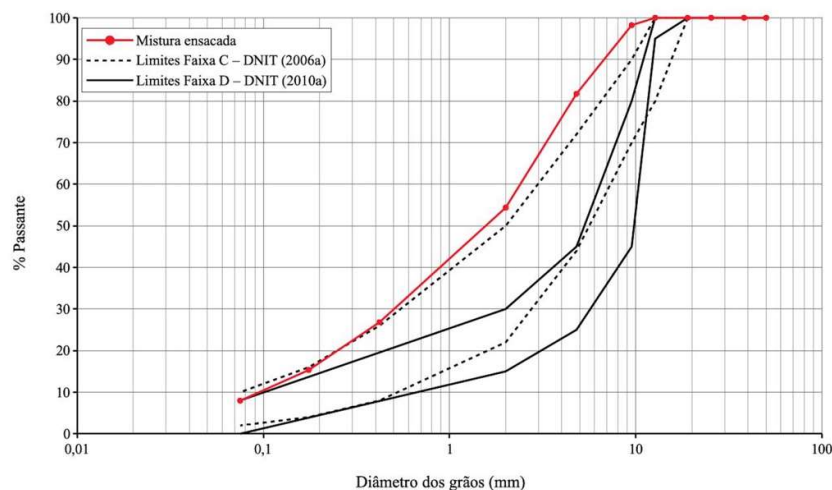


Figura 3: Enquadramento granulométrico da mistura ensacada

É possível observar da Figura 3 que a granulometria encontrada da mistura ensacada ficou fora das faixas do DNIT para misturas tanto a quente quanto a frio. Portanto, do ponto de vista granulométrico, a mistura comercial testada não atende às exigências de concreto asfáltico, conforme a especificação DNIT 31 (DNIT, 2006a), nem tão pouco de PMF, de acordo com a especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a), para utilização em rodovias federais.

3.2. Caracterização Marshall da MAE

Na Tabela 7 são apresentados os resultados médios de estabilidade Marshall, fluência, Vv e RBV de cada lote analisado, segundo DNER 43 (DNER, 1995) e DNER 107 (DNER, 1994b), para caracterização da mistura ensacada como mistura a quente (CA) e a frio (PMF), respectivamente. São apresentados também os valores de média e Coeficiente de Variação (CV) de cada parâmetro.

Tabela 7: Resultados da caracterização Marshall da mistura ensacada

Tipo de teste	Parâmetro	Lote 1	Lote 2	Lote 3	Média	CV (%)
Mistura a quente DNIT 43	Estabilidade (kgf)	194,56	128,30	162,01	161,62	20,50
	Fluência (mm)	3,05	3,89	3,82	3,59	12,99
	Vv (%)	12,70	6,16	6,16	8,73	39,99
	RBV (%)	43,80	69,43	69,43	57,41	22,45
Mistura a frio DNIT 107	Estabilidade (kgf)	457,49	295,69	302,44	351,87	26,01
	Fluência (mm)	4,30	4,30	4,06	4,22	3,28
	Vv (%)	12,86	7,96	6,97	9,26	34,05
	RBV (%)	43,40	56,84	66,60	55,61	20,95

A partir dos resultados da Tabela 7 foi possível observar que a mistura ensacada apresentou considerável variação nos resultados, com CVs elevados, em todos os parâmetros analisados quando o produto foi testado como mistura a quente. Resultados similares foram observados por Santana *et al.* (2017). Essa evidência se repetiu quando os testes consideraram a mistura como do tipo a frio, com exceção, nesse caso, para a fluência que apresentou $CV < 5\%$. Nota-se que a estabilidade média alcançada com a mistura testada a frio foi 118% superior ao teste a quente. Entretanto, o comparativo entre os valores medidos de fluência não apresentou diferença que possa ser considerada significativa. No caso dos parâmetros volumétricos, ou seja, volume de vazios e relação betume/vazios, os quais dependem do traço e compactação, também não apresentaram diferenças consideráveis.

3.3. Avaliação comparativa entre as misturas

A Tabela 8 apresenta de forma comparativa os resultados médios de estabilidade, fluência, Vv e RBV da MAE, ensaiada a quente e a frio, do CA_{CONT} e do PMF_{CONT} , junto com as respectivas exigências das especificações DNIT 31 (DNIT, 2006a) e DNIT 153 (DNIT, 2010a).

Tabela 8: Resultados da caracterização Marshall da mistura ensacada

Parâmetro	MAE a quente	CA_{CONT}	Limites DNIT (2006a)	MAE a frio	PMF_{CONT}	Limites DNIT (2010a)
Estabilidade (kgf)	161,62	1563	≥ 500	351,87	335	≥ 250
Fluência (mm)	3,59	4,06	-	4,22	3,4	2 a 4,5
Vv (%)	8,73	3,57	3 a 5	9,26	15,6	5 a 30
RBV (%)	57,41	77,56	75 a 82	55,61	50,35	-

Nos resultados da Tabela 8 fica claro que a mistura ensacada não se enquadra como uma mistura a quente de acordo com as exigências da especificação DNIT 31 (DNIT, 2006a). A estabilidade média apresentada pelo produto foi cerca de 10% do valor medido no CA_{CONT} e de 32% do mínimo exigido pela referida norma. Os valores de fluência foram similares entre essas misturas, entretanto, Vv e RBV da mistura ensacada ficaram consideravelmente fora dos limites da referida especificação. Na análise do produto como uma mistura a frio, contudo, a mistura ensacada apresentou valores de estabilidade fluência e Vv dentro dos limites estabelecidos na especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a), com grandezas similares àquelas obtidas pelo PMF_{CONT} . Ressalta-se que a mistura de controle do PMF foi estudada com granulometria dentro da faixa D (DNIT, 2010a), enquanto que a MAE ensaiada a frio não se enquadrou nessa faixa (Figura 3).

3.4. Controle de qualidade da mistura ensacada em diferentes idades

Na Tabela 9 são apresentados os valores médios de estabilidade, fluência, Vv e RT, dos testes realizados em triplicata, para energia de compactação de 75 golpes e idades de 30, 90, 180 e 360 dias de armazenamento da MAE, ensaiada como mistura a frio, além dos respectivos valores de CV.

Os resultados apresentados na Tabela 9 não indicam tendência de comportamento bem definida entre o tempo de estocagem da mistura produzida e os respectivos parâmetros avaliados. Nota-se que a estabilidade decresceu de 30 para 90 dias, voltando a subir na análise com 180 dias e novamente a decrescer com 360 dias, com elevados valores de CV. Com a fluência e RT o comportamento observado na estabilidade se repete, enquanto no volume de vazios, embora também não demonstre uma tendência clara,

apresenta o menor coeficiente de variação entre os três parâmetros avaliados. Os elevados CVs observados no presente estudo corroboram os resultados obtidos por Santana *et al.* (2017) e Rezende *et al.* (2019), não sendo possível definir, com os dados obtidos, o tempo máximo de armazenamento em que o produto mantém as características mínimas exigidas pela especificação DNIT 153 (DNIT, 2010a). Tais resultados demonstram a necessidade de normatização das misturas ensacadas, de forma a estabelecer níveis de performance ao longo do tempo de armazenamento.

Tabela 9: Parâmetros médios de controle de qualidade nas diferentes idades da MAE

Idade (Dias)	Estabilidade (kgf)		Fluência (mm)		Vv (%)		RT (kgf/cm ²)	
	Média	CV	Média	CV	Média	CV	Média	CV
30	284,57	5,95	4,91	11,95	17,67	1,08	-	-
90	242,96	3,20	3,22	9,11	18,47	2,32	0,38	5,60
180	344,29	7,52	4,06	0,00	17,76	1,72	0,90	13,40
360	207,92	20,11	2,88	10,19	19,71	2,30	0,44	14,82
Limites DNIT 153/2010	≥ 250		2 a 4,5		5 a 30		-	-

4. CONCLUSÃO

A mistura ensacada analisada não pode ser classificada como uma mistura a quente nem como mistura a frio para utilização em rodovias federais do ponto de vista granulométrico, com base nas especificações para CA e PMF existentes no DNIT.

Em relação ao comportamento mecânico, entretanto, apesar de não apresentar características que a enquadrem como concreto asfáltico, a mistura comercial apresentou valores condizentes a uma mistura a frio, atendendo aos parâmetros do DNIT para tal, quando ensaiada com menor tempo de armazenamento. Entretanto, quando testada como mistura a frio a partir de seis meses de idade, a mistura não atendeu aos requisitos mínimos de estabilidade em amostras compactadas com 75 golpes.

Dessa forma, caso a mistura se enquadre granulometricamente em uma das faixas do DNIT, com manutenção do comportamento mecânico observado com pouca idade ao longo do tempo, o produto estudado poderá ser enquadrado como pré-misturado a frio e utilizado em rodovias federais para qualquer nível de tráfego.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANUÁRIO CNT DO TRANSPORTE: Estatísticas Consolidadas, 2019, <http://anuariodotransporte.cnt.org.br/2019/inicial>. Acesso em 12/05/2020.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(a). ME 53, Mistura betuminosa – porcentagem de betume, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(b). ME 107, Mistura betuminosa a frio, com emulsão asfáltica – ensaio Marshall, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(c). ME 78, Agregado graúdo– Adesividade a ligante betuminoso, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(d). ME 4, Material betuminoso – determinação da viscosidade Saybolt-Furol a alta temperatura método da película delgada, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(e). ME 148, Material betuminoso – determinação dos pontos de fulgor e de combustão (vaso aberto Cleveland), Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994(f). ME 117, Mistura betuminosa – determinação da densidade aparente, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1994.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1995. ME 43, Mistura betuminosa a quente – Ensaio Marshall, RJ, Brasil. 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1998(a). ME 83, Agregados – Análise granulométrica, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1998(b). ME 54, Equivalente de areia, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1998(c). ME 81, Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1998(d). ME 84, Agregado miúdo – determinação da densidade real, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2006(a). ES 31, Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2006(b). EM 95, Cimentos asfálticos de petróleo, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2010(a). ES 153, Pavimentação asfáltica – Pré- misturado a frio com emulsão catiônica convencional, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2010(b). ME 155, Material asfáltico – Determinação da penetração, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2010(c). ME 131, Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2010.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2011. ME 158, Mistura asfáltica – Determinação da porcentagem de betume em mistura asfáltica utilizando o extrator Soxhlet, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2011.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2013. EM 165, Emulsões asfálticas para pavimentação, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018. ME 136, Determinação da resistência à tração por compressão diametral, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2018.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL, 2018. Cadastro Nacional de Produtores de Brita / Coord. Geral Wagner Fernandes Pinheiro [et. al]; Equipe Técnica por Júlio Recuero e [et. al]; – Brasília: DNPM, 2018. 82 p.
- DULAIMI, A., SHANBARA, H. K., AL RIFAIE, A. “The mechanical evaluation of cold asphalt emulsion mixtures using a new cementitious material comprising ground-granulated blast-furnace slag and a calcium carbide residue”, *Construction and Building Materials*, vol. 250, pp. 1-13, Jul. 2020.
- REZENDE, D. A. T., SILVA, J. P. S., CARVALHO, I. S., REZENDE, L. R. “Caracterização amostral de concreto asfáltico estocável por meio de ensaios laboratoriais”, *Anais do 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET*, vol. 1, pp. 1438-1449, Balneário Camboriú/SC, Nov. 2019.
- SANTANA, A. C. S. T., LOURENÇO, V. M. Q. “Análise das propriedades físicas e mecânicas de mistura asfáltica usinada à quente ensacada para aplicação à frio”, *Anais do 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET*, vol. 1, pp. 1574-1585, Recife/PE, Nov. 2017.
- SANTANA, R. R., SANTOS, R., CAVALCANTE, E. H., CARDOSO, G. “Estabilidade e adesividade de ligante asfalto modificado com blenda de borra oleosa de petróleo com borracha de pneu”, *Revista Matéria*, vol. 23, n. 1, Mar 2018.
- SANTOS, K. P., LUCENA, A. E. F. L., LUCENA, L. C. F., SILVA, J. A. A., COSTA, S. C. F. E. “Estudo da incorporação de argilas montmorilonitas em cimentos asfálticos de petróleo”, *Revista Matéria*, vol. 20, n. 2, pp. 501-513, Mar. 2015.
- SENA NETO, P. G., AMORIM, E. F., INGUNZA, M. P. D. “Análises de dosagens de concreto asfáltico do tipo Pré Misturado a Frio (PMF) utilizando Resíduos da Construção e Demolição de obras (RCD)”, *Revista Matéria*, vol. 24, n. 4, Nov. 2019.
- XAVIER, M. F., FERREIRA, W. L. G., CASTELO BRANCO, V. T. F. “Avaliação do uso de cinzas de carvão mineral como melhorador de adesividade em misturas asfálticas”, *Revista Matéria*, vol. 25, n. 1, Abr. 2020.

APRIMORAMENTO DE SIMULADOR DE CARGAS DE TRÁFEGO DO LABORATÓRIO DE GEOSSINTÉTICOS DA EESC-USP

IMPROVEMENT OF THE TRAFFIC LOAD SIMULATOR OF THE GEOSYNTHETICS LABORATORY OF EESC-USP

Gabriel Orquiza Mattiello Pedroso¹, Gabriel Ramos², Clever Aparecido Valentin³,
Jefferson Lins da Silva⁴

¹Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP). gabpedroso@usp.br

²Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP). gabriel2.ramos@usp.br

³Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP). cclever@sc.usp.br

⁴Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo (EESC-USP). jefferson@sc.usp.br

Recebido:

08 de dezembro de 2020

Aceito para publicação:

10 de fevereiro de 2021

Publicado:

30 de março de 2021

Editor de área:

Cássio A. T. do Carmo

Palavras-chaves:

Simulador de Cargas de tráfego.
Desempenho de Pavimento.
Pavimento Instrumentado.

Keywords:

Accelerated Loading Test.
Pavement Performance.
Instrumented Pavement.

DOI.ORG/10.29327/235171.1.50-3



RESUMO

Este estudo apresenta o aprimoramento do Equipamento de Simulação de Cargas de Tráfego do Laboratório de Geossintéticos da USP/EESC, utilizado para monitorar seções instrumentadas de pavimento em ensaios acelerados, detalhando as modificações estruturais do equipamento e a nova configuração de carregamento aplicado. O principal objetivo desta pesquisa foi avaliar e monitorar a eficiência do equipamento e o desempenho de uma estrutura de pavimento construída em escala reduzida. Foi ensaiada uma estrutura com 10 cm de espessura de base sobre um subleito de baixa resistência, simulando 100.000 repetições de passagens de um veículo pesado, e instrumentada com LVDT's, células de tensão total e de carga para avaliação do comportamento das camadas e dos carregamentos aplicados. Neste estudo, o desempenho do pavimento foi avaliado a partir das respostas das instrumentações instaladas, no que tange ao afundamento na trilha de roda, ao módulo de deformabilidade das camadas de base e subleito, a deflexão na superfície do pavimento, e as tensões no subleito. Os resultados indicam que o aprimoramento do Simulador de Cargas de Tráfego apresentou eficiência na simulação, no monitoramento e na aquisição de dados para aferição do desempenho do pavimento quanto aos efeitos oriundos do tráfego, além de não apresentar falhas mecânicas ou estruturais de grande impacto no decorrer do ensaio.

ABSTRACT

This study presents the improvement of the Traffic Load Simulation Equipment from the EESC/USP Geosynthetics Laboratory, used to monitor pavement instrumented sections in accelerated pavement tests, detailing the equipment structural modifications and the new applied loading configuration. The main objective of this research was to evaluate and monitor the equipment behavior and the pavement performance built on a small-scale pavement structure. A structure with 10 cm of base thickness was tested on a low resistance subgrade, simulating 100,000 repetitions of passages of a heavy vehicle, and instrumented with LVDT's, total tension cells and load cells to assess the behavior of the layers and applied loads. In this study, the pavement performance is evaluated by the responses of the instruments installed during the tests, in relation to the rutting in the wheel track, the deformability module of the base and subgrade layers, the surface deflection, and the subgrade stresses. The results indicate that the improvement of the Traffic Load Simulator showed efficiency in the simulation, in the monitoring and in the data acquisition for pavement performance gauging the effects of traffic, in addition to not presenting mechanical or structural failures of great impact during the test.

1. INTRODUÇÃO

A avaliação do desempenho dos pavimentos pode ser realizada em ensaios de campo, experimentos de laboratório e simulações numéricas. Estes três métodos fornecem diferentes perspectivas sobre os dados do desempenho do pavimento (Reck, 2009). No Brasil, destacam-se os ensaios laboratoriais de pavimento em grande escala que simulam carregamentos cíclicos desenvolvidos e realizados por: Antunes (2008); Silva (2009) e Kakuda (2010), desenvolvidos, respectivamente, na UNB, UFRJ e USP. Dentre os equipamentos citados a aplicação das cargas cíclicas é realizada por meio de um cilindro e uma placa rígida.

Os ensaios acelerados de cargas de tráfego (APT - Accelerated Pavement Testing) foram desenvolvidos com o intuito de permitir a reprodução, seja em grande escala ou em tamanho reduzido, das características estruturais de pavimentos e as solicitações às quais o pavimento está sujeito durante sua vida de serviço. A possibilidade de simulação do tráfego de veículos pesados sobre um pavimento em um ambiente controlado de laboratório faz do APT uma importante ferramenta na produção e aquisição de dados relativos ao estudo do desempenho de estradas pavimentadas ou não pavimentadas. Segundo Metcalf (1996), o APT é definido como a aplicação controlada de carregamentos em um protótipo de roda sobre estruturas de pavimentos para determinar a resposta e o desempenho destas estruturas sobre uma condição controlada, e acelerada, de acúmulo de deterioração em um tempo reduzido.

Em se tratando de ensaios APT realizados no Brasil, destaca-se o experimento realizado por Gonçalves (2002), desenvolvido na UFRGS, em que foi utilizado um equipamento denominado HVS (Heavy Vehicle Simulator) em uma pista experimental de verdadeira grandeza. Ensaios APT também podem ser de dimensões reduzidas, diminuindo o seu custo de implantação, como o realizado por Correia (2014), sendo este desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP. Após o trabalho de Correia (2014), o APT da EESC-USP passou por vários aprimoramentos por meio da realização de pesquisas de mestrado e doutorado, em processo de finalização pelos Engenheiros Cívicos Gabriel Orquiza Mattiello Pedroso e Gabriel Ramos, respectivamente. Sendo assim, o propósito deste trabalho é mostrar as potencialidades implementadas no simulador de tráfego para a mensuração do afundamento na trilha de roda, do módulo elástico vertical e das deflexões, também apresentar os ensaios complementares, como o ensaio de placa. Um ensaio piloto é apresentado para descrição quantitativa e qualitativa dos aprimoramentos e inclusões realizadas.

2. ENSAIO ACELERADO DE PAVIMENTO

Os Ensaios APT são realizados com o equipamento de simulação de tráfego desenvolvido no Laboratório de Geossintéticos da EESC-USP por Correia (2014). As principais diferenças desse equipamento é a possibilidade de aplicar solicitações na estrutura por meio de um protótipo de roda, e de ser em escala reduzida (laboratório), o que diminui o custo de implantação.

Desde o término da pesquisa de Correia (2014), o equipamento passou por modificações visando o aumento da resistência de seus componentes, a alteração na programação dos ciclos de aplicação de carga e a possibilidade de utilizar sua estrutura para ensaios de placa estática (Figura 1a).

O equipamento é composto por uma roda de empilhadeira ligada a um pórtico metálico fixado a uma caixa com dimensões internas de 1,82 m de comprimento, 1,42 m de largura e 1,80 m de altura. As dimensões verticais do equipamento e da caixa resultam em uma altura útil do pavimento de 1,40 m. O sistema de aplicação de carga é composto por um pistão alimentado por uma bomba hidráulica capaz de promover carregamentos de até 21 kN. A roda possui 228,6 mm de diâmetro, está revestida por um pneu Trelleborg T-800, com 540 mm de diâmetro, 155 mm de largura, capacidade de enchimento de 1MPa e capacidade de carga de 18,5 kN. A velocidade de movimento do percurso da roda é controlada pelo motor

hidráulico instalado no carro guia. Além disso, molas de aço instaladas no fim do percurso têm a função de suavizar o movimento de parada do conjunto e reduzir a intensidade dos impactos na estrutura metálica. O equipamento e seus componentes estão ilustrados na Figura 1(b).

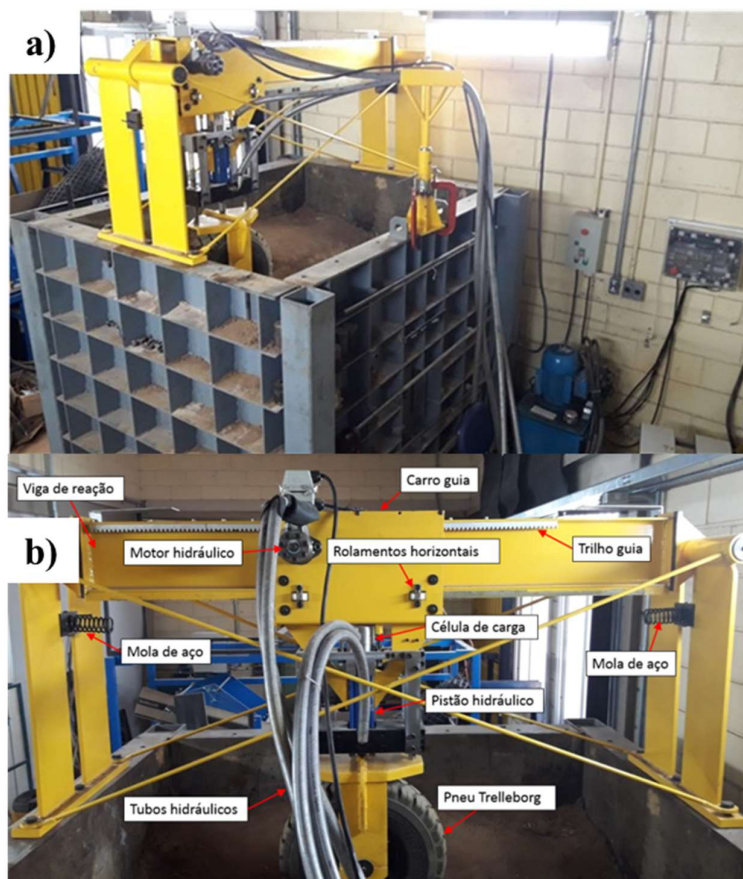


Figura 1: a) Vista geral; b) Detalhes do equipamento.

Com intuito de aumentar a resistência do equipamento, buscando minimizar a ocorrência de quebras e manutenções, a primeira alteração a se destacar no equipamento é com relação à conexão entre o pistão hidráulico e a roda. Buscou-se aumentar a área superficial do apoio da roda, o que permitiu a instalação de um sistema de guias mais robusto. Além disso, um bloco de estrutura de aço atrelado ao pistão hidráulico e duas barras de aço foram instaladas para reduzir os esforços. A Figura 2 (a) e (b) ilustram a alteração estrutural no equipamento.

A segunda alteração foi a instalação de sensores de indução por proximidade no carro guia e na estrutura de reforço do pistão hidráulico, conforme ilustrado na Figura 2 (c), que possibilitam o controle e automação do equipamento. Além das molas de aço, os sensores superiores controlam a frenagem do carro guia, e os sensores inferiores são responsáveis pela aceleração e controle do carregamento. Assim, as melhorias implementadas reduziram os impactos na estrutura do equipamento e pausas para manutenção, causadas devido a ruptura e/ou flexão do conjunto roda pistão, resultando em aumento da vida útil do equipamento.

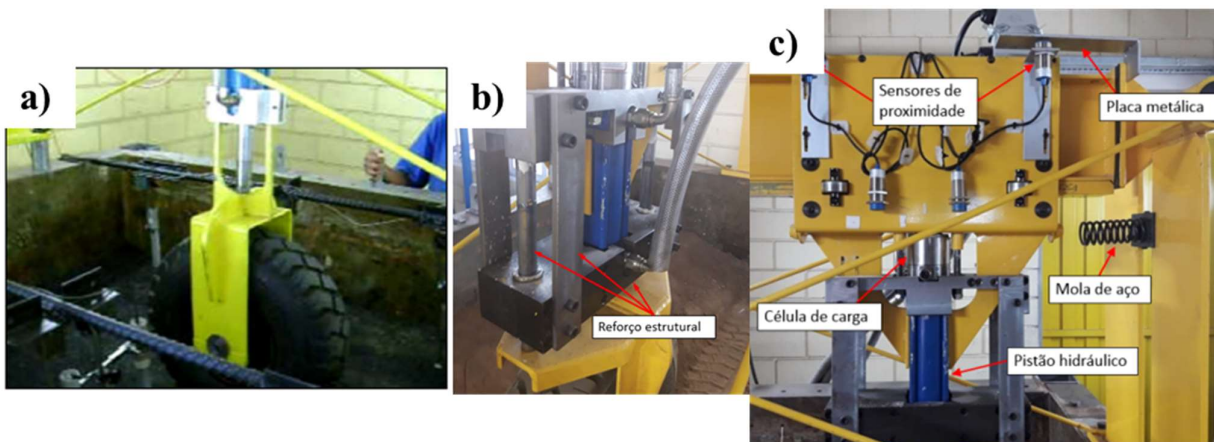


Figura 2: a) Configuração anterior (Correia, 2014); b) Configuração após reforço; c) Sensores de indução.

Além da mudança estrutural do equipamento, um novo programa de automação foi desenvolvido para controlar os movimentos do carro e a aplicação do carregamento. Utilizando uma placa de Arduino, o sistema de hardware foi montado possibilitando contabilizar a quantidade de ciclos, e executar ciclos unidirecionais e bidirecionais. A configuração unilateral permite cerca de 500 ciclos por hora e a bidirecional 1000 ciclos por hora. Incluiu-se também a opção de controlar manualmente os movimentos do equipamento.

2.1. Configuração do carregamento

O APT desenvolvido é um equipamento em escala reduzida e por isso os carregamentos aplicados devem ser contabilizados com a dimensão da roda e do pneu, uma vez que, as características do equipamento diferem do eixo padrão rodoviário adotado como base para o cálculo do número N . Desta forma, com base no fator de escala do MMLS3 (one-third scale model mobile load simulator) utilizado por Tang e Palomino., (2013), ajustou-se a pressão de contato do pneu e o carregamento na roda.

O MMLS3 é um modelo em escala reduzida utilizado para ensaios APT, no qual é aplicado um carregamento de roda com 2,7 kN com uma pressão de contato de 690 kPa, o que representa 1/9 da carga padrão para uma roda e 1/4 para duas rodas. Por conta da redução de área de contato, as camadas do pavimento também são escaladas em 1/3 da espessura real de campo. Entretanto, como as dimensões dos materiais utilizados na construção do APT não obedecem a uma escala numérica, espera-se um aumento na magnitude dos resultados.

Os carregamentos e as pressões de contato do experimento foram calibrados para que se obtenha uma pressão de contato de 690 kPa. Ressalta-se que Tielking e Roberts. (1987) apontaram duas formas de se obter a pressão de contato de um pneu em uma pequena região do pavimento: 1) carregamento vertical com o pneu parado; 2) com o pneu em movimento. Os autores também concluem que a pressão de enchimento do pneu exerce grande influência na forma e tamanho do contato entre o pneu/pavimento. Desta forma, a pressão de contato foi obtida de forma estacionária, onde a área de contato do pneu foi registrada (Figura 3) e posteriormente com o auxílio de um programa CAD calcula-se esta área. A partir da leitura do carregamento do equipamento e da área de contato calculada, calibra-se a pressão de contato.



Figura 3: Registro da área de contato do pneu.

2.2. Caracterização e montagem dos materiais de pavimentação

Para o ensaio piloto no APT foi utilizada uma argila siltosa de baixa capacidade de suporte e alta plasticidade para o subleito, a caracterização e classificação do material é apresentada na Tabela 1. O material de subleito foi compactado com teor de umidade de 34%, 4,5% acima da umidade ótima, e apresentou um valor de CBR de 3,5% e 1,412 g/cm³ de massa específica aparente seca na energia normal, com 98±1% de grau de compactação. Com base no estudo de Holtz et al. (1998), a escolha do teor de umidade acima da ótima é necessária para se obter um material com baixo CBR e altamente deformável, tendo em vista que a continuidade do trabalho envolve a utilização do reforço de geossintéticos para diminuir as deformações permanentes provenientes do subleito.

Tabela 1: Caracterização dos materiais.

Solo	Caracterização								Classificação		
	%Argila	% Silte	%Areia	ps	LL	LP	IP	CBR(%)	HBR	USCS	MCT
Subleito	60	30	10	2,89	62	39	23	3,5%	A-7-5	MH	NG'
Base	20	14	67	2,63	27	18	9	31%	A-2-4	SC	LA'

*Normas utilizadas: NBR 6459 (1984), 7180 (1984), 7181 (1984), 7182 (1988); DNER-ME 254 (1997)

Para a base foi utilizada uma mistura de solo brita granulometricamente estabilizada com brita proveniente de basalto e um solo areno-argiloso, enquadrando-se na Faixa Granulométrica C do DER-SP ET-DE-P00/006 (2006), sendo uma mistura de 20% de solo e 80% de brita, em que os 80% de brita são compostos por 30% de pedra 1, 15% de pedrisco e 35% de pó de brita. A mistura de solo brita apresentou 112% de CBR e 2,330 g/cm³ de massa específica aparente seca máxima na energia modificada. A espessura da camada de base construída foi de 10 cm.

Após a compactação do solo brita utilizado na base, procedeu-se à imprimação da camada superficial com uma emulsão do tipo EAI. Posteriormente à cura da imprimação, o tratamento superficial simples (TSS) foi executado como camada de rolamento sem função estrutural. Sua execução consiste na aplicação do ligante asfáltico sobre a base, seguida da distribuição do agregado. A dosagem do TSS foi executada conforme a especificação técnica do DER-SP ET-DE-P00/021 (2006), em que se adotou 1,3 l/m² de emulsão asfáltica RR-2C e o material granular situado na Faixa Granulométrica A.

2.3. Avaliação da qualidade das camadas pelo ensaio de placa

Para avaliação da qualidade de compactação das camadas foi realizado o ensaio de placa após o término da construção das camadas de subleito e de base. Este ensaio é normatizado pela DIN 18134/2012, a qual prevê três configurações distintas de placas, com diâmetros de 300 mm, 600 mm e 762 mm. Entretanto, levando em consideração o efeito escala do experimento e visando simular um ensaio em pavimento, a dimensão da placa foi adaptada para ser compatível com o diâmetro e a área de contato do pneu utilizado no experimento, portanto, adotou-se uma placa de 70 mm. Com a redução da dimensão da placa, os carregamentos foram ajustados para que se obtivesse o mesmo nível de tensões normais definidas para a placa de 300 mm. O ensaio é realizado sobre uma placa circular submetida a um processo de carregamento em duas fases separadas em 16 estágios. O aumento ou redução das cargas foi realizado em até 60 s e a carga de cada estágio foi mantida constante por 60 s.

Para realizar o ensaio utiliza-se o mesmo suporte metálico do simulador de tráfego, onde retira-se o pneu e instala-se o conjunto placa metálica, LVDT e célula de carga, ilustrado na Figura 4. Conforme a carga é aplicada, o LVDT fornece os deslocamentos verticais do conjunto e a célula de carga o carregamento.



Figura 4: Configuração do ensaio de placa.

2.4. Monitoramento do experimento

Para monitoramento do experimento e verificação do desempenho do pavimento foram utilizados 3 tipos de instrumentos: LVDT's para leituras de deformações e deflexões, células de tensão total para leitura das tensões no subleito e uma célula de carga para controle dos carregamentos aplicados pelo simulador.

Foram utilizados 8 LVDT's ao todo, sendo 7 deles alinhados pela superfície do pavimento e um exclusivo para a leitura da bacia de recalque da trilha de roda. Os LVDT's foram separados em dois conjuntos e posicionados em faces opostas da roda. Os LVDT's foram espaçados de 15 cm entre si e a 10 cm da face do pneu. Além disso, 5 células de tensão, com uma delas posicionada na interface entre a base e o subleito e as demais ao longo da profundidade do subleito, conforme ilustrado na Figura 5.

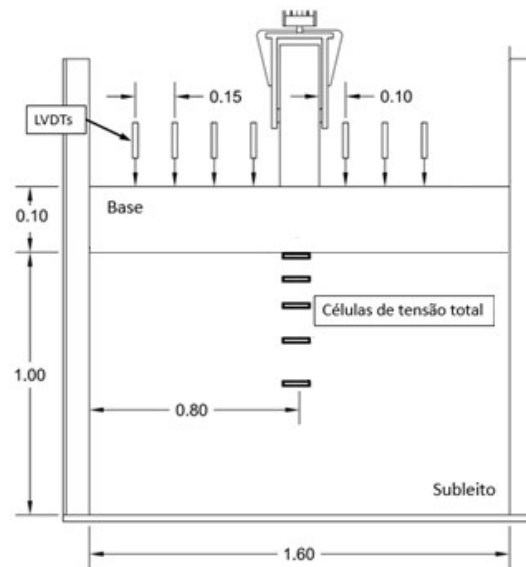


Figura 5: Seção do pavimento e instrumentação.

A medição do ATR foi realizada por meio do desenvolvimento de um suporte metálico acoplado nas bordas da caixa (Figura 6 (a)). Com o auxílio de um LVDT (Figura 6 (b)) foi executada uma varredura dos valores de deslocamento superficial transversalmente ao percurso realizado pela roda. Nos pontos próximos ao caminho da roda, as leituras foram feitas a cada 5 cm, e os próximos das bordas a cada 8 cm. Neste experimento, a medição do ATR de roda foi realizada após 1000, 2000, 4000, 7000, 10.000 e posteriormente a cada 10.000 até o total de 100.000 ciclos.

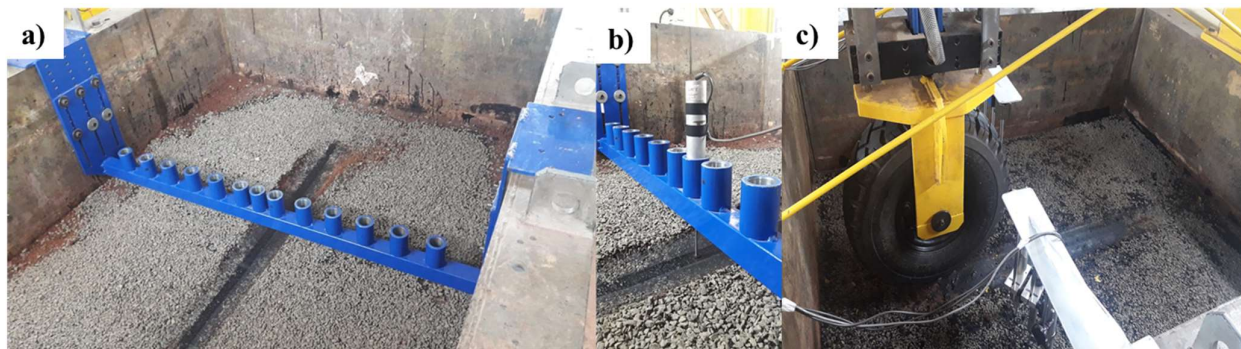


Figura 6: Instrumentação a) aparato leitura ATR; b) detalhe da leitura; c) leitura de deflexão.

3. COLETA DE DADOS E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Após a montagem e a instrumentação do experimento, foi realizado o ensaio acelerado de pavimento com coletas de informações a cada 0,1 s. Foi definido um baixo intervalo de leitura para que fosse possível obter os dados de leitura dos instrumentos durante a passagem do pneu.

Nas Figuras 7, 8 e 9, a seguir, são apresentados três resultados: o padrão de carregamentos, os deslocamentos superficiais por meio de LVDTs e as tensões no subleito a partir das células de carga e a passagem do simulador, respectivamente.

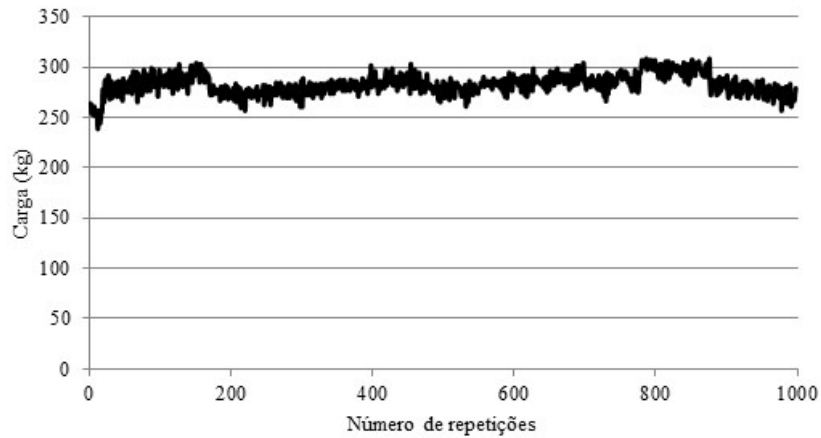


Figura 7: Monitoramento dos carregamentos.

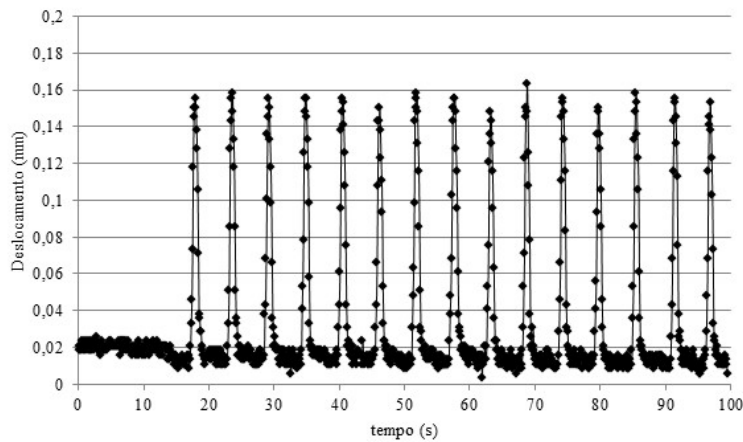


Figura 8: Deslocamentos superficiais.

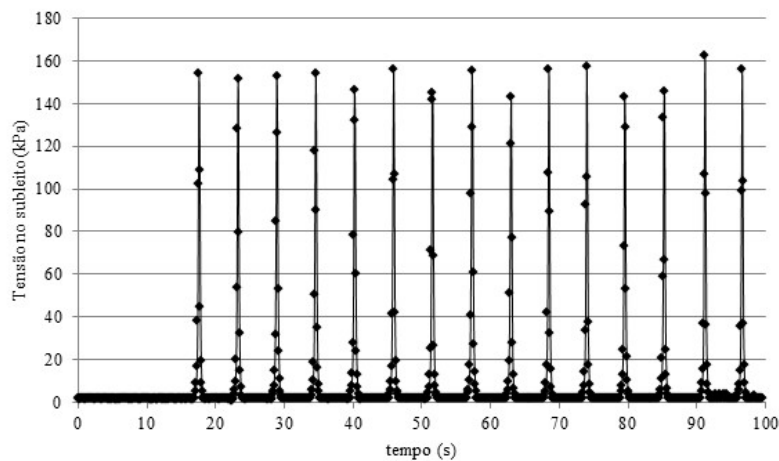


Figura 9: Tensões no subleito.

A partir dos gráficos apresentados pode-se avaliar os resultados da instrumentação ao longo do ensaio. No gráfico de carregamentos pode-se notar que existe uma variabilidade no carregamento entre as repetições de passagens do simulador, entretanto essa variação é pequena e gera pequena influência nos resultados. Com base nos resultados provenientes dos LVDTs é possível notar o efeito da passagem da roda na deflexão superficial, uma vez que a cada passagem se obtêm um pico de leitura neste sensor. Por fim, as células de tensão total apresentam comportamento similar ao LVDT, registrando valores máximos de tensão no momento de passagem da roda.

3.1. Módulo de deformabilidade

Os módulos de deformabilidade das camadas de base e subleito foram mensurados através dos ensaios de placa. Os resultados dos ensaios de placa para cada camada são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2: Resultados dos ensaios de placa.

Parâmetros	Subleito				Base			
	Ensaio 1		Ensaio 2		Ensaio 1		Ensaio 2	
	1º	2º	1º	2º	1º	2º	1º	2º
σ_{0max}	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
a_0	3,43	26,68	1,83	16,17	-0,27	3,67	-0,06	2,03
a_1	2,32	1,40	-16,75	1,18	9,62	1,07	6,61	2,35
a_2	97,58	11,09	98,59	11,33	-0,07	1,80	-1,61	-1,20
E_v	1,03	7,54	1,59	7,60	5,48	26,63	9,05	30,13
E_{v2}/E_{v1}	7,36		4,79		4,86		3,33	

*Unidades: σ_{0max} (MN/m²), a_0 (mm), a_1 (mm/(MN/m²)), a_2 (mm/(MN/m²)), E_v (MN²/m⁴)

Para os ensaios de placa foram realizadas 2 repetições para a base e o subleito, em dois locais distintos (1º e 2º) cada um em um canto da caixa de ensaio, de forma a verificar se estas camadas apresentavam condições semelhantes ao longo de suas respectivas áreas.

Observa-se na Tabela 2, que os valores dos módulos de deformabilidade (E_v) do subleito considerando os ensaios 1 e 2 apresentam valores semelhantes, indicando que esta camada está com uma condição de compactação uniforme. A camada de base por sua vez, também apresenta valores próximos, entretanto com uma variação ligeiramente maior quando comparado com o resultado do subleito. No caso dos resultados da camada de base, a variação pode ter ocorrido em função da dimensão dos agregados, que devido à dimensão reduzida da placa exercem maior influência no ensaio de placa.

3.2. Afundamento na trilha de roda e deflexão

O Afundamento na Trilha de Roda (ATR) é um defeito apresentado pelo pavimento, causado pelo acúmulo de deformação permanente entre as camadas devido à passagem do tráfego. A Figura 10 ilustra o ATR ocorrido no ensaio após 100.000 de passagens do simulador.

O ATR foi mensurado ao longo do experimento, sendo este realizado no perfil transversal no centro da passagem de roda, para avaliar sua evolução com o acréscimo de ciclos de simulação de cargas. A Figura 11(a) mostra os resultados de ATR do ensaio realizado. Observa-se que o ATR se desenvolve rapidamente nos ciclos iniciais do experimento, até 4000 ciclos, atingindo cerca de 16,4 mm de afundamento, a partir de então a tendência de acréscimo destes valores diminuem, indicando uma estabilização nos ciclos finais do experimento. Na Figura 11(b), apresenta-se a seção transversal com a evolução da bacia de recalque do

pavimento ensaiado. São apresentados os resultados para 1000, 10.000, 50.000 e 100.000 ciclos, sendo possível avaliar a influência do carregamento ao longo do eixo transversal de passagem do simulador.

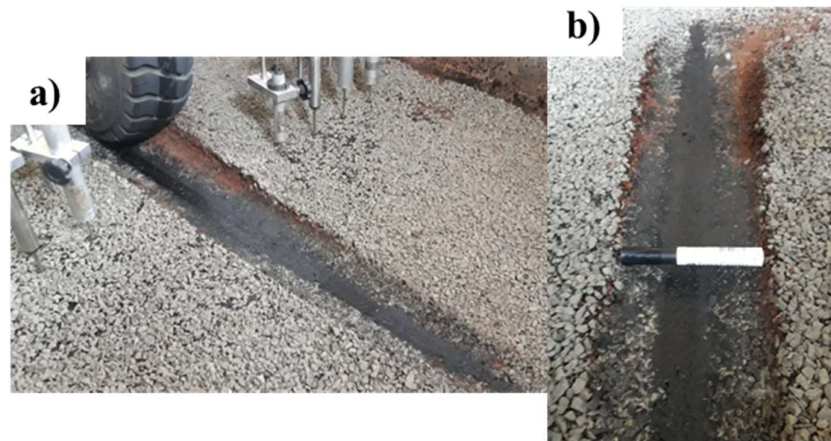


Figura 10: Afundamento na trilha de roda.

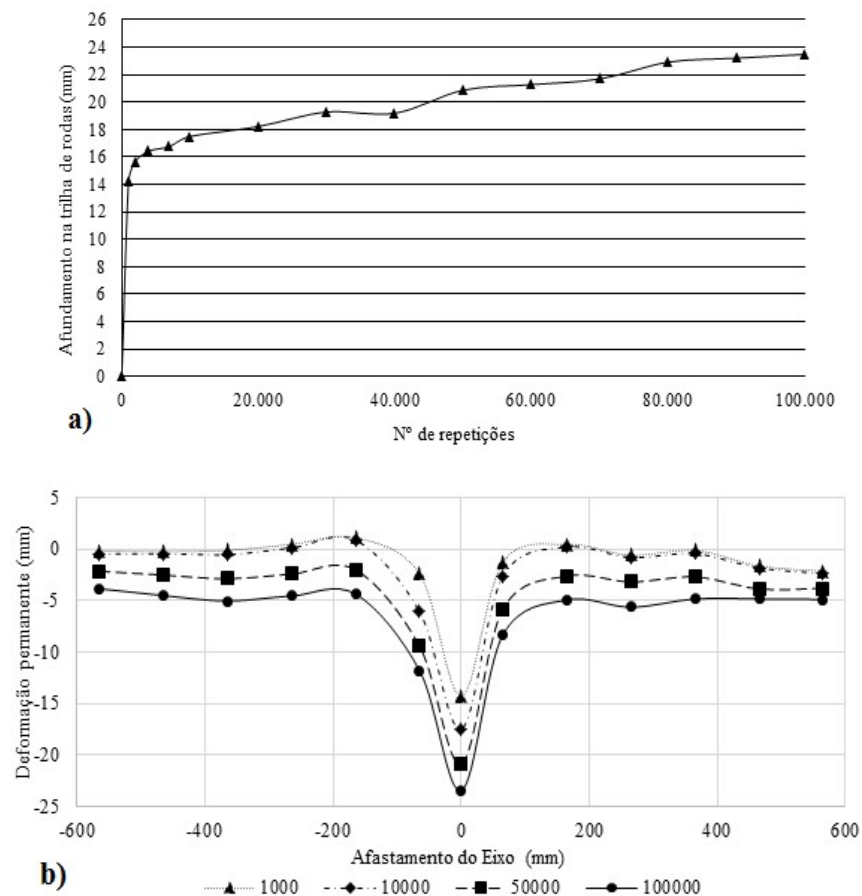


Figura 11: a) Afundamento na trilha de roda; b) Deslocamento plástico.

A partir da Figura 11(a), observa-se que ao decorrer das 105 repetições o pavimento ainda não atingiu um patamar, mostrando que o pavimento ainda acumula alta deformação plástica das camadas. A baixa espessura da camada de base e a alta deformabilidade do subleito são os fatores principais para esse fenômeno. Verifica-se também pela Figura 11(b), que as deformações permanentes do pavimento foram concentradas na região próxima do pneu e que não há a presença de uma onda (heave) na borda externa dessa região, caracterizando que não houve espalhamento lateral da camada de rolamento.

A Figura 12 apresenta a bacia de deflexão ao final dos 1.000 ciclos para o ensaio realizado. Os resultados mostram a redução da influência da carga com o afastamento do centro de aplicação dos carregamentos (centro da trilha de roda).

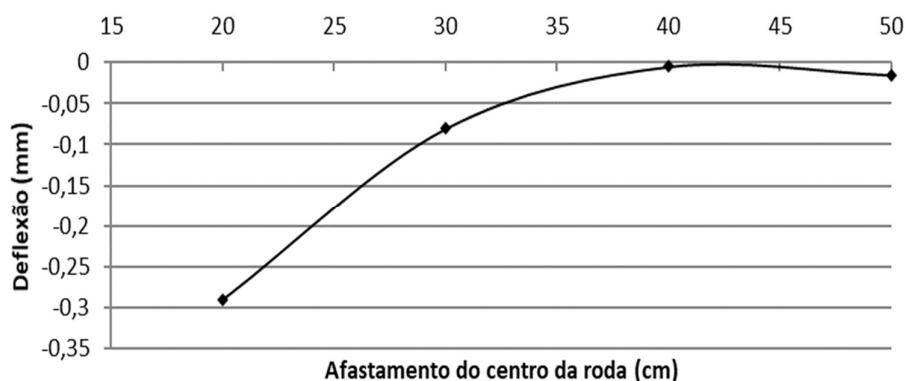


Figura 12: Bacia de deflexão após 1.000 ciclos.

Ao comparar os resultados obtidos, Figuras 11 e 12, com os apresentados em Kakuda (2010), Tang e Palomino. (2013) e Saevarsdotti e Erlingsson (2014), observa-se que apesar das estruturas serem diferentes as medidas obtidas são condizentes em magnitude, mostrando que os resultados estão de acordo com o esperado para a estrutura.

4. CONCLUSÃO

Um experimento para calibrar o equipamento e avaliar o desempenho de um pavimento quanto ao ATR, módulo de deformabilidade e deflexão foi apresentado neste artigo. Para as condições examinadas no ensaio realizado, as principais conclusões são:

- Os resultados dos ensaios de placa são condizentes com o esperado para as camadas de base e subleito, uma vez que os valores do módulo de deformabilidade (E_v) para a camada de menor capacidade de suporte foi muito inferior ao módulo da camada de base, de maior capacidade de suporte;
- As leituras de ATR realizadas no ensaio de APT permitiram verificar o desenvolvimento das deformações permanentes ao longo do ensaio, sendo possível identificar, a partir da inclinação da curva, os intervalos mais críticos para o acúmulo de deformações permanentes e o intervalo de estabilização das deformações;
- Os LVDTs se mostraram eficazes para leitura de deformações elásticas ao longo do eixo transversal da trilha de roda, pois foram capazes de registrar pequenas deformações. Entretanto, para obtenção de leituras mais precisas ou de magnitudes mais baixas é recomendável que se utilize LVDTs de

curso mais reduzido. No caso do experimento executado o adequado seria a utilização de equipamentos de maior precisão ao se afastar do ponto de aplicação da carga;

- O simulador de tráfego se mostrou um equipamento ágil e confiável para o monitoramento e aquisição de dados, além de não apresentar falhas mecânicas ou estruturais de grande impacto no decorrer do ensaio. Essas características fazem do simulador uma ferramenta importante para pesquisas em andamento e futuras, possibilitando inúmeras configurações geométricas para as camadas de pavimentos e também a inclusão de geossintéticos e de materiais não convencionais e sustentáveis, etc.

Agradecimentos

Os autores agradecem ao CNPq, a CAPES e a FAPESP pelas bolsas de estudos e apoio financeiro, assim como as empresas fabricantes de geossintéticos pelo fornecimento de recursos e materiais.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ANTUNES, L. G. S., Reforço de pavimentos rodoviários com geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF. 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 1988. NBR6459: Solo: Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p. NBR 7180: Solo: Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p. NBR 7181: Solo: Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p. NBR 7182: Solo: Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1988. 10p.
- CORREIA, N. S., Performance of flexible pavements enhanced using geogrid-reinforced asphalt overlays. Tese de Doutorado. EESC/USP. São Carlos, São Paulo, Brasil. 2014.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER-SP, 2006. Especificação técnica. ET-DE-P00/021. São Paulo, 2006.
- DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO – DER-SP, 2006. Especificação técnica. ET-DE-P00/006. São Paulo, 2006.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA DE RODAGEM – DNER, 1997. ME -254/97 Solos compactados em equipamento miniatura -Mini-CBR e expansão. Método de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Rio de Janeiro. 1997. 14 p
- DIN 18134:2012-04. Soil - testing procedures and testing equipment - Plate load test. Berlin, Germany, 2012.
- GONÇALVES, F.J.P., Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados. Tese de Doutorado, UFRGS, Rio Grande do Sul. 2002.
- HOLTZ, R.D., CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R., Geosynthetic design and construction guidelines. Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA-HI-98- 038, 460 p. 1998.
- KAKUDA, F. M., Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob carregamento cíclico. Tese de Doutorado. USP/EESC, São Carlos, Brasil. 2010.
- METCALF, J. B., Application of Full-Scale Accelerated Pavement Testing. NCHRP Synthesis of Highway Practice 235: Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C., 110 pp. 1996.
- RECK, N.C., Mechanistic empirical design of geogrid reinforced paved flexible pavements. Jubilee symposium on Polymer Grid Reinforcement, Institute of Civil Engineers, London, England. 2009.
- SAEVARSOTTIR, T E ERLINGSSON, S., Modelling of responses and rutting profile of a flexible pavement structure in a heavy vehicle simulator test, Road Materials and Pavement Design, DOI: 10.1080/14680629.2014.939698. 2014
- SILVA, B. A., Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE. 2009.
- TANG, X., STOFFELS, S. M., E PALOMINO, A. M., Resilient and permanent deformation characteristics of unbound pavement layers modified by geogrids. Transportation Research Record, 2369, 3–10. doi:10.3141/2369-01. 2013
- TIELKING, JOHN & ROBERTS, FREDDY., Tire Contact Pressure and Its Effect on Pavement Strain. Journal of Transportation Engineering-asce, v.113. doi: 10.1061/(ASCE)0733-947X(1987)113:1(56). 1987.

ASPECTOS GERAIS DA GEOTECNIA DO ESTADO DO ACRE COM ÊNFASE EM PAVIMENTAÇÃO RODOVIÁRIA

GENERAL ASPECTS OF THE GEOTECHNICS OF THE STATE OF ACRE WITH EMPHASIS ON ROAD PAVING

Victor Hugo Rodrigues Barbosa¹, Antônio Carlos Rodrigues Guimarães², Maria Esther Soares Marques³

¹Instituto Militar de Engenharia, IME/RJ, victorhrb@gmail.com

²Instituto Militar de Engenharia, IME/RJ, guimaraes@ime.eb.br

³Instituto Militar de Engenharia, IME/RJ. esther@ime.eb.br

Recebido:

10 de fevereiro de 2021

Aceito para publicação:

05 de março de 2021

Publicado:

30 de março de 2021

Editor de área:

Luciana Nogueira Dantas

Palavras-chaves:

Geotecnia.
Pavimentação.
Acre.

Keywords:

Geotechnical.
Paving.
Acre.

DOI.ORG/10.29327/235171.1.50-4



RESUMO

As características geotécnicas do estado do Acre vêm demandando grandes esforços da engenharia rodoviária nas últimas décadas pelos seguintes motivos: a generalizada ocorrência de solos de elevada atividade (estrutura 2:1) com pedogênese diferenciada dos demais solos da Amazônia, a baixa disponibilidade de jazidas de solos lateríticos com granulometria adequada para bases e a necessidade de importação de pedra britada de estados vizinhos devido à ausência de jazidas comerciais na região. Como consequência, mesmo com os elevados custos despendidos na construção, grande parte da malha viária apresenta graves problemas estruturais. Como fator agravante, soma-se o fato de que as metodologias oficiais vigentes de seleção de materiais e métodos de dimensionamento dificultam o uso de uma maior variabilidade de alternativas locais e o tratamento adequado às diversas interações pavimento-veículo por meio da Mecânica dos Pavimentos. Este artigo traz aspectos gerais dos principais temas de interesse geotécnico para a pavimentação no Acre. Além disso, por meio de uma revisão da literatura, são propostos caminhos para o desenvolvimento da pavimentação no estado.

ABSTRACT

The geotechnical characteristics of the state of Acre have been demanding major road engineering efforts in recent decades for the following reasons: the widespread occurrence of high activity soils (2:1 structure) with differentiated pedogenesis of the other Amazon soils, the low availability of lateritic soils deposits with adequate granulometry for bases and the need to import crushed stone from neighboring states due to the absence of commercial deposits in the region. Consequently, even with the high costs incurred in construction, a large part of the road network presents serious structural problems. As an aggravating factor is the fact that current official methodologies for selection of materials and design methods make it difficult to use a greater variability of local alternatives and the adequate treatment of the different pavement-vehicle interactions through Pavement Mechanics. This article presents the general aspects of the main geotechnical topics for paving in Acre and, through a review of the literature, paths are proposed for the development of paving in the state.

1. INTRODUÇÃO

As características geotécnicas do estado do Acre vêm demandando grandes esforços da engenharia rodoviária nas últimas décadas. Caracterizado por uma bacia sedimentar com um horizonte espesso de

material fino em quase toda sua superfície, o estado possui uma grande variedade de solos, dos quais grande parte não apresenta pedogênese adequada para emprego direto em camadas de pavimentos (ACRE, 2010).

Os solos do Acre apresentam uma diferenciação clara em sua gênese quando comparados aos demais solos da Amazônia. Por serem originados de sedimentos oriundos dos Andes, apresentam características eutróficas, vérticas e a presença de argilas de elevada atividade (AMARAL, 2007). Solos com essas características são encontrados em todo o estado, porém ocorrem de forma abundante na região central, a qual é conhecida pela grande ocorrência de solos expansivos e também pela grande dificuldade na implantação de obras rodoviárias, sendo uma região que concentra um elevado número de problemas estruturais em diversos trechos da rodovia BR-364.

O Acre possui dois grandes eixos rodoviários. O primeiro corta o Estado em direção NW-SE (BR-364), ligando os municípios de Cruzeiro do Sul a Rio Branco. O segundo, na direção NE-SW, une a Capital do Estado à cidade de Assis Brasil (BR-317). Um fato a observar é que a BR-364 intercepta uma grande quantidade de Rios e Igarapés, implicando na necessidade de construção de obras de arte. Além disso, como esses cursos d'água mudaram de traçado ao longo do período quaternário, frequentemente esta rodovia corta trechos de terraços aluviais abandonados, os quais podem conter areias finas com granulometria bastante sedimentada e com elevado teor de matéria orgânica.

Os elevados índices pluviométricos – geralmente concentrados entre outubro e abril – influenciam sobremaneira a qualidade de parte das rodovias acreanas. A elevada ocorrência de solos expansivos ao longo do subleito e nas bordas das rodovias são muito suscetíveis à variação de umidade, ocorrendo movimentações significativas que resultam em defeitos nos pavimentos. Outro ponto apontado em Brasil (1976) está relacionado à dificuldade de previsão da vazão das enchentes no estado, o que torna difícil o dimensionamento adequado de dispositivos de drenagem, dificultando o tráfego no período chuvoso, seja pela saturação das camadas do pavimento ou pela erosão nas áreas de aterro.

De acordo com o mais recente Zoneamento Ecológico-Econômico do Estado do Acre (ACRE, 2010), do ponto de vista pedológico, o Estado pode ser dividido em três grandes pedoambientes: um ao leste do Estado, outro na região mais central do Estado e o terceiro no extremo oeste.

Na região leste do estado, onde está situada a Capital Rio Branco, predominam os Argissolos e, em menor proporção, os latossolos. São geralmente solos mais profundos, bem drenados, lixiviados e com argilas de baixa atividade. De acordo com Guimarães et al. (2006), nessa região encontram-se jazidas de solos finos lateríticos e jazidas de solos lateríticos concrecionados (lateritas), sendo esse último utilizado, sempre que possível, como camada granular de pavimentos no estado.

Já a região central do Acre, compreendida entre os municípios de Sena Madureira e Tarauacá, corresponde a uma área de bacia com predomínio de solos mais rasos, mal drenados e de argilas de atividade alta, com a presença de minerais de argila expansíveis (argila 2:1). Esses solos são bastante suscetíveis à umidade, tornando-se muito duros e cheios de fendas no período seco e, por outro lado, difíceis de trafegar durante a estação chuvosa por se tornarem aderentes e escorregadios (ACRE, 2010). São nessas áreas onde, periodicamente, a rodovia de ligação Leste-Oeste (BR 364) demanda maiores trabalhos de recuperação.

A Figura 01 apresenta o mapa de solos em nível de ordem do Estado do Acre, sendo possível visualizar a Rodovia BR 364 cruzando o estado no sentido Leste-Oeste. A distribuição em área e percentual das classes dos solos está listada na Tabela 1, destacando o predomínio no Estado dos Argissolos e Cambissolos.

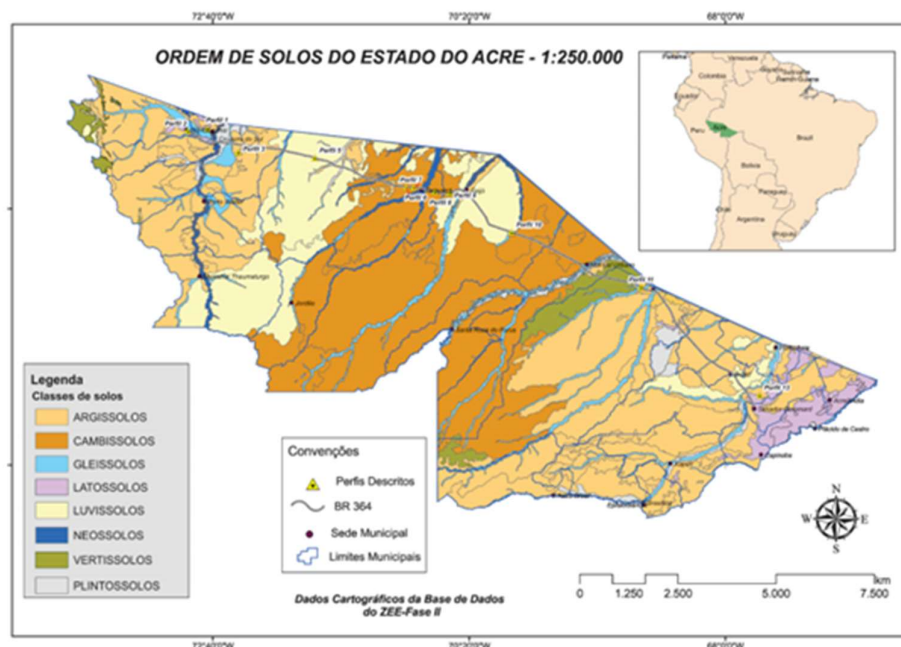


Figura 1: Mapa de solos do Estado do Acre (ACRE, 2010).

Tabela 1: Distribuição em área e percentual das classes de solos do estado do Acre (ACRE, 2010).

Classe de Solo	Área ocupada (ha)	Percentual Ocupado (%)
Argissolos	6.275.532	38,32
Cambissolos	5.168.451	31,56
Luvisolos	2.390.496	14,60
Gleissolos	978.561	5,98
Latossolos	515.489	3,15
Vertissolos	498.064	3,04
Plintossolos	361.142	2,21
Neossolos	189.154	1,16
Total	16.376.890	100,00

O Acre é o único estado do Brasil que não explora a chamada pedra britada, cuja utilização é recorrente em bases granulares de pavimentos, seja mediante BGS (brita graduada simples) ou em misturas solo-agregado. Os afloramentos rochosos no estado estão presentes apenas a oeste, no Parque Nacional da Serra do Divisor, porém sua exploração é considerada inviável. A alternativa utilizada vem sendo a importação de agregados pétreos de estados vizinhos, o que gera elevados custos de transporte e dificulta a viabilização de diversas obras. Como consequência, o Acre é o estado que possui a brita mais cara do Brasil (Figura 2), conforme os índices da Construção Civil - SINAPI (CAIXA, 2020).

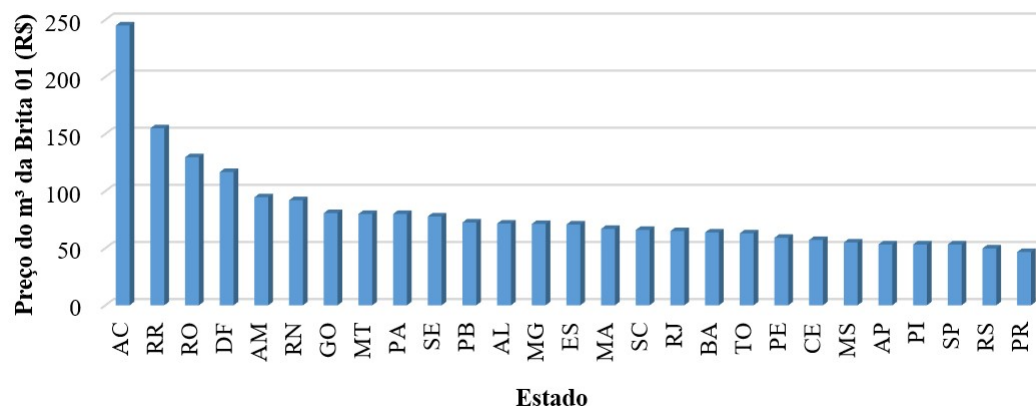


Figura 2: Comparativo do preço da brita 01 entre estados (CAIXA, 2020).

A procura por material tecnicamente conveniente que substituísse a rocha como material de construção resultou na descoberta e exploração de jazidas de solos lateríticos concrecionados (lateritas ou piçarras) a partir dos anos 80, cujo material passou a constituir-se em uma alternativa comumente empregada para compor camadas granulares de pavimentos no Acre, especialmente pelo bom desempenho obtido na prática, a despeito das deficiências granulométricas segundo os métodos tradicionais de seleção de solos para bases (Acre, 2010; Guimarães et al., 2006).

Apesar disso, considerando que o Acre apresenta uma das menores taxas de desmatamento da Amazônia, as jazidas desse tipo de solo não são facilmente identificadas na natureza local, com ocorrências bastante esparsas nos pontos mais elevados do relevo da região (Seixas, 1997).

Este artigo tem por objetivo discorrer com mais detalhes sobre alguns dos principais aspectos geotécnicos ligados à área de pavimentação no estado do Acre. Para isso, são feitas considerações sobre o solo natural que compõe a camada de subleito e sobre as opções de materiais disponíveis para compor as camadas dos pavimentos. Adicionalmente, são discutidas alternativas já utilizadas com sucesso e outras com grandes perspectivas para o desenvolvimento da região.

2. CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS DO ACRE EM PAVIMENTAÇÃO

2.1. Solos Expansivos

Como consequência dos aspectos peculiares da geologia e pedologia do Acre, um dos fatores que dificultam a implantação de obras rodoviárias no estado é a presença de solos de elevada expansibilidade, conhecidos localmente como “tabatinga”, cuja ocorrência é mais intensa na região central do estado, tornando-se praticamente inviável sua remoção ao longo do leito estradal. Trata-se de um solo silto-argiloso de origem sedimentar e coloração esbranquiçada, apresentando consistência muito plástica e elevada expansão quando em contato com a água.

Do ponto de vista conceitual, solos expansivos são tipos específicos de solos argilosos não saturados que alternam aumento de volume por umedecimento e posterior redução por secagem, o que tende a ocorrer de forma cíclica, quase sempre devido a dinâmicas sazonais. De acordo com Ferreira *et al.* (2017), a variação de volume que ocorre no terreno pode causar tensões indesejáveis nas estruturas em Obras de Engenharia, resultando em danos severos em edificações leves e pavimentos. Nos Estados Unidos, o

prejuízo causado por solos expansivos chegou a ser estimado em até US\$ 9 bilhões por ano (Fredlund, 2012).

A Figura 03 apresenta exemplos de defeitos relacionados a solos expansivos identificados próximos à rodovia BR-364, no entorno da capital Rio Branco. Em (a) e (b) são mostrados defeitos em decorrência do subleito expansivo, as quais foram apresentadas pelos técnicos da Infraero nas pistas de acesso (taxiamento) à Pista de Pouso e Decolagem do Aeroporto Internacional de Rio Branco. Em (c) são mostradas trincas longitudinais em segmentos recém-construídos de pavimento local após o início do período chuvoso.



Figura 3: Defeitos em pavimentos locais decorrentes do subleito expansivo.

A baixa qualidade em pavimentação de um típico solo expansivo do Acre pode ser vista na pesquisa de Guimarães (2009). Inicialmente, os ensaios mecânicos de módulo de resiliência e deformação permanente nas amostras, na condição de umidade ótima de compactação, indicaram valores que podem ser considerados normais para materiais de subleito de comportamento não laterítico. Entretanto, ao induzir o ganho de umidade do corpo-de-prova por capilaridade, situação na prática facilmente atingida em solos da Amazônia, o material apresentou valores de deformação permanente extremamente elevados em poucos ciclos de aplicação de cargas, mostrando-se um material, nessas condições, muito deformável.

A esse respeito, vale ressaltar que muitos solos expansivos da região possuem uma alta resistência ao cisalhamento quando em condições ideais de compactação e umidade, o que à primeira vista pode mascarar um comportamento expansivo indesejável. Ou seja, é comum ensaios de sondagem SPT indicar valores elevados em solos altamente expansivos, bem como – nesse mesmo tipo de material – ensaios de CBR indicarem valores considerados aceitáveis para solos argilosos de subleito.

Merece atenção especial a experiência de Seixas (1997), quando da implantação do novo Aeroporto de Rio Branco, o qual observou o surgimento de deformações permanentes no pavimento em função do subleito expansivo. Tais problemas não eram esperados, uma vez que sondagens sísmicas acusaram a presença do nível d'água somente a partir de 30 m de profundidade, bem como a infiltração de águas

pluviais parecia dificultada em virtude do subleito argiloso de baixa permeabilidade, com mais de 90% de material fino passando na peneira nº 200. Percebeu-se, no entanto, que após o período chuvoso, a umidade crescia no perfil de solo em decorrência de um sistema reticulado de trincas, formado a partir de ramificações de raízes dos vegetais em virtude do ressecamento que causam no solo em torno de si mesmas, por meio da absorção de umidade e do trabalho de expansão e retração (Figura 4).

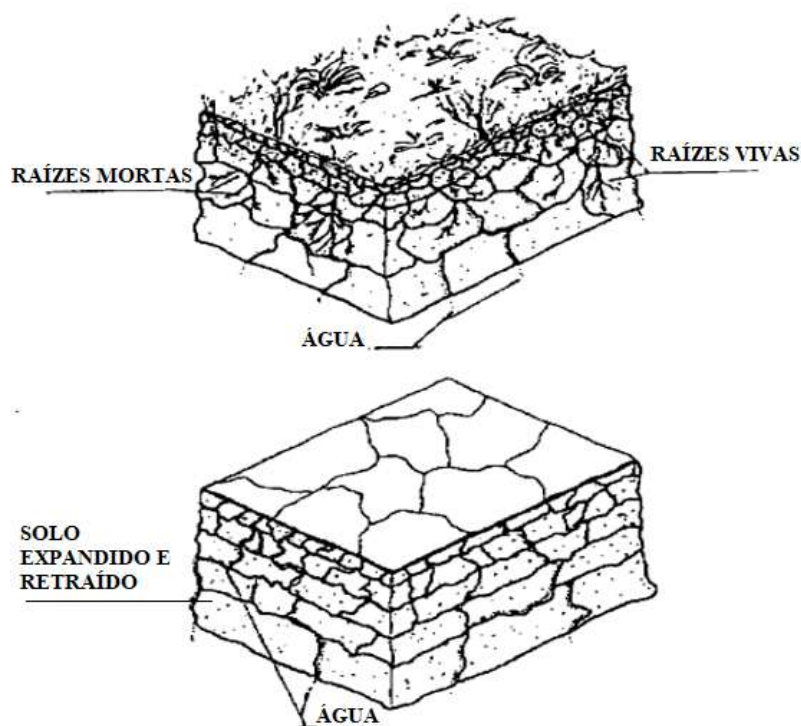


Figura 4: Mecanismos de variação da umidade no perfil do solo. Adaptado de (Seixas, 1997).

Atualmente no Acre, assim como no Brasil, a identificação dos solos expansivos é muito dependente de índices tradicionais para caracterização de solos, como SPT, granulometria e índices de consistência, o que nem sempre permite identificar de maneira satisfatória as características do material. A ampliação de pesquisas na região e a inserção de métodos de ensaios mais avançados são fundamentais para a reversão desse cenário, uma vez que a correta identificação de solos expansivos é um estágio essencial no sucesso de projetos de engenharia, evitando a ruptura de obras ou a necessidade de reparos constantes.

2.2. Jazidas para bases

2.2.1. Análise granulométrica de jazidas de base utilizadas

Para se obter um panorama geral dos solos empregados em Pavimentos no Acre na mesorregião do Vale do Acre (porção Leste do estado), obteve-se junto a empresas locais dados de caracterização de jazidas que foram estudadas e empregadas como materiais de base – *in natura* ou mediante misturas - em obras de recuperação da BR-364 e BR-317, as quais são apresentadas na Tabela 2 e locadas no mapa na Figura 5.

Tabela 2: Granulometria, índices físicos e CBR de amostras de jazidas de Lateritas e Solos finos lateríticos empregados para base em diversos pavimentos na mesorregião do Vale do Acre (Leste do estado).

Item	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Jazida	Nazareno	Epitaciolândia	Assis Brasil	Capixaba	Cosmoti (Quinari)	Porto Acre	J3 irmãos	Teófilo	Vailton	Irmãos Quintela
Localização	BR-364, Km 340,85, Sena - Man.	BR-317, Rio Branco - Brasileira	BR-317	AC-40	BR-317	AC-10	BR-364 KM 339+70 LE - Sena - Feijó	BR-317 - Km 271,6 LE	BR-317, km 299,1 LD	BR-317, km 11
Granulometria	2"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0
	1"	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	94,9	88,3
	3/8"	77,2	82,3	100,0	84,3	92,3	96,1	100,0	77,1	78,4
	Nº 4	69,2	57,2	100,0	70,5	59,0	88,3	100,0	57,9	66,4
	Nº 10	68,5	48,4	99,8	64,0	49,3	85,5	100,0	49,7	57,6
	Nº 40	65,1	46,1	98,8	62,6	48,3	83,0	73,7	47,9	58,4
	Nº 80	65,1	46,1	98,8	62,6	48,3	83,0	73,7	47,9	58,4
	Nº 200	28,4	33,1	67,6	43,6	35,0	51,6	22,3	35,9	29,4
LL	31,0	33,0	40,0	44,1	43,4	45,4		37,8	20,0	55,8
IP	14,0	7,4	15,0	11,0	15,4	14,1		10,8	9,0	31,4
I.S.C (%)	50,1	74,7	-	45,5	89,4	43,0	-	85,0	117,4	38,0
Exp (%)	0,8	0,4	-	0,2	0,3	0,0	-	0,5	0,2	0,3

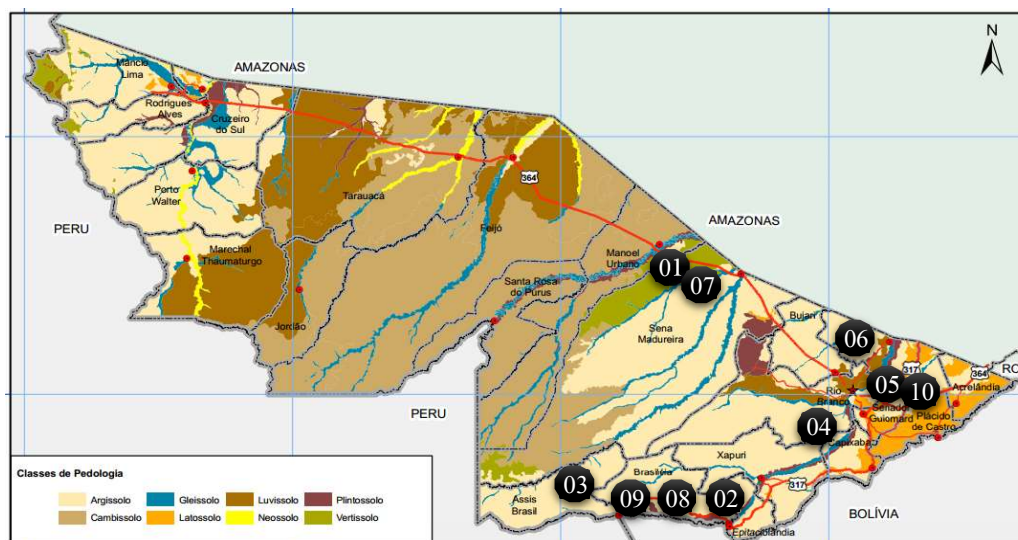


Figura 5: Localização de jazidas empregadas para base na região Leste do estado do Acre.

Nota-se na Figura 5 que o pedoambiente das jazidas utilizadas para base selecionadas nesta pesquisa apresenta um predomínio de argissolos e, em menor proporção, os latossolos. No geral, São solos mais profundos, bem drenados, lixiviados e com argilas de baixa atividade (Acre, 2010).

No meio rodoviário local, é difundida a ideia de que a região leste do estado apresenta uma maior disponibilidade de solos finos lateríticos e lateritas, recursos que se tornam mais escassos à medida que se desloca para a região central, como é possível deduzir pelo próprio Mapa de solos da Figura 01.

Os solos finos lateríticos são solos ricos em óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio e, quando compactados na umidade ótima, possuem uma cimentação natural que favorece a aplicação direta em camadas de base, dispensando misturas em alguns casos. Já as lateritas são concreções ferruginosas também conhecidas como piçarras ou cascalho, que aumentam a resistência das bases através de um melhor enquadramento granulométrico das partículas. Esse é um dos motivos que contribuem para os pavimentos executados nessa região serem relativamente melhores que os das demais regiões do estado.

Uma peculiaridade dessas jazidas do Acre reside na carência de material pedregulhoso e excesso de material fino (Figura 06), não atendendo a diversos critérios de aceitação de materiais relativos à granulometria, índice de plasticidade e CBR da Norma DNIT 141/2010 – ES, ou mesmo da Norma DNIT 98/2007 – ES, a qual foi desenvolvida para solos lateríticos concrecionados e apresenta limites mais flexíveis. Tal fato resulta em dificuldades contratuais, o que, geralmente, é solucionado através da estabilização física ou química desse material, encarecendo a obra (Guimarães et al., 2006).

Apesar dos projetos rodoviários utilizados na região muitas vezes indicarem o uso de solos lateríticos para camadas granulares, vale ressaltar que a investigação dessas propriedades não é feita a contento. Ou seja, ensaios químicos para a determinação da relação sílica-alumina e sílica-sesquióxidos – ou mesmo os ensaios de MCT – raramente são realizados. Tal fato acarreta a utilização de solos que não são lateríticos, resultando em bases que não apresentam bom comportamento mecânico e hidráulico.

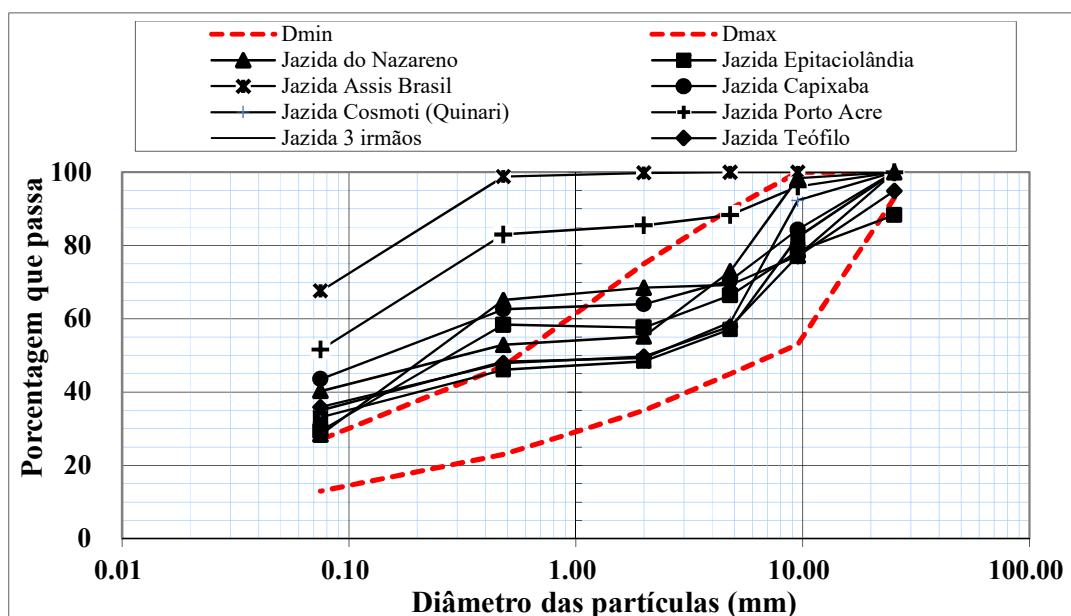


Figura 6: Enquadramento granulométrico de jazidas de empréstimo na faixa “D” da norma DNIT 141/2010.

2.2.2. Módulo de Resiliência

A despeito das lateritas do Acre não satisfazerem alguns critérios normativos de aceitação de materiais, há inúmeras obras de pavimentação local com resultados práticos satisfatórios. Guimarães (2009) verificou as características mecânicas favoráveis das lateritas do Acre em camadas de pavimentos por meio de ensaios Triaxiais de cargas repetidas, os quais mostraram que os valores de deformação permanente acumulada, para variados estados de tensão, são muito pequenos e na ordem de 10% do valor admissível considerando um pavimento de alto volume de tráfego.

Utilizado o modelo composto para o enquadramento dos resultados (Equação 01), Barbosa (2017) realizou ensaio de módulo resiliente (MR) em uma laterita da jazida Cosmoti (jazida 05 da Tabela 2), compactada com umidade próxima da ótima e com energia relativa ao ensaio Proctor Intermediário.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

Verificou-se através do comportamento resiliente do material, representado tridimensionalmente na Figura 7, que a laterita apresenta um elevado valor de módulo resiliente, em torno de 450 e 750 MPa, o que pode torná-la apta a ser empregada como camada de base mesmo sem qualquer tipo de estabilização ou mistura. Pelos estados de tensões do ensaio, é possível verificar ainda que o melhor enquadramento ocorre para a tensão desvio, o que confirma a natureza coesiva do solo e o efeito cimentante de solos lateríticos.

Por outro lado, considerando apenas os critérios de aceitação previstos na Especificação de Serviço 98/2007 do DNIT, o solo avaliado não está apto a ser empregado *in natura* em bases de pavimentos, tendo em vista possuir LL > 40%, IP > 15% (Tabela 2) e granulometria fora da faixa preconizada (Figura 6).

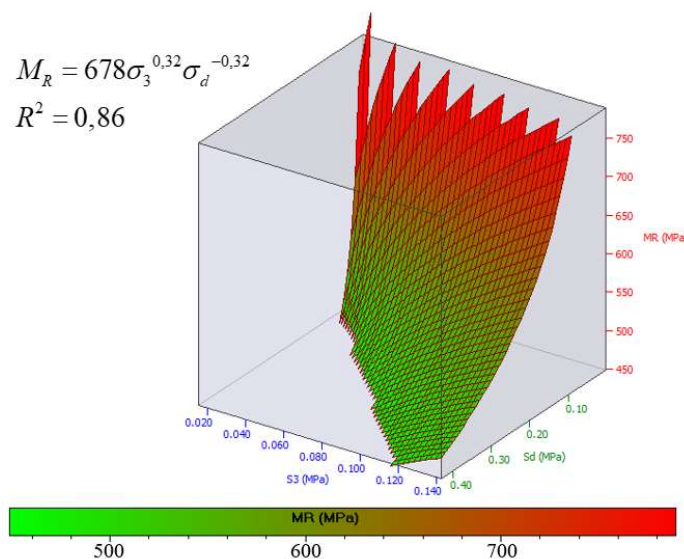


Figura 7: Modelo composto do Módulo Resiliente de amostra de Laterita oriunda da Jazida do Cosmoti (Barbosa, 2017).

Para complementar esta Pesquisa, realizaram-se ensaios de Módulo Resiliente em amostras da Jazida de Porto Acre (Jazida 06 da Tabela 02). Os ensaios foram realizados no equipamento de ensaios de triaxiais de cargas repetidas do Laboratório de Solos do Instituto Militar de Engenharia. O procedimento de execução seguiu as diretrizes do Método de Ensaio 134/2018 do DNIT. As amostras foram homogeneizadas na umidade ótima de compactação e inseridas em câmara úmida por 24 horas. Após essa etapa, compactou-se o material na energia correspondente ao Proctor Intermediário, seguido do ensaio propriamente dito, onde são aplicados dezoito pares de tensões após o ciclo de condicionamento da amostra.

A Tabela 03 resume os principais atributos obtidos nos ensaios de Módulo Resiliente das amostras. A amostra 01 corresponde a uma camada mais superficial da Jazida, entre 0,20 cm e 1,20 cm; a amostra 02 foi extraída em um horizonte mais profundo e com maior quantidade de pedregulhos; e por último, a amostra 03 diz respeito a uma mistura 70-30 de solo-brita, com 70% de material da referida Jazida e 30% de Pedrisco. A Figura 8 apresenta o comportamento resiliente das amostras representadas no Modelo composto da Equação 1.

Tabela 3: Parâmetros k do modelo composto e coeficiente de determinação da Laterita de Porto Acre e da mistura solo-brita.

Amostra	Descrição	k1	k2	k3	R ²
1	Laterita pouco pedregulhosa	368,0	0,32	-0,52	0,83
2	Laterita muito pedregulhosa	1.818,4	0,64	-0,36	0,57
3	Mistura 70-30 (Solo-Pedrisco)	3.355,8	1,04	-0,68	0,83

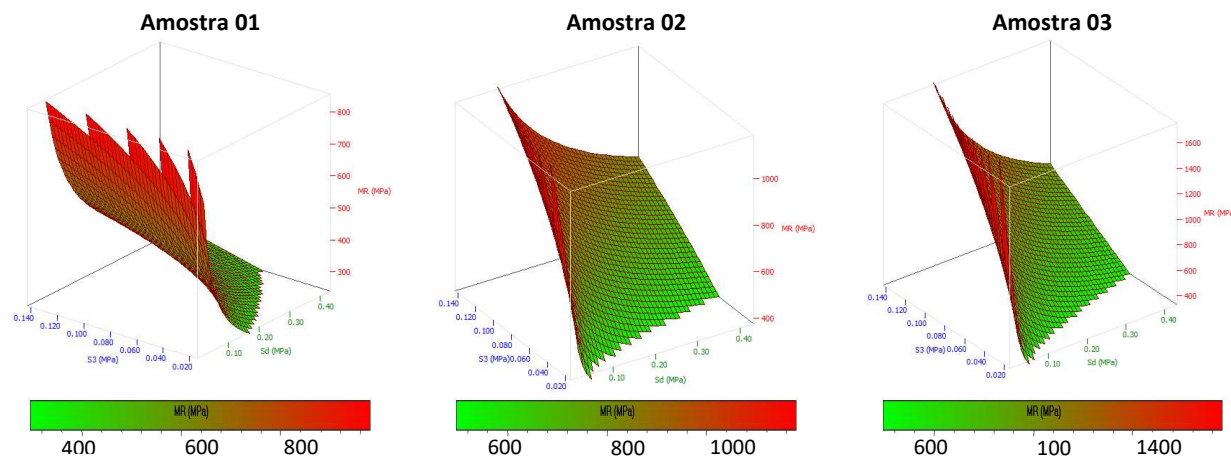


Figura 8: Modelo composto do Módulo Resiliente das amostras de Laterita e mistura oriundas da Jazida de Porto Acre.

Na amostra 01, nota-se comportamento coesivo e valores de Módulo Resiliente muito similares à Jazida do Cosmoti, mostrada na Tabela 2 e Figura 7. A camada pedregulhosa (amostra 02) apresentou valores de Módulo mais elevados, entre 400 e 1.200 MPa. A granulometria mais aberta – característica comum das jazidas do Acre –, reduz o enquadramento do solo com a tensão desvio, favorecendo um melhor ajuste com a tensão confinante. Condição similar se repete na Mistura Solo-Brita, porém obtendo-se um módulo muito elevado, entre 400 e 1800 MPa.

3. CONCLUSÕES

Nas últimas décadas, o uso ainda elevado no Brasil de métodos de ensaios, especificações de materiais e critérios de dimensionamento, todos de origem estrangeira e que não se adequam integralmente às condições dos solos locais, cuja formação se deu sob a influência de clima tropical, dificulta o surgimento de inovações e projetos mais eficientes na área rodoviária do Acre. Como exemplo, temos o uso ainda limitado da metodologia MCT, o que faz com que o meio técnico dispense o uso de muitos solos finos com boas características para pavimentação, ou ainda que utilize solos cujos finos são de mau comportamento quando o projeto demanda um solo laterítico. Além disso, o estado da arte no dimensionamento de pavimentos flexíveis por meio do uso da Mecânica dos Pavimentos, em especial valendo-se de ensaios triaxiais cíclicos de Módulo Resiliente e Deformação Permanente, ainda se restringe a poucos trabalhos científicos.

Soma-se a isso o fato das peculiaridades de natureza geotécnica do estado do Acre. A ausência de jazidas comerciais de brita acaba elevando sobremaneira os custos da estabilização física de bases. Isso deve-se – além do uso dos métodos tradicionais citados – ao fato de que as jazidas utilizadas como materiais para bases apresentam uma granulometria com elevado teor de finos e alto índice de plasticidade. No entanto, vale ressaltar as boas características resilientes de materiais desse tipo, como a jazida Cosmoti investigada em Barbosa (2017); e os baixos valores de deformação permanente de uma laterita de Senador Guimard descrita em Guimarães (2009).

No que tange ao material de subleito de pavimentos ou terreno natural, há uma grande quantidade de solos de elevada atividade e com características expansivas com ocorrência em todo o estado, porém com grande concentração na porção central do território acreano. Ao longo dos anos, investigações geotécnicas que visavam meramente atender aos preceitos normativos dos órgãos rodoviários mostraram-se insuficientes para a correta identificação e caracterização desses solos, bem como o projeto e execução de pavimentos com desempenho satisfatórios ao longo da vida útil prevista. Dessa forma, faz-se necessário uma caracterização mais completa dos solos expansivos locais, ampliando o número de pesquisas que forneçam suporte técnico ao meio rodoviário local.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACRE. Secretaria de Estado de Meio Ambiente. Livro temático II: Recursos Naturais I – Geologia, Geomor-fologia e Solos do Acre. Programa Estadual de Zoneamento ecológico econômico do Acre Fase II – Escala 1:250.000. SEMA Acre, Rio Branco, 2010.
- AMARAL, E. F., “Estratificação de ambientes para gestão ambiental e transferência de conhecimento, no Estado do Acre, Amazônia Ocidental”, Tese de Doutorado, Universidade de Viçosa, Minas Gerais, 2007.
- FERREIRA, S. R. M., PAIVA, S. C., MORAIS, J. J. O., VIANA, R. B., Avaliação da expansão de um solo do município de Paulista-PE melhorado com cal. Revista Matéria, v. 22, suplemento 1, Rio de Janeiro, 2017.
- GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA. L. M. G.; VIEIRA. A. Contribuição para a aplicação de uma Abordagem Mecanística na Avaliação Estrutural de Pavimentos Asfálticos do Estado do Acre. 13ª REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA – 13ª RPU. Maceió/AL – Brasil. 2006.
- BARBOSA, V. H. R. Estudo de solos do Acre para a produção de agregados calcinados e misturas para Bases em Pavimentação. 2017. 155 p. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ. 2017.
- GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão a deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 2009. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 2009.
- SEIXAS, S. Comportamento dinâmico dos materiais componentes do pavimento da pista de pouso do novo aeroporto de Rio Branco. 1997. 237 p. Dissertação de Mestrado, COOPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 1997.
- CAIXA (Caixa Econômica Federal). SINAPI: Índices da Construção Civil. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/>, acesso em dezembro de 2020.

- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2007. ES 98/2007. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2007
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2010. ES 141/2010. Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente. Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.
- CARVALHO, J. C., *et al.* Solos não saturados no contexto geotécnico. Associação brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo, 2015.
- RODRIGUES, T E, GAMA, J. R. N. F., “Plantissolos Argilúvicos com argila de atividade alta no estado do Acre”, Embrapa Amazônia Oriental, v. 66, Belém, Pará, 2003.
- FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., FREDLUND, M. D., Unsaturated soil mechanics in engineering practice, 1 ed., Hoboken, New Jersey, John, 2006.