



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

ANTHONY BELO VASCONCELOS SANTOS

**SIMULAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EXCESSO DE CARGA E
DA TEMPERATURA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE
EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS**

FORTALEZA

2017

ANTHONY BELO VASCONCELOS SANTOS

SIMULAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EXCESSO DE CARGA E
DA TEMPERATURA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE
EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil. Área de concentração: infraestrutura de transportes.

Orientador: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares

Fortaleza
2017

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

S233s Santos, Anthony Belo Vasconcelos.

Simulação da influência do excesso de carga e da temperatura na deformação permanente em revestimentos asfálticos / Anthony Belo Vasconcelos Santos. – 2017.
75 f.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2017.

Orientação: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares.

1. Deformação permanente. 2. Ensaio uniaxial de carga repetida. 3. Simulação. 4. Sobrecarga Veicular. I. Título.

CDD 620

ANTHONY BELO VASONCELOS SANTOS

SIMULAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO EXCESSO DE CARGA E
DA TEMPERATURA NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE
EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Monografia apresentada ao Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil. Área de concentração: infraestrutura de transportes.

Aprovada em 06 / 12 / 2017.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares (Orientador)
Universidade Federal do Ceará

Prof. Dr. Francisco Heber Lacerda de Oliveira
Universidade Federal do Ceará

Pro^a. Dra. Juceline Batista Dos Santos Bastos
Instituto Federal do Ceará

À minha família

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares pela excelente orientação.

À Profa. Dra. Juceline Batista dos Santos Bastos pelo tempo, sugestões e valiosas contribuições.

À minha família por toda orientação, companhia e carinho.

Aos meus colegas pelos incentivos e momentos de descontração.

À minha namorada, Lirya, pelo companheirismo e incentivo.

RESUMO

A deformação permanente em revestimentos asfálticos é um defeito recorrente no cenário nacional, agravando-se por apresentar-se, muitas vezes, precocemente, já nas primeiras semanas ou meses após liberação do tráfego em rodovias recém-construídas. Dentre os motivos da ocorrência da citada falha, tem-se o excesso de carga ao qual está submetido o pavimento. A sobrecarga veicular, além de causar danos ao pavimento e, conseqüentemente, reduzir sua vida útil, é responsável por prejudicar a segurança de rodagem do conjunto mecânico de veículos de carga (eixos, freios, rolamentos ou motor). O excesso de carga tem sido problema recorrente, e não minimizado devido à baixa relação custo de multa de infrações por valor do frete praticado. A caracterização de uma mistura asfáltica ante a deformação permanente é prevista em normatização nacional. Entretanto, há uma necessidade de aprimoramento de técnicas já desenvolvidas para avaliação da deformação permanente visando representações das condições de sobrecarga em campo. Este trabalho visa avaliar os efeitos do excesso de carga na deformação permanente em misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de carga repetida submetido a diferentes níveis de tensões. Também é incorporado nos experimentos duas diferentes temperaturas para os mesmos níveis de tensões, a fim de avaliar seus efeitos no comportamento da mistura. Encontrou-se uma baixa correlação entre os incrementos de tensões no ensaio uniaxial de carga repetida e o resultado de *Flow Number*. Este resultado mostrou-se sensível à variação de temperatura testada, com bom nível de correlação. Os ensaios e análises computacionais permitiram um melhor entendimento das condições de carregamento e de temperatura no comportamento da mistura asfáltica à deformação permanente.

Palavras-chave: Deformação Permanente, Ensaio Uniaxial de Carga Repetida, Simulação; Sobrecarga Veicular.

ABSTRACT

Rutting on asphalt pavements is a common distress in national highways, turning it into a major concern due to its early occurrence, often within the first weeks or months after traffic release. Among the reasons of rutting, one might mention the overload of heavy truck traffic. Such overload, besides damaging the pavement and consequently decreasing its life span, is responsible to decrease the overall safety of the mechanical integrity in vehicles (*i.e.* brakes, axis, bearing, truck or engine). Unfortunately, overload has been a common practice not mitigated by law enforcement. The characterization of a hot mixture asphalt with respect to rutting resistance does count with a national standard. However, there is room for improvement to evaluate rutting when overload occurs. This study aims to evaluate the effects of traffic overload on rutting of hot mixture asphalts by means of the uniaxial repeated load test under different levels of loads. Moreover, it is incorporated into the experiments and computational analysis the effects of temperature considering different environmental conditions. It was found a low correlation between the different loads at the uniaxial repeated load test and the FN . This parameter was found sensible to the temperature variation, presenting good levels of correlation. The tests and computational analysis provided a better understating about the load and temperature effects on asphalt rutting.

Keywords: Rutting, Uniaxial Repeated Load Test, Traffic Simulations

LISTA DE FIGURAS

| | |
|---|----|
| Figura 1. Afundamento de trilha de roda em pavimento urbano. | 17 |
| Figura 2. (a) deformação permanente por densificação; (b) Deformação permanente por deformação lateral (cisalhamento)..... | 18 |
| Figura 3. Transmissão de carga em diferentes camadas e subleito. | 20 |
| Figura 4. Tipos de eixo e rodas mais usuais em veículos de carga..... | 21 |
| Figura 5. Determinação do Fator de Equivalência de Carga por carga por tipo de eixo..... | 24 |
| Figura 6. Impressão da área de contato do rodado com o piso..... | 25 |
| Figura 7. Classificação e simbologia dos veículos de carga..... | 27 |
| Figura 8. Avaliação da precisão de leitura do equipamento de pesagem do tipo WIM..... | 29 |
| Figura 9. Ponto crítico de deformações viscoplástica. | 31 |
| Figura 10. Ciclo de carga do ensaio Uniaxial de Carga Repetida. | 34 |
| Figura 11. Acomodação do corpo de prova e posicionamento dos LVDTs..... | 35 |
| Figura 12. Zonas de deformação e obtenção do FN. | 36 |
| Figura 13. Temperaturas médias máximas trimestrais no Brasil. | 40 |
| Figura 14. Variação da temperatura com profundidade do revestimento asfáltico para diferentes horários do dia para o clima de Miami, FL, Estados Unidos. FlexPave. | 41 |
| Figura 15. Faixa granulométrica e limites. | 45 |
| Figura 16. Resultados de dosagem. | 47 |
| Figura 17. Curvas de compactação dos CPs com teor de ligante de 6,0%. | 48 |
| Figura 18. Orientação dos eixos para análises de tensões no AEMC..... | 50 |
| Figura 19. Interface do Programa FlexPave. | 53 |
| Figura 20. Parâmetros de rigidez utilizados no FlexPave. | 53 |
| Figura 21. UTM-25. LMP/UFC. | 54 |
| Figura 22. Tensões desvio máximas para diferentes carregamentos do eixo simples rodas duplas..... | 56 |
| Figura 23. Tensões no ponto crítico para a variação do carregamento do eixo simples padrão de rodas duplas. | 57 |
| Figura 24. Corpo de prova submetido à tensão de 600kPa em ensaio uniaxial de carga repetida. | 59 |
| Figura 25. Resultados de Flow Number por tensão desvio e temperatura por CP. | 61 |
| Figura 26. Resultados de Flow Number médio por tensão desvio e temperatura. | 61 |
| Figura 27. Resultados de deformação acumulada por tensão desvio e temperatura no ensaio por | |

| | |
|---|----|
| CP..... | 63 |
| Figura 28. Resultados de deformações plásticas acumuladas médias por tensão e temperatura. | 63 |
| Figura 29. Resultado de afundamentos por camada para simulação do eixo padrão no FlexPave. | 64 |
| Figura 30. Resultados de afundamento por camada para carregamentos do eixo simples de rodas duplas após 120 meses de tráfego simulados no FlexPave. | 65 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1. Área de Contato Medida e Pressão de Contato Calculada..... | 26 |
| Tabela 2. Peso Bruto máximo por eixo e conjunto de eixo. | 27 |
| Tabela 3. Valores de multa considerando a UFIR de R\$ 1,0641 | 27 |
| Tabela 4. Grupos de pesquisa e diversidade das aplicações do ensaio uniaxial de carga repetida no Brasil..... | 33 |
| Tabela 5. Critérios de FN para diferentes níveis de tráfego. | 39 |
| Tabela 6. Propriedades do ligante utilizado..... | 44 |
| Tabela 7. Densidades reais dos agregados graúdo e miúdos. | 44 |
| Tabela 8. Resultados parciais de dosagem..... | 46 |
| Tabela 9. Obtenção do número de giros de compactação..... | 47 |
| Tabela 10. Índices volumétricos dos CPs utilizados em ensaios uniaxiais de carga repetida. . | 48 |
| Tabela 11. Propriedades dos materiais inseridos no AEMC..... | 50 |
| Tabela 12. Pressão de inflação de pneus utilizada no programa AEMC. | 51 |
| Tabela 13. Resultado de temperaturas na profundidade do revestimento asfáltico analisado.. | 58 |
| Tabela 14. Ensaio realizados nas condições determinadas no estudo..... | 60 |
| Tabela 15. Resultados de afundamentos por camada para simulação de 120 meses..... | 65 |

SUMÁRIO

| | |
|--|----|
| 1. INTRODUÇÃO..... | 12 |
| 1.1. Contextualização..... | 12 |
| 1.2. Problema de Pesquisa | 13 |
| 1.3. Questões Motivadoras..... | 14 |
| 1.4. Justificativa | 14 |
| 1.5. Objetivos..... | 15 |
| 1.5.1. <i>Objetivo Geral</i> | 15 |
| 1.5.2. <i>Objetivos Específicos</i> | 15 |
| 1.6. Estrutura do Trabalho..... | 15 |
| 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA | 17 |
| 2.1. Deformação Permanente em Revestimentos Asfálticos | 17 |
| 2.2. Excesso de Carga e Seus Efeitos no Pavimento | 19 |
| 2.2.1. <i>Efeitos da Sobrecarga no Dimensionamento do Pavimento Asfáltico</i> | 21 |
| 2.2.2. <i>Pressão de Inflação de Pneus</i> | 24 |
| 2.3. Cenário Da Sobrecarga Veicular No Brasil..... | 26 |
| 2.3.1. <i>Lei da Balança</i> | 26 |
| 2.3.2. <i>Precisão dos Valores de Pesagem Obtidos em Campo</i> | 28 |
| 2.3.3. <i>Valores de Sobrecarga Praticados no Brasil</i> | 29 |
| 2.4. Análise de Tensões no Revestimento Asfáltico | 30 |
| 2.5. Caracterização de Misturas Asfálticas à Deformação Permanente em Laboratório .. | 32 |
| 2.5.1. <i>Ensaio Uniaxial de Carga Repetida</i> | 33 |
| 2.6. Avaliação da Temperatura no Interior do Revestimento Asfáltico | 39 |
| 3. MATERIAIS E MÉTODOS | 43 |
| 3.1. Materiais Componentes da Mistura Asfáltica Utilizada | 43 |
| 3.1.1. <i>Ligante Asfáltico</i> | 43 |
| 3.1.2. <i>Agregados e Curva Granulométrica</i> | 44 |

| | | |
|--------|--|----|
| 3.2. | Dosagem da Mistura Asfáltica | 45 |
| 3.3. | Avaliação da Temperatura no Revestimento no Estado do Ceará | 49 |
| 3.4. | Análise da Sobrecarga Veicular | 49 |
| 3.4.1. | <i>Análises de Tensões no AEMC</i> | 49 |
| 3.4.2. | <i>Evolução da Deformação Permanente na Vida Útil de um Pavimento no Programa FlexPave</i> | 52 |
| 3.5. | Ensaio Uniaxial de Carga Repetida | 54 |
| 4. | RESULTADOS E ANÁLISES | 56 |
| 4.1. | Avaliação das Tensões Desvio por Meio do Programa AEMC | 56 |
| 4.2. | Avaliação da Temperatura no Ensaio Uniaxial de Carga Repetida..... | 57 |
| 4.3. | Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida..... | 59 |
| 4.4. | Resultado das Análises de Deformação Permanente no Flexpave..... | 64 |
| 5. | CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS | 67 |
| 5.1. | Considerações sobre o Ensaio Uniaxial de Carga Repetida. | 67 |
| 5.2. | Considerações sobre a Evolução do Afundamento para Diferentes Situações de Sobrecarga | 68 |
| 5.3. | Considerações Finais | 68 |
| 5.4. | Recomendações de Estudos Futuros..... | 69 |
| | REFERÊNCIAS | 71 |

1. INTRODUÇÃO

1.1. Contextualização

Os contínuos avanços nas tecnologias mecânicas em veículos rodoviários de carga, permitindo maiores capacidades de carga de transporte, trações e maiores pressões de inflações de pneus, têm contribuído para o desgaste das estradas do país (FERRO *et al.*, 2010). O uso de métodos empíricos no dimensionamento de pavimentos asfálticos adotados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), vigentes desde 1966 e com poucas alterações desde então, levantam críticas sobre a impossibilidade de considerar nestes métodos novos materiais, bem como novos procedimentos de caracterização em laboratório (ALBANO, 1998; SOARES e MOTTA, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2010; FONTENELE *et al.*, 2011). A não observância de novas variáveis no processo de dimensionamento pode ter contribuído para o surgimento de defeitos no pavimento, levantando preocupações de autoridades e do meio científico.

A preocupação é justificada pelos dados da matriz de transportes de carga brasileira: o modo rodoviário é responsável pelo transporte de 61,1% do total da carga movimentada no país (CNT, 2017). A superestrutura rodoviária apresenta uma extensão total de 1.720.756 km, dos quais 211.468 km (12,3%) são pavimentados, e sofre, em boa parte, com condições de manutenção e desgaste que reduzem seu nível de serviço, prejudicando, por exemplo, o tempo de entrega e o valor de frete. A Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2016) apontou que 2.847 km do total de 103.259 km de rodovias pavimentadas analisados (representando 2,8%) apresentaram defeitos relacionados às deformações permanentes (*i.e.* afundamentos e ondulações). As trincas em malhas ou remendos corresponderam a 17.907 km (17,3%) e defeitos de desgaste a 49.934 km (48,3%) (CNT, 2016). Diferentemente das trincas por fadiga, que geralmente surgem ao final da vida útil do pavimento, as deformações permanentes tendem a aparecer nos primeiros anos de serviço da rodovia, ou até nas primeiras semanas, evidenciando uma ocorrência prematura e duradoura em toda a vida útil do pavimento (NASCIMENTO, 2008).

A deformação permanente é acentuada em centros urbanos. Baixas velocidades propiciam carregamentos de maior duração e, conseqüentemente, menores valores de rigidez do ligante asfáltico, pois este apresenta propriedades viscoelásticas (GOODRICH, 1991). Sua ocorrência pode estar associada, em parte, ao excesso de carga a qual o pavimento está submetido, seja em peso dos veículos ali rodantes ou quantidades de veículos acima do previsto em projeto (ALBANO, 1998; FONTENELE *et al.*, 2011).

Além de sobrecargas não previstas, pode-se citar, como agentes desencadeadores deste defeito: falhas de projeto e de execução, erros na seleção e caracterização dos materiais e condições ambientais desfavoráveis (BERNUCCI *et al.*, 2010). A temperatura é um fator crucial na ocorrência da deformação permanente, acentuada em condições superiores a 60°C, onde há significantes alterações de rigidez do material asfáltico (MEDINA *et al.*, 2005).

Veículos com excesso de carga operam com Pesos Brutos Totais (PBT) por eixo acima das limitações impostas em resoluções do Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN). Estudos no estado do Ceará apontam para uma sobrecarga em 7,8% dos veículos de carga, os quais apresentam valor médio de sobrepeso de 17,3% (SOARES e MOTTA, 2001), enquanto estudos no estado do Paraná apontam para uma sobrecarga de 16% em carretas (FONTENELE *et al.*, 2014). O Ministério dos Transportes, em 2004, estimou um prejuízo anual de R\$ 1,4 bilhão referente aos danos em pavimento devido ao excesso de peso em veículos de carga, enquanto o Tribunal de Contas da União (TCU), em 2012, estimou um valor de aproximadamente R\$ 1,6 bilhão (BRASIL, 2012). A sobrecarga em rodovias nacionais tem se mostrado persistente e prejudicial aos cofres públicos.

A caracterização de materiais é atividade complexa e decisiva para escolha dos componentes adequados à pavimentação, sendo essencial visar seus desempenhos às solicitações reais de carregamento. No Brasil, a resistência à deformação permanente em misturas asfálticas é determinada laboratorialmente por meio da norma NBR 16505 (2016) “*Misturas asfálticas – Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida*”. O DNIT também apresenta norma de procedimento para determinação da resistência da mistura asfáltica ao defeito, por meio do ensaio uniaxial de carga repetida, que se encontra em processo de consulta pública (2017). Ambas apresentam ensaio realizado em temperatura única de 60°C, podendo não condizer com a variabilidade térmica a nível nacional.

Os aprimoramentos dos métodos de caracterizações vigentes são necessidades aliadas ao monitoramento do desempenho de pavimentos flexíveis e desenvolvimento de novas técnicas de caracterização de materiais para pavimentação, sendo esforços de pesquisa nacionais, contemplados na Rede Temática de Asfaltos da Petrobrás, em parceria com diversos institutos e autarquias federais. Suas continuações e aprimoramentos são necessidades nacionais.

1.2. Problema de Pesquisa

A sobrecarga veicular é recorrente em rodovias brasileiras (ALBANO, 1998; SOARES e MOTTA, 2001; FONTENELE *et al.*, 2011), e o excesso de peso contribui para a aceleração da

deterioração do pavimento existente (ALBANO, 1998; FONTENELE *et al.*, 2011).

Os afundamentos, influenciados diretamente pelas magnitudes das cargas e temperaturas às quais estão submetidos, proporcionam perdas precoces de serventia e consequentes gastos com manutenção. A falta de aprimoramentos dos procedimentos de caracterização da resistência de misturas asfálticas à deformação permanente, atualmente padronizados em norma ABNT NBR 16505 (2016) e norma do DNIT em fase de consulta pública, levanta questionamentos quanto a melhor forma de incorporar a previsão a este defeito em futuros métodos de dimensionamento, levando em consideração variáveis condizentes com o cenário real das rodovias nacionais.

1.3. Questões Motivadoras

- a) De que maneira o excesso de carga tem prejudicado os pavimentos rodoviários nacionais?
- b) Como a sobrecarga veicular influencia na evolução da deformação permanente em pavimentos asfálticos?
- c) Como relacionar efeitos da temperatura na deformação permanente em misturas asfálticas em laboratório?
- d) É possível caracterizar a ação do excesso de peso em veículos de carga ao surgimento de deformações permanente por meio do ensaio uniaxial de carga repetida?

1.4. Justificativa

Há a necessidade de avaliação e do entendimento da deformação permanente em pavimentos asfálticos submetidos à sobrecarga dos veículos de carga, comumente praticado no cenário nacional. Alinha-se tal necessidade com o cenário de mudanças no método de dimensionamento e a necessidade de contribuição em procedimentos avançados de caracterização de materiais para pavimentação asfáltica.

Também há a necessidade de melhor entendimento dos diferentes efeitos das temperaturas no pavimento asfáltico, em cada região do Brasil, e como podem afetar de maneira desigual o desempenho das misturas asfálticas em relação à deformação permanente. O presente trabalho justifica-se por visar contribuir em avanços em estudos da superestrutura e infraestrutura rodoviárias submetidas às condições reais de carregamento e consequente garantia de mantimento de seus níveis de serviço e de durabilidade.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é contribuir para o entendimento da deformação permanente em revestimentos asfálticos submetidos às condições que simulem o carregamento e temperaturas observado em campo.

1.5.2. Objetivos Específicos

Os objetivos específicos darão suporte ao objetivo geral, e estão listados a seguir:

- a) Identificar os efeitos da sobrecarga de veículos de carga e suas potenciais consequências na redução de vida útil do pavimento asfáltico;
- b) Identificar e apresentar a representatividade e limitações do ensaio uniaxial de carga repetida padronizados pela norma NBR 16505 (2016);
- c) Definir, mecanicamente, a carga mais apropriada de aplicação no ensaio uniaxial de carga repetida de forma a simular, dentro das limitações de representatividade do ensaio, apropriadamente a sobrecarga de veículos nacionais;
- d) Identificar, em laboratório, os efeitos da variação da temperatura no desempenho de misturas asfálticas em relação à deformação permanente.

1.6. Estrutura do Trabalho

Além do capítulo de introdução, esta monografia está dividida em outros quatro capítulos, organizados como segue:

Capítulo 2

É apresentado a revisão bibliográfica sobre os principais assuntos abordados neste trabalho, como a definição da deformação permanente em revestimentos asfálticos, suas causas e consequências no nível de serviço do pavimento, os cenários e efeitos das sobrecargas veiculares em rodovias nacionais e a descrição do ensaio uniaxial de carga repetida.

Capítulo 3

É feita uma apresentação dos materiais e métodos utilizados nos experimentos desenvolvidos neste trabalho, inicialmente com uma descrição dos materiais componentes da mistura asfáltica utilizada e seus procedimentos de dosagem e compactação, seguido da apresentação dos dados de temperatura e sobrecargas

utilizados em ensaios e análises computacionais, finalizado com os métodos de ensaio e simulações utilizados.

Capitulo 4

É apresentado os resultados dos experimentos e suas interpretações.

Capitulo 5

São feitos os comentários finais, com contribuições, conclusões, apontamento das limitações do estudo e sugestões de trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Deformação Permanente em Revestimentos Asfálticos

Dentre os defeitos mais presentes no revestimento asfáltico, tem-se o afundamento, o desgaste e as trincas por fadiga (CNT, 2016). Os defeitos de superfície são danos ou deteriorações visíveis a olho nu que prejudicam a qualidade de rodagem e conseqüentemente reduzem o nível de serviço do pavimento. A deformação permanente, comumente expressa como afundamento de trilha de roda (ATR), será foco deste estudo.

O ATR é um tipo de defeito comum (ver Figura 1), responsável por causar a irregularidade longitudinal do pavimento devido ao desnível entre o pavimento afundado e o pavimento íntegro. A redução do nível de serviço da rodovia se dá pela redução do conforto de rodagem, pela perda de qualidade do contato roda-pavimento e pela conseqüente perda de segurança de rodagem, esta provocada pelo prejuízo da aderência em períodos de chuva (hidroplanagem), já que os afundamentos são potenciais acumuladores de água.

Figura 1. Afundamento de trilha de roda em pavimento urbano.

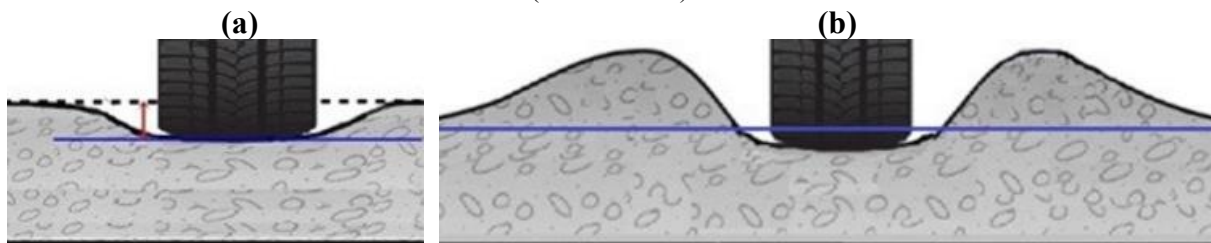


Fonte: Elaborado pelo autor.

O ATR tem sido recorrente nos pavimentos asfálticos nacionais, agravando a situação por apresentar-se, muitas vezes, de forma precoce, com surgimento já nos primeiros meses de

utilização do pavimento (NASCIMENTO, 2008). Sua ocorrência se dá devido às deformações no revestimento, nas camadas granulares (base ou sub-base) ou no subleito. Segundo Bernucci *et al.* (2010), a deformação permanente em misturas asfálticas ocorre devido a uma combinação do fluxo do material e do dano neste material, apresentando-se, predominantemente, em duas maneiras: densificação (afundamento por consolidação) e deformação lateral por cisalhamento (afundamento plástico). No primeiro caso, há o aumento da densidade e conseqüente redução de volume na região do afundamento, enquanto no segundo caso há o deslizamento lateral das camadas do material sem haver, necessariamente, redução considerável do volume, como demonstrado nas Figura 2a e Figura 2b (BASTOS *et al.*, 2017). Pesquisas de Harvey *et al.* (2001) no programa *Strategic Highway Research Program (SHRP)*, nos Estados Unidos, mostram que, após a avaliação de 15 misturas asfálticas em laboratório, a deformação permanente por cisalhamento em misturas asfálticas contribui mais significativamente para a deformação total em pavimentos do que a deformação por densificação (BASTOS *et al.*, 2015). A fluência, caracterizada pelo escorregamento da massa asfáltica com o tempo, também pode ser analisada como um tipo de deformação permanente, porém não será detalhada neste trabalho.

Figura 2. (a) deformação permanente por densificação; (b) Deformação permanente por deformação lateral (cisalhamento).



Fonte: Bastos *et al.* (2017).

Dentre os fatores que resultam no surgimento indesejado dos afundamentos por deformações permanente no revestimento asfáltico, pode-se citar fatores intrínsecos ou extrínsecos. Fatores intrínsecos associados à má qualidade da mistura asfáltica diante da deformação permanente estão relacionados com: (1) a má dosagem da mistura asfáltica, com emprego de quantidades excessivas de ligante asfáltico que age como lubrificante reduzindo o atrito interno e o intertravamento do esqueleto pétreo da mistura; (2) uso de agregados que não proporcionam uma adequada resistência do esqueleto mineral, como incorporação de grandes parcelas de finos na curva granulométrica de projeto; (3) ou porcentagem de volume de vazios indevida (NASCIMENTO, 2008).

Os agregados proporcionam papel fundamental na resistência à deformação permanente. O

desempenho do agregado deve garantir uma resistência da superfície do pavimento e de seu interior, e depende da maneira como são produzidas, mantidas unidas e das condições sob as quais vão atuar (BERNUCCI *et al.* 2010).

Dentre os fatores extrínsecos, ou seja, relacionados a agentes externos, causadores de deformações permanentes, pode-se citar o excesso de carga sobre eixos veiculares, sendo este recorrente no cenário nacional e responsável também por afundamentos das camadas granulares e do subleito (ALBANO, 1998; FONTENELE *et al.*, 2014), e o efeito de altas temperaturas, já que a falha ocorre devido a fluxos do material (viscoplástico), sobretudo em temperaturas superiores a 60°C (MEDINA, 2005).

Fatores de projeto também influenciam no surgimento precoce de afundamentos indesejados. A dificuldade de previsibilidade do tráfego e sua adequada conversão para o número de passagens do eixo padrão - eixo simples de rodas duplas com carga de 8,2tf e pressão de inflação de pneus de 5,6kgf/cm² - podem resultar em parâmetros inadequados durante a fase de projeto e conseqüente insuficiência das espessuras das camadas granulares e de revestimento às tensões de campo (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Visando retardar ou evitar o surgimento indesejado dos afundamentos de trilha de roda, é essencial: uma boa seleção de materiais componentes da mistura asfáltica, camadas granulares e subleito; processo de compactação adequado, de modo a garantir o nível correto de volume de vazios em camadas granulares e revestimento; e um projeto que preveja um carregamento condizente com a realidade e que garantirá níveis de tensões atuantes sobre o pavimento adequadas com as propriedades de cada camada e de subleito. É importante levar em consideração que as condições de operação do pavimento devem condizer com as premissas adotadas em projeto. Tal situação é garantida por meio de fiscalizações e monitoramentos da utilização do pavimento, garantindo, por exemplo, que o peso de veículos de carga esteja dentro dos limites suportados pela capacidade do pavimento.

2.2. Excesso de Carga e Seus Efeitos no Pavimento

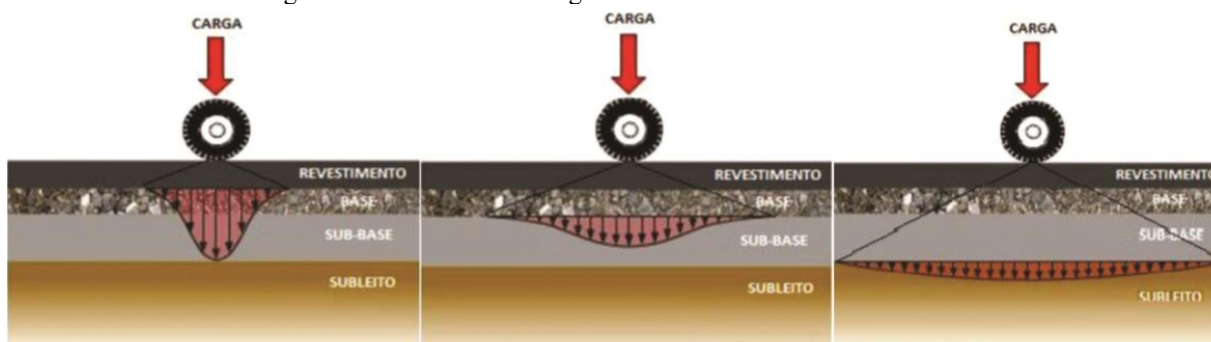
Dentre os veículos que circulam em rodovias, os comerciais, como ônibus e caminhões, têm maiores impactos sobre o pavimento devido à carga deslocada (ALBANO, 1998). A sobrecarga, por sua vez, induz maiores tensões no revestimento, subcamadas e subleito do pavimento rodoviário, podendo, em alguns casos, superar os valores de capacidade de suporte e proporcionar o desgaste prematuro do pavimento.

Huang (2004) apresentam que, a partir de testes em pistas experimentais da *AASHTO* (do

inglês *American Association of State Highway and Transportation Officials*), foi observado que a ocorrência da deformação permanente tem parcelas de contribuição diferente para cada camada e para o subleito: concreto asfáltico 32%, a base de brita 4%, a sub-base 45% e o subleito 9% do total de contribuição.

As camadas são dispostas em ordem decrescente de capacidade de carga (de cima para baixo), de forma que o amortecimento das tensões garanta maiores tensões nas camadas superiores e menores tensões nas camadas inferiores e no subleito, como demonstrado na Figura 3 (FONTENELE *et al.*, 2014). As tensões devem ser distribuídas entre as camadas de modo que seja assegurado o suporte dado pela capacidade de carga de cada camada e do subleito. O excesso de peso sobre o pavimento é transmitido pelo eixo do veículo, que transmite as tensões ao pavimento através dos contatos com os pneus, e pode ocasionar a superação da capacidade de suporte em pontos específicos, caracterizando em longo prazo o surgimento da deformação permanente.

Figura 3. Transmissão de carga em diferentes camadas e subleito.

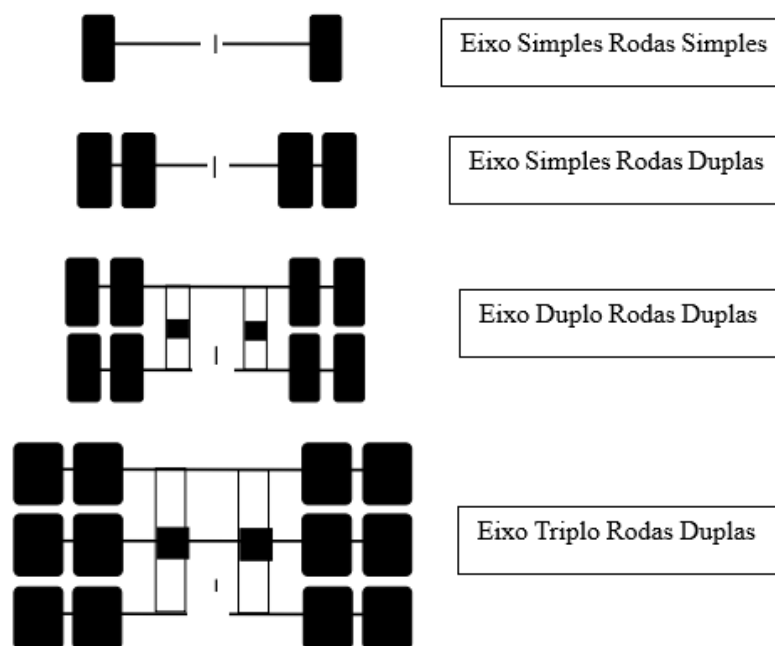


Fonte: Fontenele *et al.* (2014).

Os eixos que transmitem a carga ao pavimento podem ser compostos (duplos ou triplos em tandem ou isolados) e as rodas podem ser simples ou duplas (extralargas ou convencionais). Os eixos usuais nos veículos de carga rodoviários podem ser do tipo simples com rodas simples; simples com rodas duplas, tandem duplo com rodas duplas, tandem triplo com rodas duplas (ver Figura 4).

A deformação permanente por cisalhamento (deformação plástica permanente) é considerada, no atual método de dimensionamento do DNIT, apenas para o subleito. O atual método é advindo de equações desenvolvidas pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE), na época da Segunda Guerra Mundial. Este método foi testado em pistas da *AASHTO*, e visa a proteção do subleito considerando a capacidade de suporte de cada camada densificada (compactada), a partir de fatores de suporte como o ISC (Índice de Suporte Califórnia, ou *CBR – California Bearing Ratio*) (DNIT, 2006).

Figura 4. Tipos de eixo e rodas mais usuais em veículos de carga.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A confiabilidade de obtenção do número de repetições do eixo padrão (número N) para o dimensionamento das camadas do pavimento asfáltico no Brasil também é assunto amplamente discutido na literatura e será apresentado com mais detalhes no desenvolvimento deste trabalho. O número N é o número de equivalência de repetições de um eixo tomado como padrão - eixo simples de rodas duplas de 8,2tf e pressão de inflação de pneus de 5,6kgf/cm² - durante a vida útil de um pavimento, e utilizado para projeto, manutenção e classificação de rodovias no Brasil (DNIT, 2006).

2.2.1. Efeitos da Sobrecarga no Dimensionamento do Pavimento Asfáltico

As sobrecargas de veículos comerciais têm impacto direto no dimensionamento de pavimentos. O método atualmente utilizado está relacionado aos dados quantitativos (número de passagens de eixos diversos) e qualitativos (carga de cada eixo passante), dentre outros fatores. O procedimento descrito pelo DNIT (2006), é resultado do método empírico utilizado pelo antigo DNER, adaptado do *USACE* e conclusões obtidas em pistas de testes na AASHTO (DNIT, 2006). O método considera o número de passagens do eixo padrão e deformações plásticas permanente no subleito para determinação da espessura das camadas granulares e de revestimento asfáltico.

A utilização do número N , apesar de ser motivo de controvérsia no meio científico internacional quanto sua utilização direta no dimensionamento de pavimentos, ainda é

procedimento fundamental utilizado no Brasil, não só no cálculo do dimensionamento, como na gerência de pavimentos e classificação de vias (SOARES e MOTTA, 2001).

O número N é calculado a partir do Volume Médio Diário anual (VMDa) de veículos comerciais e o Fator de Veículo (FV) da respectiva frota. O FV, por sua vez, é determinado a partir dos Fatores de Carga (FC) e Fatores de Eixo (FE). A incorporação da carga por eixo no FC é analisada individualmente através do Fator de Equivalência de Carga (FEC), ou Fator de Equivalência de Operações, como apresentado inicialmente pelo USACE. Ou seja, o FEC relaciona, individualmente, a carga do eixo ou conjunto de eixo observado em campo ao eixo simples de rodas duplas de 8,2tf padrão, considerado para cálculo do número N , enquanto o FC é formado a partir da consideração dos valores de FECs individuais de cada tipo de veículo ponderadas pela quantidade dos respectivos veículos na composição da frota estudada. Dessa maneira, o FEC está relacionado à passagem individual de cada veículo, enquanto o FC está relacionado à frota como um todo (SOARES e MOTTA, 2001).

O método de obtenção do FEC que incorpora o método de dimensionamento do DNIT também é discutido amplamente pela literatura, e tem levantado diversas críticas quanto sua capacidade de relacionar parâmetros reais de carga com o real dano causado ao pavimento por uma passagem de um eixo qualquer. Há, essencialmente, dois métodos para determinação do FEC, o empírico e o mecanístico-empírico. No método empírico há a utilização das metodologias da *AASHTO* e do *USACE*, baseados na utilização do Índice de Suporte Califórnia (CBR), tipo de eixo e carregamento e valores de deformação plástica no subleito. Isto é, os valores de FEC são avaliados empiricamente de acordo com parâmetros de resistência das camadas e carregamento ao qual o pavimento está submetido. Estes valores são pré-determinados, sendo necessária apenas a observância de gráficos e tabelas para sua determinação (ver Figura 5). No método mecanístico-empírico é relacionado o empirismo com ensaios laboratoriais ao comportamento do pavimento em campo, onde há a obtenção de um valor de FEC para cada situação particularmente observada, sendo assim mais indicado para representação da realidade Fontenele *et al.* (2014). No Brasil, o dimensionamento de pavimentos asfálticos leva em consideração a metodologia empírica para determinação do valor do FEC, e é apresentada pelo DNIT (2006), relacionando os dados de carregamento por eixo e tipo de eixo, como demonstrado na Figura 5.

A determinação do FEC a partir da avaliação de defeitos particulares do pavimento submetidos a diversos tipos de carregamento é comumente utilizada em pesquisas científicas. Fontenele *et al.* (2016) apresentam a expressão genérica para obtenção do FEC (ver Equação

1).

$$FEC = \left(\frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^b \quad (1)$$

Onde:

FEC = Fator de Equivalência de Carga;

ρ_0 = Resposta estrutural correspondente à solicitação padrão;

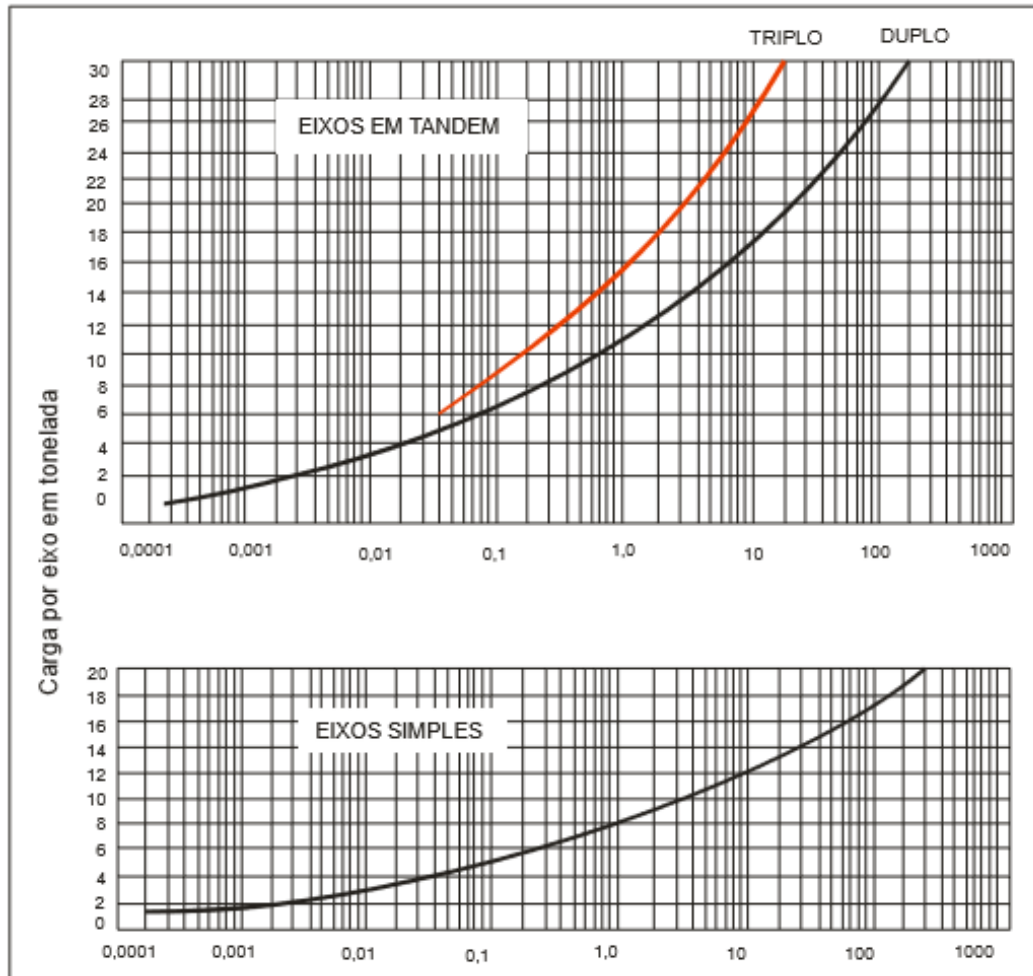
ρ_i = Resposta estrutural correspondente à solicitação em análise.

A partir da expressão apresentada é possível, por exemplo, determinar um valor de FEC advindo de resultados de simulações de passagens de veículos e análise das tensões nas fibras inferiores do revestimento (associadas ao surgimento de trincas por fadiga no revestimento) ou tensões de compressão no topo do subleito (associadas às deformações plásticas permanentes no subleito).

Soares e Motta (2001) sugerem que o cálculo do Fator de Eixo, componente do FV, não é claro suficiente, e que considerações como a diferenciação de eixos individuais por conjuntos de eixos (*i.e.*, conjunto de eixos tandem triplo considerado como três eixos de rodas duplas ou eixo tandem duplo considerado como dois eixos de rodas duplas) não são explícitas em métodos utilizados atualmente.

Conclui-se, portanto, que as sobrecargas em veículo comerciais influenciam no incremento dos fatores de conversão dos eixos observados em campo para os eixos padrões, afetando o número de repetições do eixo padrão e prejudicando a vida útil do pavimento no projeto para o novo número de repetições. Além disso, é observado que as possíveis flutuações dos valores de fatores de equivalência de carga (FEC) obtidos empiricamente e a falta de clareza para determinação dos fatores de eixo (FE) podem fazer com que o pavimento seja facilmente não dimensionado para o carregamento real, acentuando seu desgaste prematuro.

Figura 5. Determinação do Fator de Equivalência de Carga por carga por tipo de eixo.



Fonte: DNIT (2006).

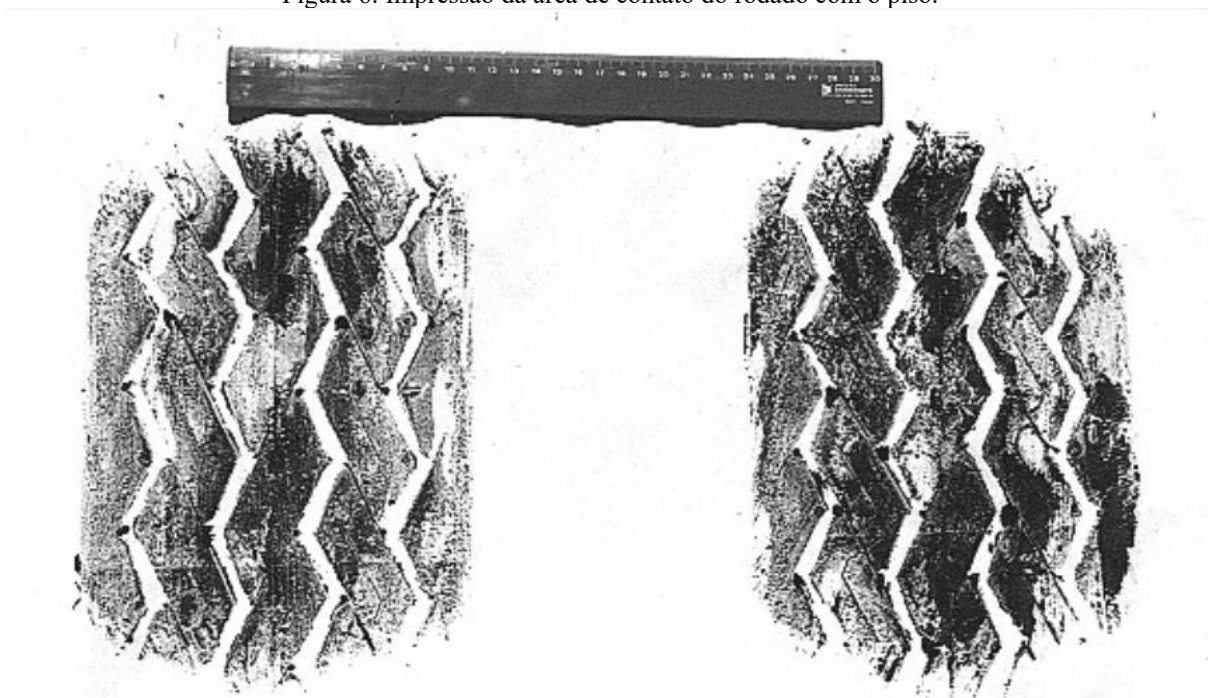
2.2.2. Pressão de Inflação de Pneus

A pressão de inflação dos pneus também altera o valor das tensões de contato rodapavimento (ALBANO, 1998). Pneus de tecnologia de construção radial vêm sendo mais utilizados desde o final da década de 70, e apresentam capacidade de suportar maiores valores de pressão de inflação e de carga. Albano (1998) comenta sobre uma amostragem de 275 caminhões em posto de pesagem na rodovia RS/240, no município de Portão, Rio Grande do Sul. Os resultados do estudo apontam para uma pressão de inflação média de 655kPa (95psi) para pneus dianteiros e 717kPa (104psi) para pneus não-dianteiros, até 30% maior que a pressão de 551kPa (80psi) considerada no eixo padrão e incorporado no número de repetições de operação (*número N*). O autor ainda comenta sobre uma incidência de 62% do pneu de construção radial em relação à amostragem total, realizada no final da década de 90. Kim *et al.*

(1988) comentam sobre um incremento de 24,4% na pressão média de pneus radiais em comparação com pneus convencionais, já na década de 80, no estado de Oregon, Estados Unidos.

Albano (1998) apresenta o resultado de experimentos realizados estudando a área de contato roda-pavimento para diferentes tipos de carregamento (8,2, 10 e 12tf) e pressões de inflação de pneus (82, 100 e 120psi) em um eixo de rodas duplas. O experimento demonstra um incremento de tensões de contato para incrementos de carga a uma pressão de inflação constante e incrementos de tensões de contato para variação de pressão de inflação de 80psi para 100psi e carga constante, mas um decréscimo de tensão de contato para variação da pressão de inflação de 100psi para 120psi. De acordo com o autor, o fato observado pode ser explicado por um incremento de tensões de tração nas paredes verticais dos pneus para os maiores valores de pressão de inflação, aliviando assim a pressão de contato. O experimento avaliou as áreas de contato analiticamente através da aplicação de graxa nas rodas e sua passagem em papel vegetal milimetrado (ver Figura 6). Os resultados do experimento estão expostos na Tabela 1.

Figura 6. Impressão da área de contato do rodado com o piso.



Fonte: Albano (1998).

Tabela 1. Área de Contato Medida e Pressão de Contato Calculada.

| Carga kN/eixo | Pressão de Inflação | | Área de Contato das duas rodas (cm ²) | Pressão de Contato | | |
|------------------|---------------------|-----|---|---------------------|-------|-------|
| | kPa | psi | | kgf/cm ² | psi | kPa |
| 120 | 689 | 100 | 857,15 | 6,999 | 99,7 | 687,3 |
| 100 | 689 | 100 | 814,35 | 6,139 | 87,5 | 602,8 |
| 82 | 689 | 100 | 767,75 | 5,340 | 76,1 | 524,3 |
| 120 | 620,1 | 90 | 852,45 | 7,038 | 100,3 | 691,1 |
| 100 | 620,1 | 90 | 801,7 | 6,236 | 88,9 | 612,3 |
| 82 | 620,1 | 90 | 764,75 | 5,361 | 76,4 | 526,4 |
| 120 | 551,2 | 80 | 936,05 | 6,409 | 91,3 | 629,3 |
| 100 | 551,2 | 80 | 864,85 | 5,781 | 82,4 | 567,6 |
| 82 | 551,2 | 80 | 801,5 | 5,115 | 72,9 | 502,2 |

Fonte: Albano (1998).

O autor conclui que a pressão de inflação dos pneus é menor que a pressão de contato roda-pavimento. Ou seja, na prática, a tensão de contato é, na verdade, maior que a pressão de enchimento dos pneus, subestimando os valores das cargas do veículo passante.

2.3. Cenário Da Sobrecarga Veicular No Brasil

2.3.1. Lei da Balança

Além do desgaste do pavimento, o excesso de Peso Bruto Total (PBT) pode ser responsável pela insegurança mecânica do equipamento utilizado, que são fabricados para operar dentro de limites de carregamento suportado por componentes mecânicos como freios, suspensão, eixos, entre outros. O excesso de peso de veículos de carga é uma condição evidente de redução da qualidade de operação e serviço em rodovias brasileiras, proporcionando insegurança de rodagem e redução da vida útil do pavimento, sendo evidentemente praticado no cenário nacional.

As limitações aos pesos em veículos de transporte de carga são regulamentadas pelo (CONTRAN), por meio da resolução nº 210 (2006), onde são apresentados os limites de valores de PBT, Peso Bruto Total Combinado (PBTC) e peso permitido por eixo para cada tipo de veículo de carga (ver Tabela 2). Os principais tipos de veículos de carga são apresentados na Figura 7. As penalidades por excesso de peso são regidas pelo Código de Trânsito Brasileiro (BRASIL, 1998). Atualmente, o excesso de peso é considerado infração média acrescido de um valor a depender da sobrecarga (ver Tabela 3).

Tabela 2. Peso Bruto máximo por eixo e conjunto de eixo.












| Tipo de Eixo | PBT por Eixo ou Conjunto de Eixo (t) |
|-------------------------------------|---|
| Eixo isolado com dois pneumáticos | 6 |
| Eixo isolado com quatro pneumáticos | 10 |
| Conjunto de dois eixos em tandem* | 17 |
| Conjunto de três eixos em tandem** | 25,5 |

Fonte: Contran (2006).

* Distâncias entre dois planos verticais que passam pelo centro da roda não excedam 1,2 m e sejam inferiores a 2,4 m. Para conjunto de dois eixos tandem com especificações fora do citado, o limite de peso é de 15 t.

** Aplicável somente a semirreboque, quando a distância entre os três planos verticais que contenham os centros das rodas for superior a 1,2 m e inferior a 2,4 m.

Figura 7. Classificação e simbologia dos veículos de carga.

| Símbolo | Configuração | Descrição | Símbolo | Configuração | Descrição |
|---------|---|--------------|---------|--|--------------|
| 2C |  | Ônibus | 2S3 |  | Semi-reboque |
| 2C |  | Caminhão | 3S2 |  | Semi-reboque |
| 3C |  | Caminhão | 3S3 |  | Semi-reboque |
| 4C |  | Caminhão | 2C2 |  | Reboque |
| 2S1 |  | Caminhão | 2C3 |  | Reboque |
| 2S2 |  | Semi-reboque | | | |

Fonte: DNIT (2006).

Tabela 3. Valores de multa considerando a UFIR de R\$ 1,0641

Acréscimo por 200kg ou fração de excesso apurado

| Excesso (kg) | Até 600 | 600 a 800 | 800 a 1000 | 1000 a 3000 | 3000 a 5000 | Acima de 5000 |
|--------------|---------|-----------|------------|-------------|-------------|---------------|
| Multa (R\$) | 5,32 | 10,64 | 21,28 | 31,92 | 42,56 | 53,2 |

Fonte: Código de Trânsito Brasileiro (1997).

De acordo com o Fontenele *et al.* (2011), os valores de multas praticados não desestimulam a prática da sobrecarga no carregamento transportado em rodovias brasileiras. Ainda há uma pertinência dos motoristas e transportadoras em relação ao excesso de carga, muitas vezes compensada financeiramente pela baixa relação do valor multa/frete. Em 2012, o DNIT notificou 528 mil motoristas em rodovias federais por circularem com excessos de carga (G1, 2013).

De acordo com a resolução de nº. 489/15 do CONTRAN, há uma tolerância de 10% no valor do peso por eixo, desde que o PBT do veículo pesado esteja dentro de uma margem de

5% do valor máximo admitido (BRASIL, 2015). Ressalta-se a necessidade de transbordo, ou seja, retirada do excedente de carga para níveis aceitáveis de pesagem, para qualquer tipo de veículo se os excessos aferidos em cada eixo ou conjunto de eixos forem superiores a 12,5% do máximo estabelecido, como descrito em resolução de nº. 526/15 do CONTRAN.

2.3.2. Precisão dos Valores de Pesagem Obtidos em Campo

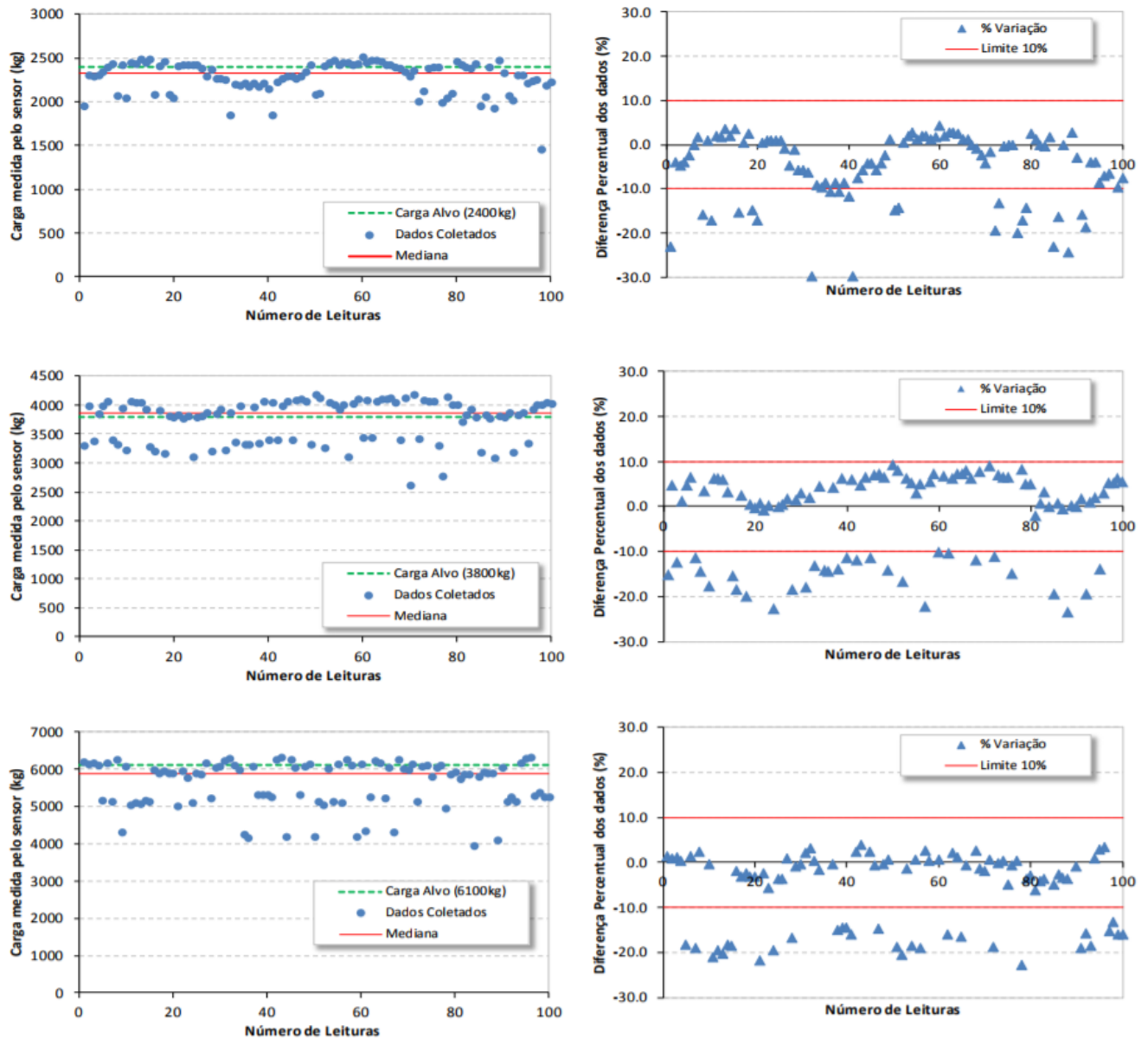
Os valores de tolerância estabelecidos em legislação são referentes às precisões dos equipamentos de aferição de peso. No Brasil, atualmente há a prospecção de instalação de Postos Integrados Automatizados de Fiscalização (PIAFs), já em fase de testes na BR-101 em Araranguá, SC (DNIT, 2017). Esse tipo de tecnologia permite a dispensa do operador da balança, bem como aferições com os veículos em alta velocidade, sem interferências no fluxo.

O DNIT aponta, como resultado da etapa de Identificação de Sistemas de Pesagem em Movimento do Núcleo de Estudos de Pesagem em parceria com Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), que o sistema *WIM*, apesar de apresentar vantagens operacionais, apresenta falhas intrínsecas (relacionadas à precisão dos sensores utilizados) e extrínsecas (relacionadas a fatores externos, como temperatura), proporcionando imprecisão superior ao sistema de balanças em plataforma (estáticas) (DNIT, 2007).

A imprecisão do equipamento de pesagem reflete na qualidade dos resultados de amostragem utilizados para pesquisas e procedimentos mecanístico-empíricos. A prospecção de instalação desse tipo de equipamento, mesmo de forma incipiente, enaltece a preocupação com a confiabilidade da tolerância estabelecida em lei, que poderá permitir, em situações desfavorecidas, veículos em sobrecarga com aferições subestimadas, contribuindo para o desgaste do pavimento. Não se sabe ao certo os patamares de erro apresentados nos Postos de Pesagem Veicular (PPV) operantes no país, visto a diversidade de fatores que possam interferir nos dados coletados e a variedade de equipamentos utilizados. Entretanto, os valores apresentados como resultados de pesagens rodoviárias podem apresentar flutuações, podendo ter caráter interveniente na qualidade de pesquisas baseadas nesses dados.

De acordo com estudo sobre o uso de tecnologia de pesagem em movimento *Weigh-in-Motion (WIM)*, a imprecisão do tipo de equipamento utilizado nessa modalidade é evidente (BRITO *et al.*, 2014). O relatório aponta que para uma variação de 17°C na superfície do pavimento há uma variação de 57% na leitura da balança, apresentando resultados, muitas vezes, imprecisos. O estudo também aponta para variações em medições superiores aos 10% da tolerância estabelecida em lei (ver Figura 8).

Figura 8. Avaliação da precisão de leitura do equipamento de pesagem do tipo WIM.



Fonte: Brito *et al.* (2014).

2.3.3. Valores de Sobrecarga Praticados no Brasil

De acordo com Soares e Motta. (2001), em estudo de viabilidade do sistema de pesagem no estado do Ceará, foi apontado um sobrepeso em 7,8% dos veículos de pesados no estado, com a sobrecarga média de aproximadamente 17,3% por eixo. O valor condiz com outro estudo que aponta para um valor de sobrecarga de caminhões em rodovias no Brasil entre 10% a 30% (FERNANDES JR. *et al.*, 1994, *apud* SOARES e MOTTA, 2001). O valor da sobrecarga relatada influenciou, para as condições das rodovias analisadas, em um aumento de 15% do número de repetições do eixo padrão, influenciando em uma redução da vida útil do pavimento. No estudo em questão, houve uma consideração na redução de um ano de vida útil do pavimento

analisado devido ao excesso de carga.

Um recente estudo realizado na região Norte do estado do Paraná, especificamente na rodovia BR 153 no trecho do quilômetro 5 e BR 369 no trecho do quilômetro 10, Fontenele *et al.* (2014) fazem uma análise mecanístico-empírica relacionando os dados de dois pontos de pesagem veicular, um em cada trecho da rodovia citada, com os valores de FEC obtidos com base em análises estruturais no programa ELSYM5 para ATRs. Os dados de pesagem utilizados no estudo apontam, analisando os veículos com excesso de peso, para um sobrepeso de 16% em carretas, 12% em caminhões e ônibus e 11% em veículos especiais. Os valores dos excessos dos PBTs variam de 350kg (BR-369) a 4.350kg (BR-369), chegando a valores de 4.045kg no trecho da BR-153. As sobrecargas observadas interferem, dentro da análise realizada no estudo, em um aumento de 30% do valor de FEC para afundamento de trilha de roda. O incremento do FEC em 30% significa, para parâmetros de dimensionamento, um aumento do Fator de Veículo (FV) e consequentemente do número N ,

Fontenele *et al.* (2014) comentam, em estudo realizado em seis PPVs localizados nas rodovias BR-277 (km 30, km 60, km 322 e km 245), BR-476 (km 157), BR-317 (km 153), sobre a avaliação do excesso de peso e os valores de FEC correspondentes. A análise, desta vez, foi realizada através de equações do *USACE*, ou seja, baseado em metodologias empíricas. O estudo demonstra que os valores de FEC alcançam a ordem de 200% em alguns, enfatizando a influência da sobrecarga no número de repetições de eixo padrão, número N , e consequente na vida útil do pavimento.

Não pode ser concluído que as metodologias empíricas levam para resultados superestimados do FEC, pois os dois estudos apresentados foram realizados em trechos e épocas diferentes, e consequentemente carregamentos diferentes. Entretanto, em ambos os casos se revelam incrementos significativos nos fatores de conversões de carregamentos nos eixos observados.

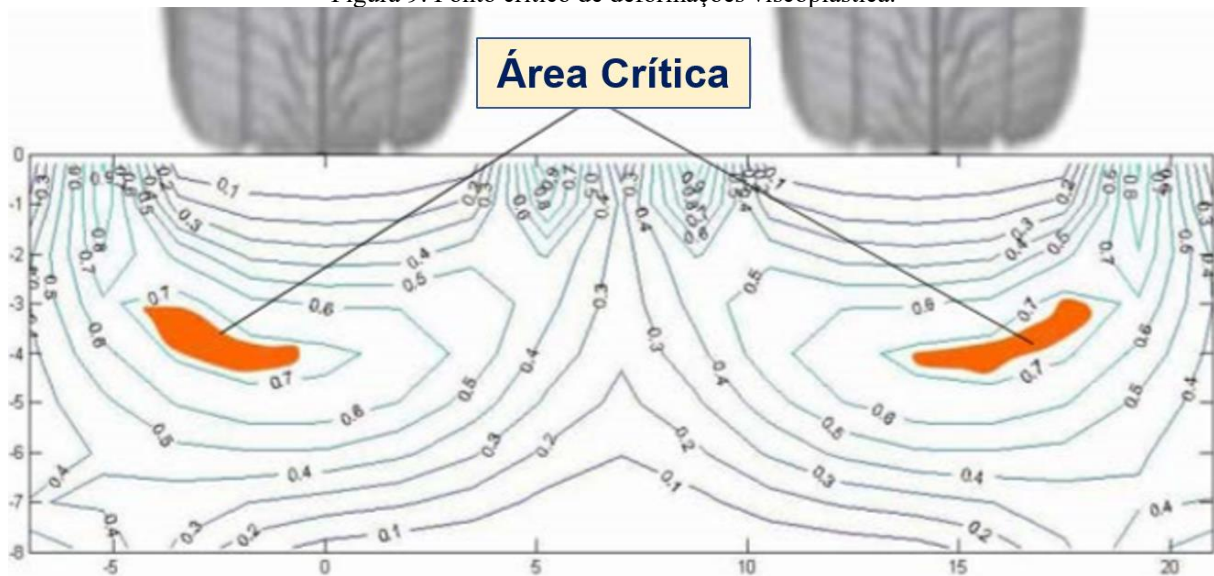
2.4. Análise de Tensões no Revestimento Asfáltico

As tensões nas camadas do pavimento podem ser calculadas a partir de programas computacionais de análises com modelos consagrados já incorporados, como, por exemplo, a ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas) do *software* SisPav. O SisPav é um programa nacional desenvolvido na Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) por Franco (2007) em sua tese de doutorado, e é uma ferramenta para dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis.

A limitação a análises elásticas da ferramenta AEMC visa simplificar análises e resultados, uma vez que o ligante apresenta propriedades viscoelásticas de maiores complexidades (BERNUCCI *et al.*, 2010). As propriedades viscoelásticas do ligante asfáltico fazem com que a avaliação das deformações seja feita considerando parcelas de contribuição das propriedades elástica e viscosas, separadamente (MEDINA, 2005).

De acordo com Gibson e Schwartz (2006), as deformações plásticas no revestimento são máximas no chamado ponto crítico (ver Figura 9), localizados próximos às bordas dos pneus a uma profundidade de aproximadamente metade da espessura total do revestimento.

Figura 9. Ponto crítico de deformações viscoplástica.



Fonte: Bastos *et al.* (2016).

Objetivando a análise das tensões verticais no ponto crítico de deformações, é possível a realização do cálculo da tensão desvio (σ_d) a partir de equações que incorporam o estado de tensões do material viscoelástico no revestimento. O estado de tensões pode fornecer também os valores das tensões confinantes no material asfáltico, fator importante no comportamento real do material (CHOI, 2013). O programa AEMC é capaz de fornecer tridimensionalmente os valores de tensões normais e de cisalhamento no material analisado. Para o cálculo das tensões desvio são utilizadas as Equações 2 e 3 apresentadas por Gibson e Schwartz (2006):

$$\sigma_c = \frac{I_1}{3} + \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad (2)$$

$$\sigma_d = \frac{1}{\sqrt{2}} + \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (3)$$

Onde σ_c é a tensão confinante, I_1 é o primeiro variante de tensões, σ_1 , σ_2 e σ_3 são as tensões

principais; e $\sigma_d = (3/\sqrt{2})\tau_{oc}$. A tensão de cisalhamento octaédrica (τ_{oc}) pode ser escrita em função do segundo variante de tensões (J_2); $\tau_{oc} = \sqrt{\frac{2}{3}J_2}$, onde $J_2 = \frac{1}{6}(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2$.

As deformações do material viscoelástico não são dependentes apenas dos valores das tensões correspondentes. O tempo de carregamento e o tempo de repouso também são fatores cruciais. Para caracterização de misturas asfálticas em laboratório com cargas repetidas, utiliza-se, normalmente, o pulso semi-senoidal (*haversine*) de 0,1s de carregamento seguido de 0,9s de repouso, simulando, por exemplo, a passagem de veículos a uma determinada velocidade.

2.5. Caracterização de Misturas Asfálticas à Deformação Permanente em Laboratório

Diversos métodos foram desenvolvidos para avaliação de misturas asfálticas em relação à deformação permanente (WITCZAK *et al.*, 2002; NASCIMENTO, 2008; CHOI, 2013; BASTOS, 2016). Em um estudo realizado nos Estados Unidos pelo *NCHRP*, conforme relatório número 465 (WITCZAK *et al.*, 2002), 9 tipos de ensaios foram testados e comparados com testes em 16 pistas experimentais oriundas de 3 instalações. Os ensaios testados foram: (1) Módulo Dinâmico Triaxial (*Triaxial Dynamic Modulus Tests*); (2) Módulo Dinâmico Cisalhante (*Shear Dynamic Modulus - Superpave Shear Tester*); (3) Módulo Dinâmico Cisalhante Quase-Direto (*Quasi-Direct Shear Dynamic Modulus - Field Shear Tester*); (4) Módulo de Elasticidade - Ensaio de Propagação de Onda Ultrassônica (*Elastic Modulus – Ultrasonic Wave Propagation Tests*); (5) Módulo Dinâmico Calculado a partir de equações de Regressão (*Dynamic Modulus Calculated from Regression Equations*); (6) Triaxial de Resistência ao Cisalhamento (*Triaxial Shear Strength Tests*); (7) Triaxial Estático de Fluência (*Static Triaxial Creep Tests*); (8) Triaxial de Carga Repetida (*Triaxial Repeated Load Permanent Deformation Tests*); e (9) Ensaio de Cisalhamento Repetido de Deformação permanente (*SST Repeated Shear Permanent Deformation Tests*).

O objetivo do estudo anteriormente citado era obter os parâmetros e o método de ensaio que melhor relacionassem as deformações obtidas em campo (nas pistas de testes). Como resultado, foi apresentado que o ensaio triaxial de carga repetida e o parâmetro *FN* (*Flow Number*, ou número de fluxo) são os que apresentaram melhores coeficientes de determinação (R^2) com os resultados de campo. O ensaio triaxial de carga repetida pode ser aplicado sem confinamento (ensaio uniaxial de carga repetida), entretanto é levantado que o ensaio com pressão de confinamento representa melhor as condições de campo (WITCZAK *et al.*, 2002; BASTOS *et*

al., 2016).

No Brasil, os ensaios uniaxiais de carga estática (*creep* estático) eram bem aceitos para caracterização da mistura asfáltica em relação à deformação permanente, devido principalmente à sua simplicidade. Entretanto, foi evidenciado que ensaios de carga estática não caracterizam adequadamente misturas modificadas por polímeros em relação à deformação permanente (VALKERING *et al.*, 1990 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2010). A carga repetida apresenta intervalos de repouso que permitem melhor avaliar a recuperação elástica da deformação na mistura em ensaio (WITCZAK *et al.*, 2012).

2.5.1. Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

O ensaio uniaxial de carga repetida para caracterização das misturas asfálticas à deformação permanente vem sendo estudado por diversos grupos nacionais desde 1996 (MOTTA *et al.*, 1996; NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BASTOS, 2016), e têm tido, desde então, diversidades quanto à temperatura de realização do ensaio, dimensão do corpo de prova (CP), tipo de prensa (hidráulica ou pneumática) ou tipo de dosagem empregado nas misturas testadas (ver Tabela 4).

Tabela 4. Grupos de pesquisa e diversidade das aplicações do ensaio uniaxial de carga repetida no Brasil.

| Pesquisador (es) | Local | Tensão Axial (kPa) | Temp. (°C) | Dimensão do CP (mm) | Prensa | Dosagem |
|---|----------------|--------------------|------------|----------------------------|------------|-----------|
| Motta et al., 1996 | Rio de Janeiro | 100 | 25 a 45 | -- | | |
| Santanna-Greco, 2004 | São Carlos | 400 | 40 | -- | Pneumática | Marshall |
| Wesseling, 2005; Cezaro Junior, 2008 | Porto Alegre | 100, 400 e 700 | 45 | d = 101,6 e h = 63,5 | | |
| Santos, 2007 | Brasília | 200 | 27 | -- | Hidráulica | Superpave |
| D'Antona e Frota, 2011 | Manaus | 100 | 40 | d = 101,5 e h = 63 a 70 | | |
| Soares, 2014 | São Carlos | 400 | 40 e 50 | -- | | |

Fonte: Bastos (2016).

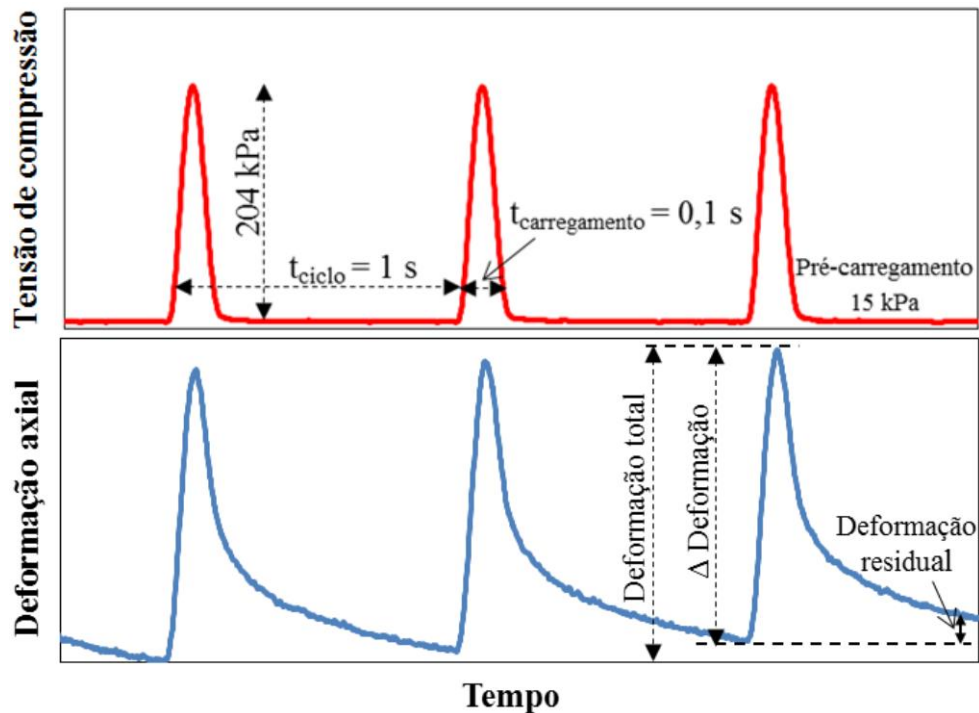
Conforme anteriormente mencionado, a norma NBR 16505 (2016) padroniza o ensaio uniaxial de carga repetida para caracterização da resistência de misturas asfálticas à deformação permanente no Brasil, além da atual norma do DNIT em atual processo de consulta pública (2017). Além das normas citada, nos Estados Unidos, o procedimento para determinação do número de fluxo (*FN*) é padronizado em AASHTO T 378-17.

O ensaio uniaxial tem apenas caráter indicativo, onde são visados parâmetros que permitam avaliar qualitativamente a mistura em relação à resistência à deformação permanente. A ausência das tensões confinantes no ensaio proporciona condições que destoam do

comportamento da mistura asfáltica em campo (WITCZAK *et al.*, 2002; GIBSON e SCHWARTZ, 2006).

O ensaio uniaxial de carga repetida atualmente protocolado é realizado por meio da aplicação de cargas uniaxiais cíclicas de 204kPa a temperatura de 60°C, com pulso semi-senoidal (0,1 segundo) seguido de repouso de 0,9 segundo, totalizando um ciclo de 1,0 segundo (Figura 10). O corpo de prova é preparado por acondicionamento a temperatura de 60°C durante um tempo mínimo de 3 horas. Há uma condição de pré-carregamento com aplicação de tensões de $10,2 \pm 0,5$ kPa durante 60 segundos, visando garantir uma acomodação da superfície do corpo de prova. Os deslocamentos verticais são identificados por meio de transdutores de deslocamento eletrônicos (*LVDTs*, do inglês *Linear Variable Differential Transducer*), montados diretamente na superfície do corpo de prova (Figura 11). A deformação permanente acumulada (ϵ_p) é obtida em função do número de ciclos de carregamento.

Figura 10. Ciclo de carga do ensaio Uniaxial de Carga Repetida.



Fonte: Bastos (2016).

Figura 11. Acomodação do corpo de prova e posicionamento dos LVDTs.



Fonte: Elaborado pelo autor.

O ensaio resulta na curva da taxa de deformação plástica vertical e na curva de deformação plástica vertical acumulada. A partir desses resultados é possível obter o parâmetro FN , que descreve o ponto onde há a taxa de deformação plástica mínima, ou seja, evidenciando o momento onde há ocorrência de cisalhamento sem mudança de volume na mistura. Além da análise da taxa de deformação para obtenção do ponto de cisalhamento do CP, o parâmetro FN também pode ser definido ao final de 7.200 ciclos, número máximo de ciclos para uma mistura asfáltica no ensaio uniaxial de carga repetida (10.000 em norma americana AASHTO T 378-17), ou quando o corpo de prova atinge 2% da deformação.

As curvas obtidas pelas taxas de deformação e deformação plástica permanente acumulada permitem a delimitação de três zonas: (1) zona primária, onde a taxa de deformação plástica uniaxial diminui com o tempo de carregamento, também conhecida como fase de consolidação; (2) zona secundária, onde a taxa de deformação plástica sofre poucas alterações; e (3) zona terciária, onde há o cisalhamento a volume constante do material, percebido pela inflexão da curva da taxa de deformação (ver Figura 12). O FN é identificado na passagem da zona secundária para zona terciária (ocorrência do cisalhamento a volume constante e taxa de deformação plástica mínima) (WITCZAK *et al.*, 2002).

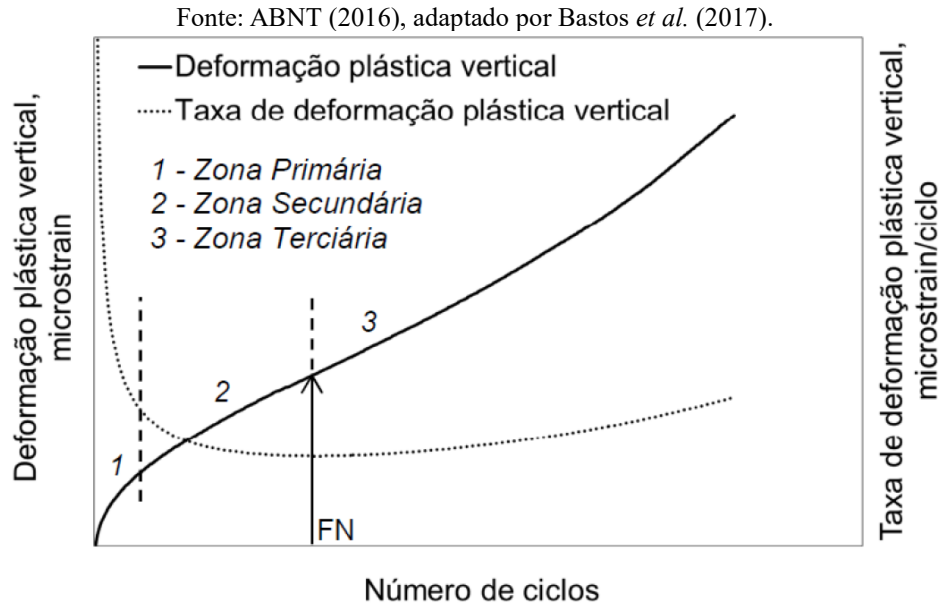


Figura 12. Zonas de deformação e obtenção do FN.

O parâmetro FN é usado para relacionar a resistência da mistura asfáltica aplicada no revestimento à deformação permanente. De acordo com o relatório do *NCHRP* de número 465 (WITCZAK *et al.*, 2002), o FN é o parâmetro que melhor relaciona dados do ensaio uniaxial de carga repetida com dados de deformações permanente em campo, apresentando correlações, definidas pelo coeficiente R^2 , na ordem de 0,90 ou superiores (WITCZAK *et al.*, 2002; BASTOS, 2016).

O FN é, portanto, capaz de relacionar os ciclos de carregamento à deformação permanente, simulando a repetição de solicitações em campo e o limite onde há a ocorrência de cisalhamento da mistura (deformação plástica permanente máxima admissível). Assim, quanto maior o FN , maior os valores de carregamentos simulados antes do rompimento do CP e conseqüentemente maiores os valores de resistência às deformações permanente da mistura.

Bonaquist (2012) comenta que nos estudos iniciais sobre o ensaio, a detecção do FN era de difícil obtenção, resultando em variações de 25% a 35% para uma mesma mistura. O fato ocorria devido à característica retilínea da curva da taxa de deformação plástica vertical em pontos próximos à inflexão (ver Figura 12). O autor comenta que estudos na Universidade do Estado do Arizona recomendam a utilização da interpretação por regressão em modelo de *Francken*, que associa a deformação plástica permanente a parâmetros da mistura e o número de ciclos, como demonstrado em Equação 4.

$$\varepsilon_p = A \cdot N^B + C \cdot (e^{D \cdot N} - 1) \quad (4)$$

Onde: ε_p é a deformação específica permanente; N é o número de ciclos; e A, B, C e D são

coeficientes associados a cada corpo de prova.

A taxa de deformação permanente, neste caso, pode ser obtida pela derivação da equação 4 em relação ao número de ciclos N , como demonstrado na Equação 5.

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = A \cdot B \cdot N^{(B-1)} + C \cdot D \cdot (e^{D \cdot N}) \quad (5)$$

O ponto de taxa mínima pode ser determinado pela segunda derivada da equação 4(4), representando o ponto de inflexão da curva de taxa de deformação, e, portanto, ponto de rompimento por cisalhamento da mistura ensaiada, como apresentado na Equação 6.

$$\frac{d^2\varepsilon_p}{d^2N} = A \cdot B \cdot (B - 1) \cdot N^{(B-2)} + C \cdot D^2 \cdot (e^{D \cdot N}) \quad (6)$$

A análise matemática das taxas de deformação permanente e da curva de deformação plástica acumulada é incorporada em algoritmos presentes em *softwares* de análises computacionais para o ensaio uniaxial de carga repetida, tornando mais precisa a obtenção do FN .

O protocolo do ensaio uniaxial de carga repetida foi inicialmente proposto por Witczak *et al.* (2002), e tem valores de tensão de aplicação na célula de carga de 600kPa e temperatura de 54,4°C. A pressão de aplicação de 600kPa (87psi) é a mesma pressão utilizada no compactador giratório empregada nos critérios *Superpave*. As adaptações, propostas por Nascimento (2008), do ensaio americano às misturas brasileiras, resultaram na alteração dos valores da tensão de aplicação na prensa e na mudança da temperatura do ensaio. A mudança consiste na alteração da tensão para 204kPa; e da temperatura para 60°C.

O valor de 204kPa proposto por Nascimento (2008) é resultado de testes experimentais com 16 misturas asfálticas nacionais à temperatura de 60°C, e não à 54,4°C como recomendado no relatório 465 do *NCHRP*. Outros experimentos também utilizam valores próximos de tensões no ensaio uniaxial de carga repetida, como 207kPa (BOATENG *et al.*, 2011). Witczak *et al.* (2002) recomendam a utilização da tensão desvio de valores entre 69kPa e 204kPa no *creep* estático sem confinamento.

No caso deste ensaio especificamente, pode ser determinada a chamada *creep compliance* ou função de compliância do material, $D(t)$. A partir desta, pode-se obter outra propriedade viscoelástica no domínio do tempo, i.e., o módulo de relaxação do material $E(t)$. Estas propriedades, $D(t)$ e $E(t)$, podem ser usadas para obter as propriedades viscoelásticas no domínio da frequência, E^* e δ , como mostra em detalhe Silva (2009). Propriedades viscoelásticas podem servir de *inputs* para determinação de deformações ou tensões em

problemas de valor contorno, por meio de integrais de convolução (SOUZA e SOARES, 2002). Entretanto, este não é o objetivo do presente trabalho, embora mencione-se aqui, pois estas propriedades, quando usadas com as ferramentas adequadas, constituem uma forma simples para a determinação da resposta dos materiais em diferentes configurações, para além das condições do ensaio. Ou seja, mesmo em revestimentos de pavimentos submetidos a diferentes cargas, uma vez que se está de posse das propriedades fundamentais, pode-se obter a resposta estrutural, sem a necessidade de testar o material em diferentes cargas. Este raciocínio diz respeito ao regime de viscoelasticidade linear dos materiais. Quando o material é testado com cargas para além do seu ramo viscoelástico linear, é necessário o desenvolvimento de modelos viscoplásticos, conforme explicado em Borges (2014).

No âmbito da Mecânica dos Pavimentos, a realização de ensaios laboratoriais deve estar devidamente alinhada com modelos mecânicos, viscoelásticos ou viscoplásticos, pois só assim diversas situações podem ser testadas sem a necessidade da correspondente realização de novos ensaios. Contudo, não raro associa-se a determinação do valor de pressão aplicada ao corpo de prova em ensaio à carga em campo, simulando indiretamente a passagem de um veículo de carga por meio da aplicação do pulso semi-senoidal. A temperatura do ensaio também é relacionada com a temperatura em campo, sendo adotados valores que representem as piores situações para deformação permanente do revestimento, ou seja, a temperatura máxima que o revestimento atinge e que, conseqüentemente, acentua a ocorrência de afundamentos.

O valor adequado de tensão no pulso de pressão no ensaio uniaxial pode ser discutido a depender do propósito pretendido, ou seja, (i) obtenção de propriedade fundamental para modelagem subsequente ou (ii) simulação de uma situação de campo já a partir do ensaio de laboratório. Não foi encontrado, dentre a literatura estudada, avaliações do comportamento do FN para diferentes sobrecargas no ensaio, visando, por exemplo, a simulação de veículos com excesso de peso. O rompimento precoce da mistura para situações de sobretensões, bem como a interpretação da sensibilidade do número de ciclos de carregamento às tais, pode indicar uma possibilidade de avaliação de desempenho da mistura no ensaio uniaxial de carga repetida.

Há uma divergência em meio científico sobre os valores de FN que representam o real dano em campo associado a um tipo de carregamento. Nascimento (2008) descreve patamares de valores de FN obtidos em laboratório de acordo com uma adaptação do ensaio uniaxial de carga repetida inicialmente proposto por Witczak *et. al* (2002), considerando 9 misturas.

Bastos *et al.* (2017) realizam a comparação entre a metodologia dos ensaios laboratoriais

propostos por Witczak *et al.* (2002) e aplicados por Nascimento (2008), confrontando-os com dados de deformação permanente em campo obtidos em 12 trechos experimentais. Os autores destacam alguns outros trabalhos relevantes relacionando dados de ensaio uniaxial de carga repetida e dados de campo. No relatório 673 do *Advanced Asphalt Technologies (AAT)* do programa do *NCHRP*, valores de *FN* foram apresentados para diferentes tipos de tráfego considerando 27 misturas em laboratório com testes em 6 pistas da FHWA (*Federal Highway Administration*). Bonaquist (2012) utiliza misturas usadas em cruzamentos viários – pavimento submetido a carregamento de baixas velocidades – e diferentes níveis de tráfego, associados às características volumétricas da mistura (volume de vazios), temperatura do ensaio e a tensão de aplicação utilizada no ensaio. Alguns resultados de classificação de misturas dos autores citados para diferentes condições estão dispostos na Tabela 5.

Tabela 5. Critérios de *FN* para diferentes níveis de tráfego.

| Pesquisas / Níveis de Tráfego (Número N) | Vv (%) | Temp. (°C) | Tensão (kPa) | Leve | Médio | Pesado | Extremamente pesado |
|--|-----------|-------------|--------------|-------------------|--|--|---------------------|
| | | | | 3.10 ⁶ | [3.10 ⁶ ; 1.10 ⁷] | [1.10 ⁷ ; 3.10 ⁷] | > 3.10 ⁷ |
| Nascimento (2008) | 6,5 a 7,5 | 60,0 | 204 | -- | 300 | 750 | -- |
| AAT (2011) | 4,7 a 8,2 | 31,3 a 54,3 | 600 | -- | 53 | 190 | 740 |
| Bonaquist (2012) | 6,0 a 7,3 | 49,6 | 600 | 15 | 50 | 135 | 415 |
| Bastos <i>et al.</i> (2017) | 5,0 a 7,5 | 60,0 | 204 | -- | 100 | 300 | > 1000 |

Fonte: Bastos *et al.* (2017).

Os dados da Tabela 5 para diversos autores apresentam a diversidade de valores de *FN* adotados para diferentes tipos de tráfego visando a caracterização da mistura asfáltica à deformação permanente, enaltecendo a necessidade de refino de estudos do *FN* para tal fim.

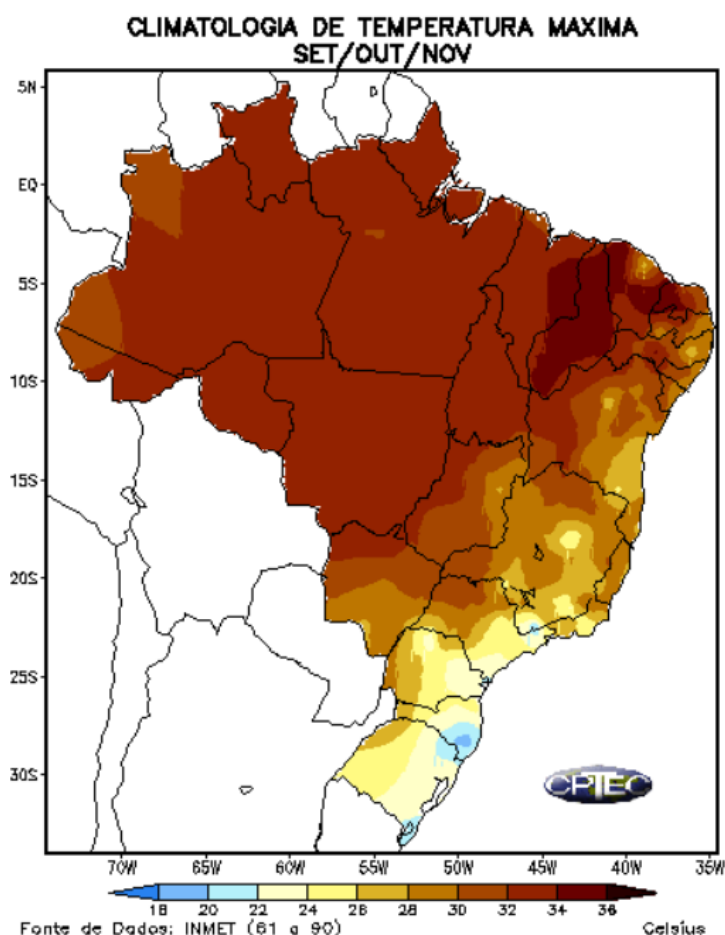
2.6. Avaliação da Temperatura no Interior do Revestimento Asfáltico

A radiação solar é o principal fator responsável pelo incremento da transmissão de calor para e por entre o revestimento. Segundo Motta (1991), as variações atmosféricas como ocorrência de chuvas, ventos ou insolação intensa, influenciam quase que instantaneamente a temperatura na superfície do revestimento. A temperatura na superfície é repassada ao interior do revestimento por meio da propagação de calor (condução térmica).

A temperatura no interior do revestimento tem efeitos diretos sobre o desempenho da mistura asfáltica à deformação permanente, pois o ligante da mistura tem viscosidade e rigidez negativamente influenciadas pelo aumento de temperatura. Bernucci *et al.* (2010) esclarece que a deformação permanente se acentua em temperaturas superiores à 60°C.

De acordo com dados da série história de temperaturas trimestrais entre os anos de 1961 a 1990 do INPE (Instituto Nacional de Pesquisas Espaciais), a média de maiores temperaturas no Brasil está centralizada nos meses de setembro, outubro e novembro, conforme mostrado na Figura 13.

Figura 13. Temperaturas médias máximas trimestrais no Brasil.



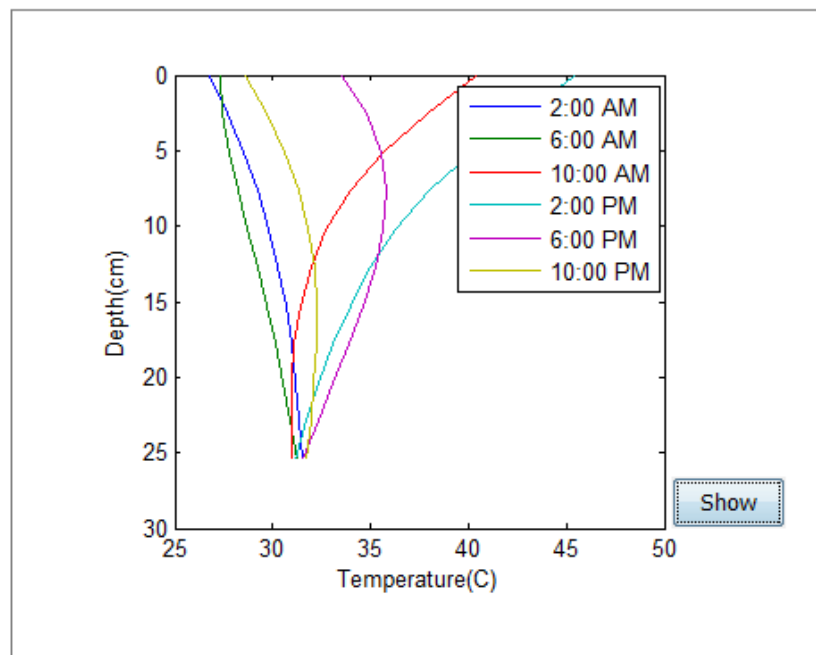
Fonte: Série histórica de 1961 a 1990 do INPE, acessado em outubro de 2017.

As temperaturas do ar mostram-se importantes para o entendimento das condições ambientais próximas ao revestimento asfáltico. A revisão da literatura revela que o levantamento da temperatura em pavimentos brasileiros começou com trabalhos de Medina e Farah (1965) *apud* Motta (1991) no Rio de Janeiro em 1965. No estudo foi observado valores máximos de 65°C na superfície do revestimento na cidade do Rio de Janeiro. As temperaturas máximas na superfície do pavimento são importantes para que se possa ser obtido os valores de temperaturas em diferentes profundidades do revestimento, camada mais termicamente suscetível.

É observado que pontos mais profundos apresentam menores valores de temperaturas para condições de maiores insolações. O mesmo não é observado durante períodos noturnos, pois a

capacidade térmica do material asfáltico faz com que haja calor armazenado mesmo após algumas horas sem radiação solar na superfície. O material confinado não perde calor a uma taxa elevada como o material de superfície, pois este está em contato com o ar que o esfria mais rapidamente. O perfil da temperatura para um revestimento de 5cm de profundidade em diferentes horários do dia está disposto na Figura 14.

Figura 14. Variação da temperatura com profundidade do revestimento asfáltico para diferentes horários do dia para o clima de Miami, FL, Estados Unidos. FlexPave.



Fonte: FlexPave 1.0 (2017).

Motta (1991) apresenta alguns modelos para determinação da temperatura no interior do revestimento asfáltico para diferentes tipos de revestimentos e regiões brasileiras. Os modelos foram desenvolvidos a partir da distribuição de frequências de medições de temperatura em trechos experimentais analisados na COPPE da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Os modelos desenvolvidos no estudo citado estão apresentados a seguir:

A Equação 7 apresenta a determinação da temperatura do revestimento (T_{re}) do tipo tratamento superficial em função da temperatura do ar (T_{ar}) para a Região Nordeste.

$$T_{rev} = -6,90 + 1,58T_{ar} \quad (7)$$

Sendo esta equação válida para condições de temperatura do ar no momento da medição entre 20 e 36°C, onde a temperatura do revestimento varia entre 20 e 54°C.

A Equação 8 apresenta a determinação da temperatura do revestimento do tipo CBUQ entre 3 a 4cm de profundidade, em camadas de até 6cm de espessura em função da temperatura do ar

no momento de medição para a Região Nordeste.

$$T_{rev} = -8,37 + 1,63T_{ar} \quad (8)$$

Sendo esta equação é válida para condições de temperatura do ar no momento da medição (T_{ar}) entre 14 e 38°C, onde a temperatura do revestimento varia entre 16 e 57°C.

A Equação 9 apresenta a determinação da temperatura também para revestimentos do tipo CBUQ em profundidades de 5 a 7cm, em camadas de até 11,5cm de espessura também para a Região Nordeste:

$$T_{rev} = -8,29 + 1,69T_{ar} \quad (9)$$

Sendo esta equação válida para condições de temperatura do ar no momento da medição (T_{ar}) entre 18 e 35°C, onde a temperatura do revestimento varia entre 21 e 56°C.

Motta (1991) também apresenta, um modelo geral Equação 10 para todas as regiões do Brasil, desenvolvido a partir das Equações 7, 8 e 9 para previsão da temperatura no interior do revestimento considerando a temperatura do ar próximo ao pavimento (T_{ar}), temperatura na superfície do pavimento (T_{sup}) e temperatura na profundidade “x” desejada [$T(x)$]:

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar})(1 - e^{(0,06855 - 0,002633x)x}) \quad (10)$$

É importante levar em consideração que a disponibilidade de modelos regionalizados para análise de temperaturas favorece uma análise mais específica da temperatura no interior do revestimento, dada a grande variação de temperatura observada em diferentes regiões brasileiras (ver Figura 13).

A temperatura máxima na superfície pavimento asfáltico pode ser determinada pela Equação 11, na qual são inseridos parâmetros de temperatura máxima do ar próxima ao revestimento asfáltico ($T_{ar-máx}$) e coordenadas *UTM* de latitude (*Lat*) (BERNUCCI *et al.*, 2010).

$$T_{máx} = T_{ar-máx} - Lat^2 + 0,2289Lat + 42,2)0,9545 - 17,78 \quad (11)$$

Bastos (2016) encontrou valores próximos de 48°C para as temperaturas na fibra inferior de um revestimento de concreto asfáltico de 5cm de espessura, medidos por meio de sensores instalados em pistas de teste. No referido experimento não foram informados os valores das temperaturas do ar durante as coletas. Entretanto, assumindo uma temperatura do ar de 30°C, representativa da região do Ceará, onde o experimento foi realizado, por meio da Equação 10, tem-se uma temperatura na superfície do revestimento de 56,4°C, por exemplo.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Não faz parte do escopo deste trabalho a análise específica dos materiais que compõem a mistura asfáltica. Entretanto, para embasar o leitor sobre os critérios de avaliação de desempenho da mistura testada, são descritas propriedades inerentes aos materiais utilizados nos corpos de prova.

O ensaio uniaxial de carga repetida foi utilizado para avaliar o comportamento mecânico das misturas escolhidas à deformação permanente. A avaliação da sobrecarga veicular não é prevista no ensaio convencional, e, portanto, técnicas de ponderação da sobrecarga nas tensões utilizadas no ensaio são levadas em consideração.

3.1. Materiais Componentes da Mistura Asfáltica Utilizada

Cada componente do material asfáltico tem propriedades e reologia relevantes ao desempenho da mistura, seja para a avaliação de defeitos ou para melhoria de seu desempenho em campo. Segundo Bonaquist *et al.* (2012), alterações na mistura que são relevantes ao desempenho em relação à deformação permanente estão relacionadas, principalmente, ao (1) tamanho máximo nominal dos agregados, (2) volumes de vazios, (3) angularidade dos agregados graúdos e miúdos e (4) dureza do ligante. Nas próximas seções são apresentadas as caracterizações do ligante asfáltico e do agregado mineral que constituem a mistura investigada no presente trabalho.

3.1.1. Ligante Asfáltico

A determinação do teor de projeto foi feita conforme metodologia *Superpave*, onde são moldados corpos de prova e obtida, através do uso do compactador giratório, as propriedades volumétricas da mistura. A partir de tais propriedades, é adotado o teor de ligante que proporciona $4\% \pm 0,4\%$ de volume de vazios na mistura.

O ligante utilizado foi o CAP 50/70 Lubnor (PG-70 de acordo com o *Superpave*), e os resultados de sua caracterização estão dispostos na Tabela 6. O CAP está dentro dos parâmetros estabelecidos pela Agência Nacional do Petróleo e Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), conforme Tabela 6.

Tabela 6. Propriedades do ligante utilizado.

| <i>Propriedade ou parâmetro</i> | <i>CAP 50/70 Lubnor</i> | <i>Limite CAP 50/70 (ANP)</i> |
|---|-------------------------|-------------------------------|
| Penetração a 25°C (dmm) | 50 | 50 a 70 |
| Ponto de Amolecimento - PA (°C) | 49 | Mín. 46 |
| Índice de Susceptibilidade Térmica - IST | -1,4 | -1,5 a +0,7 |
| Viscosidade Brookfield 135°C (P) – sp21 20rpm | 0,395 | Min. 0,274 |
| Faixa de temperatura de usinagem [°C] | 160 – 166 | Máx. 177 |
| Faixa de temperatura de compactação [°C] | 148 - 152 | Máx. 177 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

A viscosidade Brookfield é utilizada para determinação das temperaturas nas quais o ligante apresenta trabalhabilidade para os processos de usinagem e compactação [faixa de usinagem de 0,15 a 0,19Pa.s (0,17 ± 0,02Pa.s)] e compactáveis [faixa de compactação de 0,25 a 0,31Pa.s (0,28 ± 0,03Pa.s)] (SOARES *et al.*, 2015).

3.1.2. Agregados e Curva Granulométrica

O agregado utilizado na mistura é proveniente da pedreira POLIMIX (Itaitinga, Ceará), caracterizado por ser do tipo granítico. Os agregados são compostos por britas 3/4”, brita 3/8”, e pó de pedra. São caracterizados utilizando ensaios de granulometria (DNER, 1998), absorção, densidade do agregado graúdo (DNER, 1998) e densidade do agregado miúdo (DNER, 1995), que são dispostos na Tabela 7.

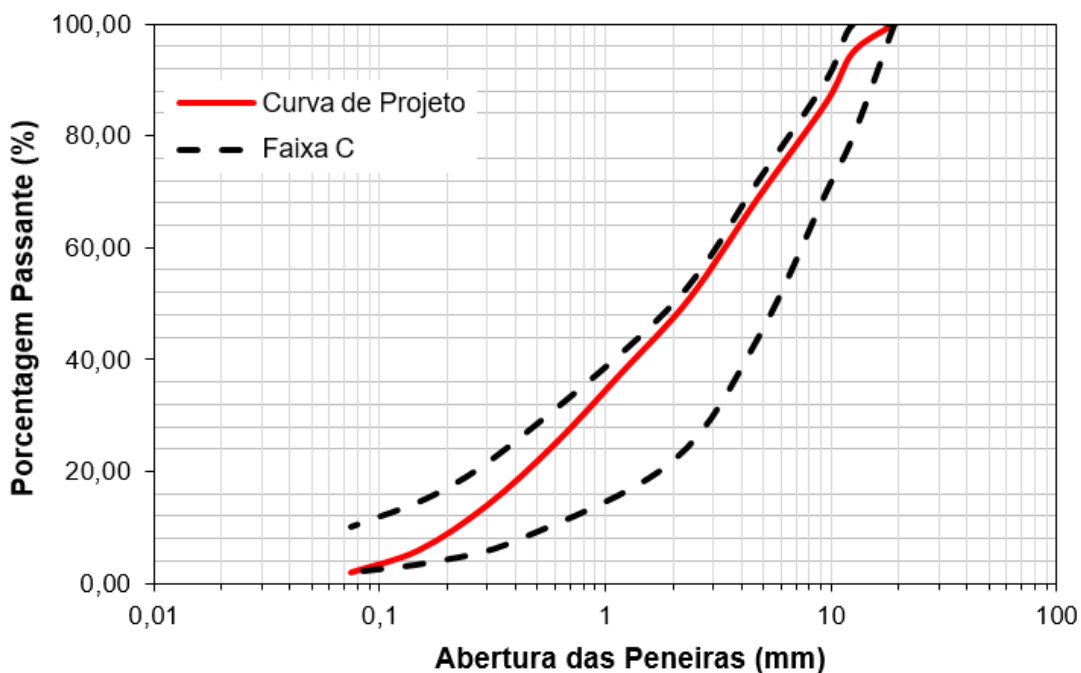
Tabela 7. Densidades reais dos agregados graúdo e miúdos.

| | Densidades | | |
|--------------------|------------|-------|-------------|
| | 3/4" | 3/8" | Pó de Pedra |
| Densidade Real | 2,654 | 2,650 | 2,595 |
| Densidade Aparente | 2,604 | 2,567 | -- |
| Absorção (%) | 0,7% | 1,2% | -- |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Foi utilizada apenas uma curva granulométrica, na Faixa C do DNIT, conforme ilustra a Figura 15, com seus respectivos limites inferiores e superiores.

Figura 15. Faixa granulométrica e limites.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Durante a realização dos experimentos foi observado que a quantidade de material passante na peneira 1,18 mm e retida na peneira 0,6 mm seria insuficiente para a réplica de alguns corpos de prova. Resolveu-se, então, através do uso de um britador de mandíbula móvel presente no Laboratório de Solos da Universidade Federal do Ceará (UFC), obter o material faltante por posterior fracionamento.

O uso de britadores diferentes pode influenciar nas características de forma do agregado pétreo (BERNUCCI *et al.*, 2010), uma vez que o material havia sido britado, originalmente, na pedra POLIMIX, em Itaitinga. A fim de minimizar a influência da forma do material britado em laboratório no desempenho da mistura, homogeneizou-se o material retido na peneira de abertura 0,6 mm britado (aproximadamente 2,5kg) com o material existente proveniente da pedra citada (aproximadamente 1,5kg). O material foi suficiente para réplica de 12 CPs, dos quais 6 tiveram volume de vazios dentro da margem de V_v de projeto. As demais frações não precisaram receber materiais provenientes de britagem em laboratório.

3.2. Dosagem da Mistura Asfáltica

A mistura asfáltica foi dosada nos critérios *Superpave*. Dentre os índices volumétricos deste método, estão a massa específica aparente (G_{mb}) e a massa específica máxima teórica (G_{mm}). Esses parâmetros são determinados em laboratório seguindo a ASTM 2041/2000 e a AASHTO T 209/1999.

A G_{mm} é calculada como sendo a razão da massa do agregado mais CAP e a soma dos volumes dos agregados e CAP mais os vazios não preenchidos. Para a determinação da densidade aparente das amostras (G_{mb}), utilizou-se a metodologia descrita na norma ASTM D 2726/2000. Os valores de G_{mb} normalmente são determinados com a compactação de 3 CPs. Entretanto, por insuficiência de material, resolveu-se utilizar apenas 2 CPs por mistura para determinação deste parâmetro. Com os valores de G_{mm} da mistura asfáltica e de G_{mb} de cada amostra compactada, obteve-se o volume de vazios (V_v) de cada corpo de prova, conforme Equação 12.

$$V_v = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \times 100 \quad (12)$$

Após definição do teor de ligante de projeto, procedeu-se para determinação do número de giros de projeto (compactação), determinado a partir da fixação de um volume de vazios de projeto. Este foi fixado em $5,5\% \pm 0,6\%$.

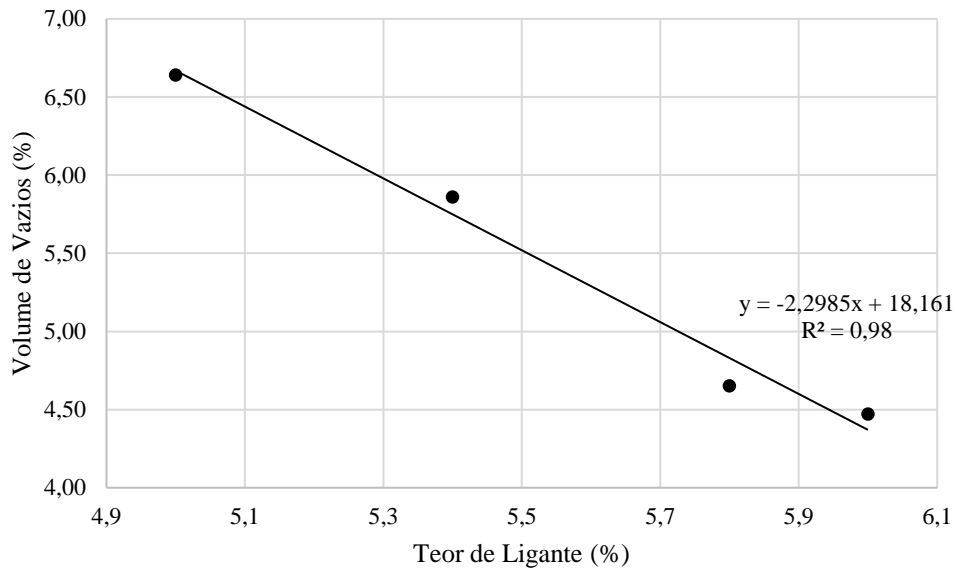
Os resultados de G_{mm} , G_{mb} e respectivos V_v s para cada mistura constam na Tabela 8. A curva de dosagem, obtida pela relação entre o volume de vazios e os teores de ligantes testados, consta na Figura 16

Tabela 8. Resultados parciais de dosagem.

| Dosagem Superpave | | | |
|--------------------------|---------------------------------|-----------------------|-----------------------|
| Teor avaliado (%) | V_v (%) obtido | G_{mm} | G_{mb} |
| 5,0 | 6,64 | 2,431 | 2,270 |
| 5,4 | 5,86 | 2,429 | 2,287 |
| 5,8 | 4,65 | 2,405 | 2,293 |
| 6,0 | 4,47 | 2,391 | 2,284 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Figura 16. Resultados de dosagem.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A compactação da mistura com o teor de ligante de 6,0% (teor de projeto) atingiu o Vv de 5,5% (volume de vazios de projeto) aos 55 giros. Foram testados 4 CPs, conforme Tabela 9.

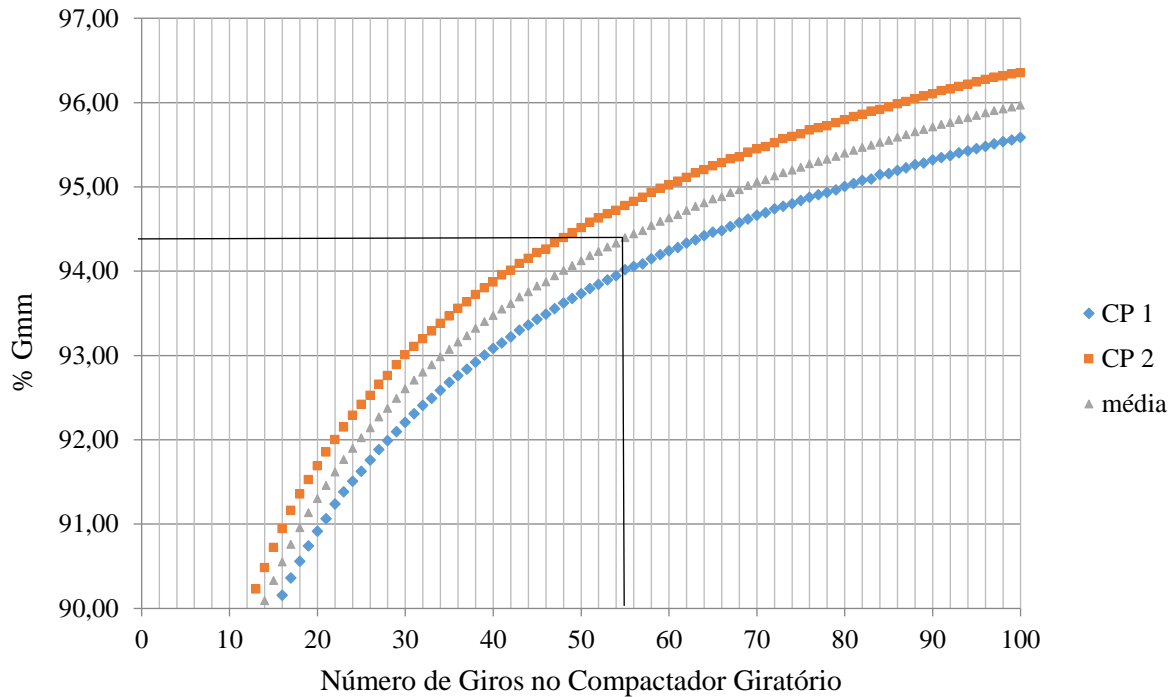
Tabela 9. Obtenção do número de giros de compactação.

| | Teor de ligante asfáltico (%) | Número de giros de compactação | Vv (%) |
|------|-------------------------------|--------------------------------|-------------|
| CP 1 | 6,0 | 100 | 4,73 |
| CP 2 | 6,0 | 100 | 4,04 |
| | | Média | 4,39 |
| CP 3 | 6,0 | 55 | 5,57 |
| CP 4 | 6,0 | 55 | 5,30 |
| | | Média | 5,43 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

O número de giros de compactação de projeto foi determinado a partir da curva média de compactação dos CPs com 100 giros (CP1 e CP2), conforme Figura 17.

Figura 17. Curvas de compactação dos CPs com teor de ligante de 6,0%.



Fonte: Elaborado pelo autor.

As propriedades volumétricas como Volume de Vazios (V_v), Vazios Cheios Com Betume (VCB) Volume De Vazios Do Agregado Mineral (VAM) e Relação Betume-Vazio (RBV) dos CPs utilizados no ensaio estão dispostas na Tabela 10.

Tabela 10. Índices volumétricos dos CPs utilizados em ensaios uniaxiais de carga repetida.

| CP | V_v (%) | VCB (%) | VAM (%) | RBV (%) |
|------|-----------|---------|---------|---------|
| CP1 | 5,3 | 13,2 | 18,5 | 71,4 |
| CP2 | 5,3 | 13,2 | 18,5 | 71,6 |
| CP3 | 5,3 | 13,2 | 18,6 | 71,3 |
| CP4 | 5,7 | 13,2 | 18,9 | 69,8 |
| CP5 | 5,1 | 13,3 | 18,4 | 72,2 |
| CP6 | 6,1 | 13,1 | 19,3 | 67,7 |
| CP7 | 5,3 | 13,3 | 18,4 | 72,1 |
| CP8 | 4,9 | 13,3 | 18,2 | 73,2 |
| CP9 | 5,2 | 13,2 | 18,4 | 72,0 |
| CP10 | 5,1 | 13,3 | 18,3 | 72,3 |
| CP11 | 7,0 | 13,0 | 20,0 | 65,1 |
| CP12 | 6,5 | 13,1 | 19,5 | 66,8 |
| CP13 | 7,6 | 12,9 | 20,5 | 62,9 |
| CP14 | 6,0 | 13,1 | 19,2 | 68,5 |
| CP15 | 6,4 | 13,1 | 19,5 | 67,1 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores de VAM e RBV estão dentro dos limites do método de dosagem *Superpave* ($VAM > 11\%$ e $65\% < RBV < 75\%$) para todos os CPs com volume de vazios dentro do intervalo de projeto ($V_v = 5,5 \pm 0,6\%$).

3.3. Avaliação da Temperatura no Revestimento no Estado do Ceará

Os valores de médias trimestrais mínimas, normais e máximas de temperatura para o Ceará foram utilizados para avaliar, pela Equação 10, a temperatura na profundidade das tensões críticas à deformação permanente, cujos valores foram inseridos no ensaio uniaxial de carga repetida através da câmara de condicionamento da UTM. Os valores médios trimestrais de temperatura do ar para o Ceará são: 36°C para as máximas, 29°C para as normais e 21°C para as mínimas.

$$T(x) = T_{sup} + (T_{sup} - T_{ar})(1 - e^{(0,06855 - 0,002633x)x}) \quad (10)$$

Os valores de temperatura na superfície do revestimento são obtidos pela Equação 11 com os dados da temperatura do ar fornecidos pelo INPE e as coordenadas *UTM* de latitude da cidade de Fortaleza: -3,717222 (S).

$$T_{máx} = T_{ar-máx} - Lat^2 + 0,2289Lat + 42,2)0,9545 - 17,78 \quad (13)$$

3.4. Análise da Sobrecarga Veicular

A tensão no ensaio uniaxial de carga repetida foi definida de acordo com análises de tensões desvio (σ_d) no ponto crítico de deformação permanente, através do programa AEMC.

Além disso, Albano (1998) apresenta resultados da área de contato para o eixo padrão submetido aos carregamentos de 8,2, 10 e 12tf. O referido trabalho avalia com maior precisão a área de contato da roda com o pavimento, parâmetro este inserido no programa AEMC. Portanto, é sugerido um carregamento no valor de 12tf além dos carregamentos de 10tf (limite estabelecido em lei da balança) e 8,2tf (carga padrão para efeitos de análise) com respectivas áreas de contato provenientes do experimento citado. O valor de 12tf corresponde às magnitudes de sobrecarga para este tipo de eixo em cenário nacional (SOARES e MOTTA, 2001; FONTENELE *et al.*, 2011), e foi utilizado nas análises apresentadas nos itens seguintes.

3.4.1. Análises de Tensões no AEMC

Para análises de tensões no AEMC, alguns parâmetros das camadas foram necessários como

dados de entrada no programa. O revestimento analisado no AEMC consiste em um concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) de 5cm de espessura – nas situações de carregamento do eixo padrão citadas. O revestimento foi escolhido por ser considerado representativo da espessura da malha rodoviária nacional. Para o cálculo das tensões no programa AEMC foram levados em consideração seguintes parâmetros: coeficiente de Poisson, Módulo de Resiliência (MR) e dimensão das camadas, conforme disposto em Tabela 11.

Tabela 11. Propriedades dos materiais inseridos no AEMC.

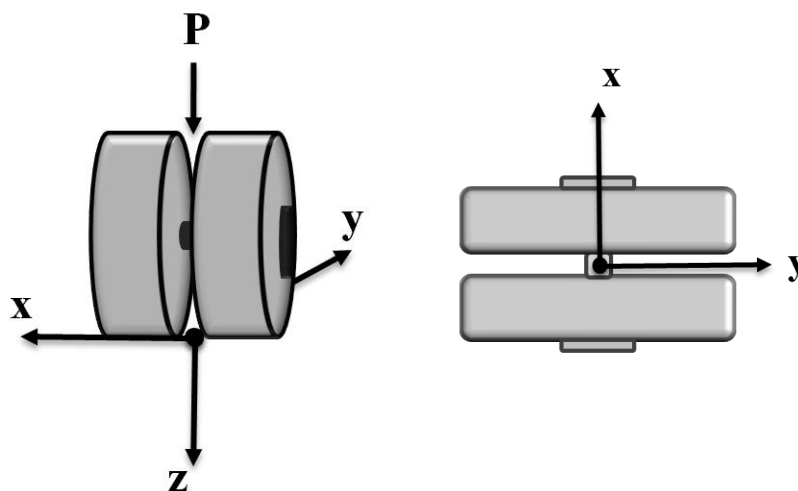
| Propriedades e parâmetros das camadas no AEMC | | | |
|---|------------------------|----------|----------------|
| Camada | Coeficiente de Poisson | MR (MPa) | Espessura (cm) |
| Revestimento | 0,30 | 4.000 | 5,0 |
| Base | 0,35 | 500 | 15,0 |
| Sub-base | 0,35 | 300 | 15,0 |
| Subleito | 0,40 | 150 | -- |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores dos módulos de resiliência, espessuras e coeficientes de Poisson da base, sub-base e subleito são definidos a partir de estudo desenvolvido por Bastos *et al.* (2016) no programa CAP3D (HOLANDA *et al.*, 2006), *software* desenvolvido pelo grupo de Modelagem Computacional do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da UFC, capaz de realizar análises bidimensionais e tridimensionais de pavimentos asfálticos através de métodos de elementos finitos (MEF).

O AEMC é capaz de fornecer as tensões nas direções x, y e z de acordo com a orientação dos eixos na ilustração da Figura 18:

Figura 18. Orientação dos eixos para análises de tensões no AEMC.



Fonte: Elaborado pelo autor.

No AEMC é necessário inserir os valores das pressões de inflação dos pneus e o carregamento a ser distribuído para cada roda em um determinado tipo de eixo. As análises realizadas neste trabalho são concernentes ao eixo simples de rodas duplas, i.e., o eixo padrão. O valor de pressão de inflação padrão considerado é de 80psi (5,6kgf/cm²). Entretanto, foi observado que o programa considera a área de contato roda-pavimento circular cujo valor propicie uma tensão equivalente à pressão de inflação do pneu. Ou seja, para um determinado carregamento “*P*” e pressão de inflação de 80psi, o programa define uma área de contato circular que proporcione uma tensão (carregamento da roda dividido pela área de contato roda-pavimento) equivalente a 80psi (pressão do pneu). Essa premissa admite que a tensão de contato roda-pavimento é igual à pressão de inflação do pneu, e é não representante da situação real em campo (ALBANO, 1998), consistindo em uma aproximação. O valor da pressão de enchimento a ser inserida no AEMC, portanto, foi definido de acordo com o valor que correspondesse à área de contato proveniente dos experimentos de Albano (1998), utilizando dados reais de campo para diversos carregamentos do eixo padrão (rever Tabela 1).

Após tentativas que aproximassem a área de contato dos valores reais para os carregamentos de 8,2tf, 10tf e 12tf do eixo simples de rodas duplas experimentado por Albano (1998) (Tabela 1), obteve-se, como exibido na Tabela 12, os valores de pressão de enchimento fictícios utilizados para análises das tensões no revestimento asfáltico.

Tabela 12. Pressão de inflação de pneus utilizada no programa AEMC.
Adaptações à área de contato roda-pavimento no programa AEMC

| Carregamento (tf) | Pressão de enchimento inserida no AEMC (MPa) | Área de contato em duas rodas por Albano (1998) (cm ²) | Área de contato por roda no AEMC (cm ²) |
|-------------------|--|--|---|
| 8,2 | 0,51154 | 801,5 | 400,75 |
| 10 | 0,57814 | 864,84 | 432,42 |
| 12 | 0,64099 | 936,04 | 468,02 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

É importante saber que o AEMC utiliza áreas circulares de contato roda-pavimento para cálculo das tensões e deformações em diversos pontos, diferentemente da forma de contato analisada por Albano (1998), que no experimento aproxima-se de um retângulo com cantos arredondados (rever Figura 6). Este parâmetro não é variável no programa.

Foram calculadas as tensões na direção *x*, *y* e *z* e nos planos *xy*, *xz* e *yz*. São inseridos 1530 pontos no programa. Os pontos foram discretizados variando em 60cm na direção *x* e 40cm na direção *y* (rever Figura 18). A malha no plano citado varia em pontos afastados de 5 em 5cm. A

profundidade z é analisada por meio de malha variando de 0,5 em 0,5cm.

3.4.2. Evolução da Deformação Permanente na Vida Útil de um Pavimento no Programa FlexPave

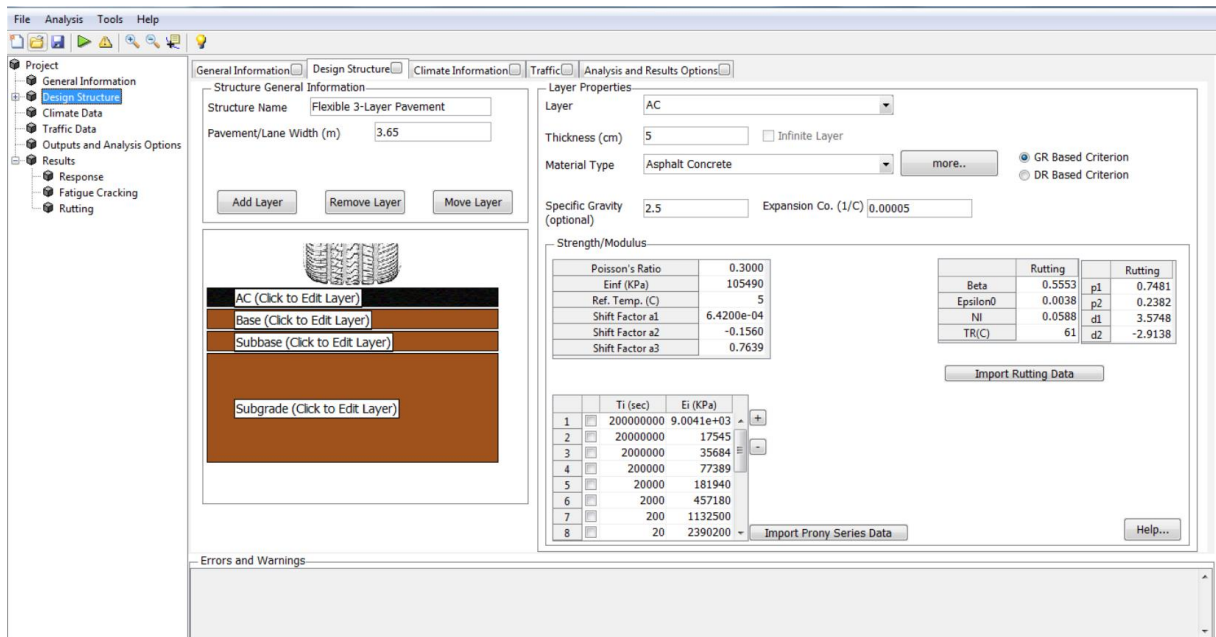
A evolução da deformação permanente no pavimento submetido a diversos carregamentos foi avaliada por meio do programa FlexPave. A ferramenta é capaz de realizar simulações de carregamento e deformação permanente por meio do *Shift Model*, modelo viscoplástico que avalia a deformação a partir da superposição dos efeitos tempo-temperatura e tempo-tensão.

Foi realizada a simulação de 10 anos de tráfego em pavimento fictício de 3,65m de largura, com camadas de mesma espessura das utilizadas no programa AEMC (rever Tabela 11). O tráfego corresponde a passagem diária de 700 ESALs com incremento linear anual de 3%. Dois tipos de eixo foram testados: eixo simples de rodas duplas e tandem duplo. O eixo simples de rodas duplas foi submetido às cargas de 8,2tf e 10tf (limite na lei da balança), 12tf e 13tf, e o eixo tandem duplos às cargas de 17tf (limite na lei da balança) e 19,9tf. Os valores de carregamento acima do limite foram definidos conforme levantamento de valores de sobrecarga praticados no Brasil para esses tipos de eixo (SOARES e MOTTA, 2001; FONTENELE *et al.*, 2011).

Os parâmetros de rigidez da mistura asfáltica a serem inseridos no programa são normalmente obtidos por meio do ensaio de módulo dinâmico. Os parâmetros do *Shift Model* são normalmente obtidos a partir do ensaio triaxial de varredura de tensões. Os ensaios mencionados não foram realizados neste estudo, sendo os parâmetros obtidos a partir de exemplos disponibilizados no programa, referentes a misturas asfálticas americanas. Os parâmetros de rigidez das demais camadas foram inseridos conforme valores utilizados no AEMC (rever Tabela 11).

O clima simulado foi o correspondente à cidade de Miami, Florida, Estados Unidos. A escolha da cidade justifica-se pela ausência de modelos de temperaturas para cidades brasileiras e pela melhor aproximação aos climas brasileiros, dentre as cidades americanas testadas. A interface do programa está disposta apresentada na Figura 19.

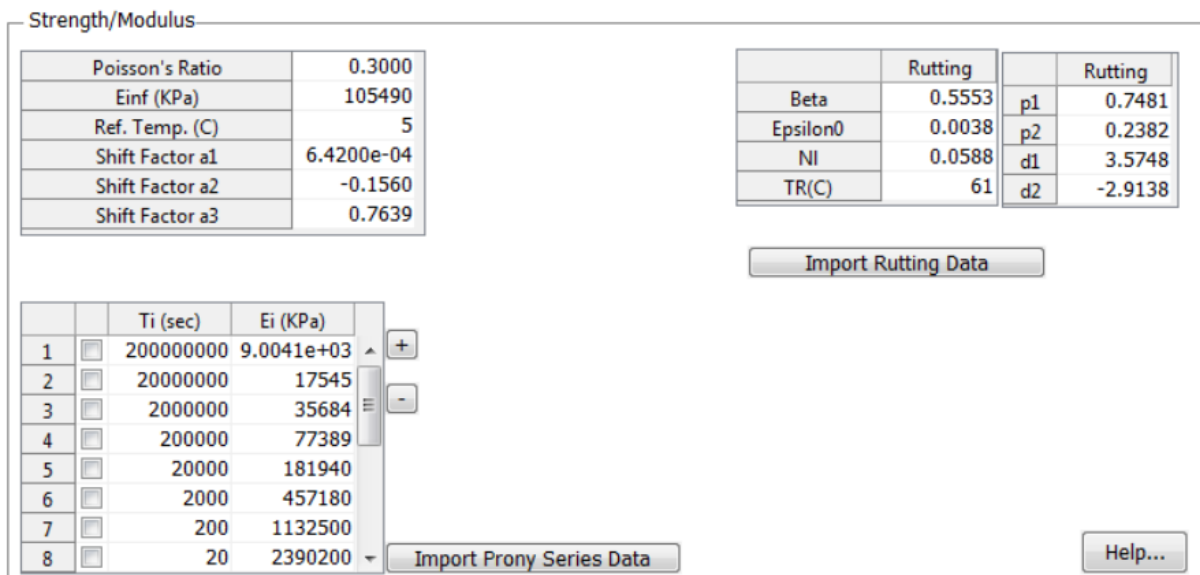
Figura 19. Interface do Programa FlexPave.



Fonte: FlexPave 1.0 (2017).

Os parâmetros de rigidez da mistura asfáltica e parâmetros utilizados no *Shift Model* estão dispostos na Figura 20.

Figura 20. Parâmetros de rigidez utilizados no FlexPave.



Fonte: FlexPave 1.0 (2017).

O programa fornece como resultado os dados da evolução da deformação permanente por camada do pavimento. Os resultados das análises estão dispostos no desenvolvimento deste trabalho.

3.5. Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

O equipamento utilizado para realização do ensaio uniaxial de carga repetida é a UTM-25 do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (LMP/UFC) (ver Figura 21), com capacidade de 100 kN.

Figura 21. UTM-25. LMP/UFC.



Fonte: Onofre (2012).

O rito do acondicionamento do corpo de prova no ensaio é conforme estabelecido em norma NBR 16505 (2016). Os CPs moldados são armazenados por, no mínimo, 16 horas antes de serem condicionados na câmara de temperatura. O tempo máximo entre compactação e ensaio foi de 3 semanas para alguns CPs. Não houve envolvimento em polietileno dos CPs com mais de 2 semanas após compactação, como preconizado em norma. O procedimento foi realizado devido às características consideradas, pelo autor, inertes as quais os CPs foram armazenados (ambiente de sala com pouca ventilação e temperatura entre 20 e 25°C).

Prossegue-se com o condicionamento do CP, que deve ser preparado conforme norma NBR 15897 (2010). Os CPs apresentam dimensões de $100,0 \pm 2,0$ mm de diâmetro e $150,0 \pm 2,5$ mm de altura. O acondicionamento consiste na colocação do corpo de prova na câmara de temperatura a $60,0 \pm 0,5^\circ\text{C}$ por no mínimo 3 horas. A leitura da temperatura é feita através de sensores no CP *dummy*, fixado dentro do equipamento e utilizado para aferição padrão das temperaturas internas e de superfície dos corpos de prova na UTM-25.

Após o acondicionamento inicial, procedeu-se para instalação dos 2 transdutores eletrônicos (LVDTs), fixados na seção do CP, para aferição dos deslocamentos verticais. Após a fixação dos transdutores, aguardou-se a estabilização da temperatura do CP *dummy*. Quando a temperatura de ensaio é atingida, iniciou-se o carregamento.

O carregamento consiste em duas etapas: pré-carregamento e carregamento cíclico. O pré-

carregamento compressivo de $10,2 \pm 0,5\text{kPa}$ é aplicado por 60 segundos. O pré-carregamento visa acomodar a superfície do CP, a fim de eliminar possíveis irregularidades. O carregamento cíclico é iniciado após os 60 segundos iniciais de acomodação. Os ensaios no presente estudo foram realizados utilizando as tensões resultantes das análises no programa AEMC.

Para obtenção do FN , os resultados do ensaio são avaliados pelo modelo de *Francken*. Os dados obtidos nos ensaios foram levados e tratados no programa *LabFit* (SILVA *et al.*, 2004), *software* de ajuste de curvas por análises de regressão, que por meio de interações e critérios de convergência, determina o valor das constantes “A”, “B”, “C” e “D” adequadas ao modelo de *Francken* inserido Equação 4.

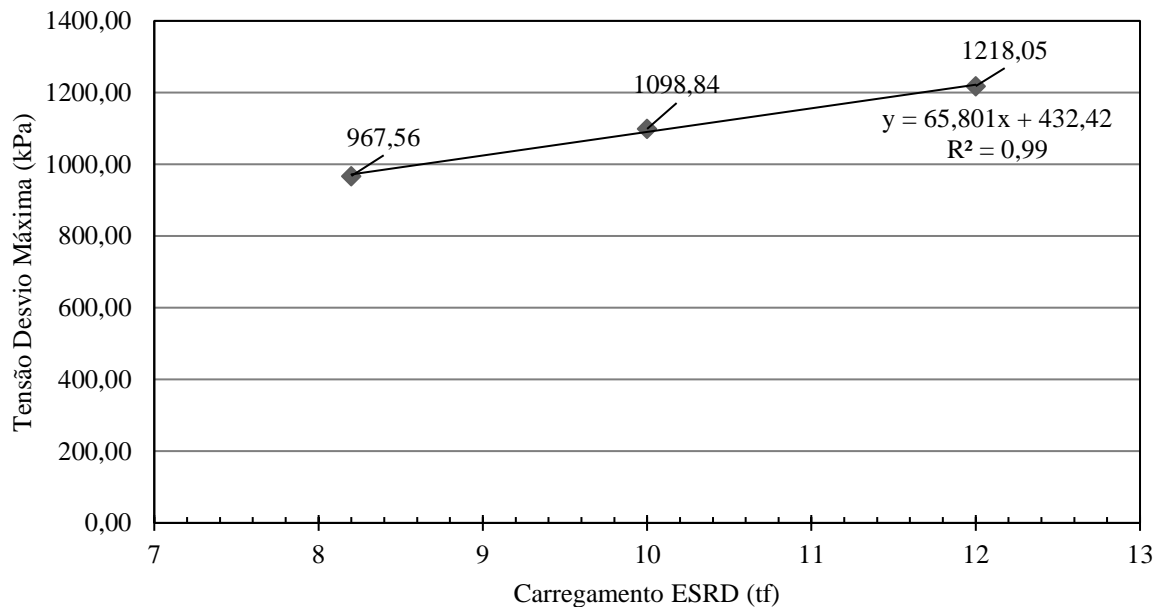
4. RESULTADOS E ANÁLISES

Nesta seção serão apresentados os resultados dos procedimentos descritos anteriormente. Em seguida, as conclusões de suas análises.

4.1. Avaliação das Tensões Desvio por Meio do Programa AEMC

As análises no AEMC foram realizadas conforme procedimento descrito anteriormente, utilizando os carregamentos de 8,2tf, 10tf e 12tf no eixo simples de rodas duplas. Os resultados, apresentados na Figura 22, demonstram os valores das tensões desvio calculadas pelas Equações 9 e 10.

Figura 22. Tensões desvio máximas para diferentes carregamentos do eixo simples rodas duplas.

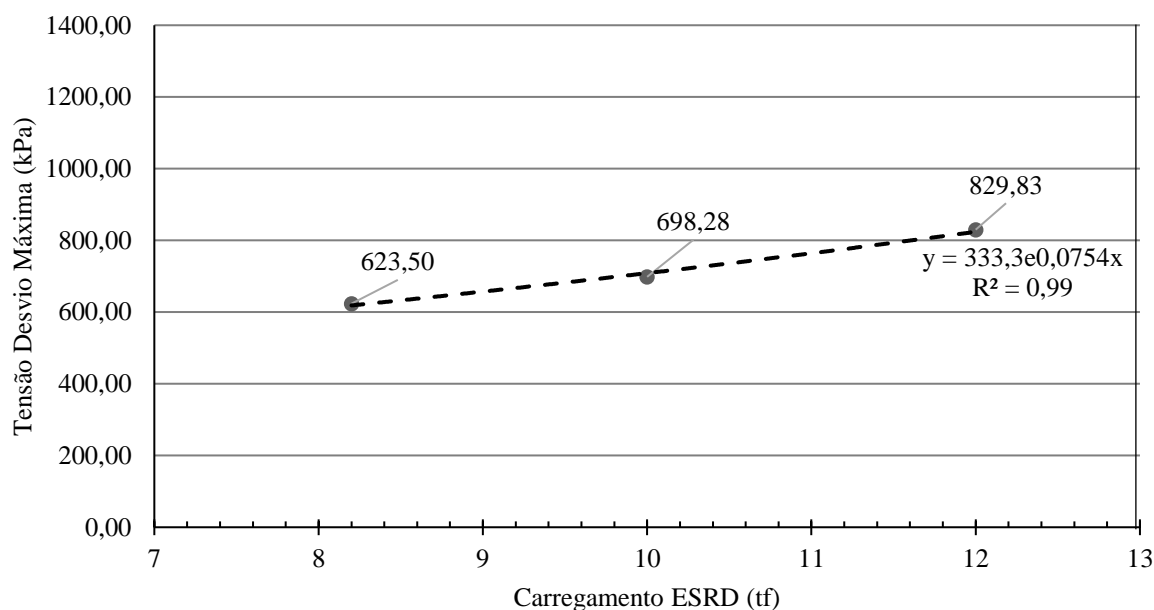


Fonte: Elaborado pelo autor.

Observa-se o valor máximo de tensão desvio na profundidade de 4,5cm de revestimento, ocorrendo nas posições correspondentes às bordas do pneu (em relação ao plano xy, rever Figura 18 para melhor orientação). Foi observado que os valores de tensão máxima ocorrem a uma posição de coordenadas (x , y) de: (-0,25 , -0,05); (-0,25 , 0,05); (0,25 , -0,05) e (0,25 , 0,05) para todas as profundidades. As coordenadas representam aproximadamente as posições relativas às bordas do pneu, que é localizada próximas aos pontos (-0,23,0,0) (rever Figura 18).

Os valores de tensões desvio máximas no meio do revestimento analisado (considerado o ponto crítico de deformações viscoplásticas) para os três tipos de carregamento do eixo padrão estão dispostos na Figura 23.

Figura 23. Tensões no ponto crítico para a variação do carregamento do eixo simples padrão de rodas duplas.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se que os valores encontrados nas tensões desvios aproximam-se dos valores de 600kPa encontrados por Bastos (2016) para o ponto crítico de deformações viscoplásticas em revestimento semelhante a carregamento de 8,2tf. O valor também se aproxima da tensão desvio proposto por Witczak *et al.* (2002) no ensaio uniaxial de carga repetida.

Os valores das tensões apresentados na Figura 23 são, portanto, as tensões verticais subtraídas das tensões confinantes no ponto crítico para o carregamento testado. Os valores obtidos são possíveis de serem utilizados no ensaio uniaxial de carga repetida para representação das tensões desvio em cada caso de carregamento, possibilitando, portanto, uma análise do comportamento do número de ciclos em relação à sobrecarga.

4.2. Avaliação da Temperatura no Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

Utilizando do modelo apresentado na Equação 8 (MOTTA, 1991), é calculada a temperatura no interior do revestimento asfáltico para diferentes temperaturas em sua superfície. A temperatura na superfície do revestimento asfáltico é determinada de acordo com a Equação 11 (BERNUCCI *et al.*, 2010), com dados de médias históricas de temperatura do ar apresentadas pelo INPE e com dados da latitude da cidade de Fortaleza.

As temperaturas do ar foram retiradas a partir de dados da série histórica de 1961 a 1990 do INPE para condições de mínima, média e máxima temperatura trimestrais para o estado do Ceará. Os resultados estão apresentados na Tabela 13.

Tabela 13. Resultado de temperaturas na profundidade do revestimento asfáltico analisado.

| Profundidade z (cm) | Temp. do ar 21°C | Temp. do ar 29°C | Temp. do ar 36°C |
|------------------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| | Temp. na superfície 41,7°C | Temp. na superfície 49,3°C | Temp. na superfície 56,0°C |
| 1,0 | 40,2 | 47,9 | 54,6 |
| 1,5 | 39,5 | 47,2 | 53,9 |
| 2,0 | 38,9 | 46,5 | 53,3 |
| 2,5 | 38,2 | 45,9 | 52,6 |
| 3,0 | 37,5 | 45,2 | 52,0 |
| 3,5 | 36,9 | 44,6 | 51,4 |
| 4,0 | 36,3 | 44,0 | 50,8 |
| 4,5 | 35,6 | 43,4 | 50,2 |
| 5,0 | 35,1 | 42,8 | 49,6 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Os resultados apontam para uma variação de até 14,3°C na superfície do pavimento asfáltico no estado do Ceará entre as médias históricas dos meses mais frios e meses mais quentes. Esta análise é realizada assumindo condições de máxima insolação na superfície do revestimento.

O ponto crítico de deformações viscoplásticas está localizado no meio da camada de revestimento (GIBSON e SCHWARTZ, 2006; BASTOS *et al.*, 2016). Utilizando os dados da Tabela 13, tem-se a temperatura de 52,6°C no ponto crítico de deformações para os meses mais quentes no estado do Ceará. Encontra-se uma temperatura máxima no revestimento de 56,0°C na superfície do pavimento para as mesmas condições.

Utilizando os dados de medição de temperatura obtidos por BASTOS (2016) para um ponto na fibra inferior de um revestimento de 5cm de espessura e aplicando a Equação 9, tem-se uma temperatura na superfície, nas condições da coleta e assumindo uma temperatura do ar de 30°C, de aproximadamente 56,4°C.

As temperaturas levantadas na literatura e obtidas com a aplicação de modelos consagrados (MOTTA, 1991; BERNUCCI *et al.*, 2010; BASTOS, 2016) levam a valores de temperatura máximas próximos aos 54,4°C utilizado nos ensaios uniaxiais de carga repetida realizados por Witczak *et al.* (2002) para misturas norte-americanas, e padronizados em norma AASHTO T 378-17. Portanto, pela proximidade, escolhe-se por utilizar a temperatura de 54,4°C para testes no ensaio uniaxial de carga repetida para misturas brasileiras no estado do Ceará. Utiliza-se também a temperatura de 60°C para avaliar a mistura em temperatura protocolada em norma NBR 16505 (2016). A utilização das duas temperaturas visa possibilitar uma análise do efeito da temperatura no desempenho da mistura à uma carga repetida sem confinamento.

4.3. Resultados do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

Os valores de tensão inicialmente a serem testados no ensaio uniaxial de carga repetida eram de 623,50, 698,25 e 829,83kPa, conforme análises no programa AEMC. Entretanto, após a realização de um ensaio nas condições padronizadas em norma NBR 16.505 (2016) (204kPa a 60°C), houve uma desconfiança que tais magnitudes de tensões poderiam proporcionar o rompimento precoce do CP da mistura, não permitindo a obtenção do número de ciclos no ponto de ruptura. Essa desconfiança veio do relativamente baixo *FN* resultado do ensaio padronizado em 2 CPs, que resultou em 41 ciclos. Foi realizado, portanto, um ensaio uniaxial de carga repetida com tensão de 600kPa a 60°C, a fim de avaliar a viabilidade da aplicação dessas magnitudes de tensões. O ensaio resultou em colapso do CP após 3 ciclos de carregamento (ver Figura 24).

Figura 24. Corpo de prova submetido à tensão de 600kPa em ensaio uniaxial de carga repetida.



Fonte: Elaborado pelo autor.

A fim de reduzir os valores das tensões obtidas no AEMC para adequada adaptação no ensaio

uniaxial de carga repetida às sobrecargas desejadas, foi realizado uma análise proporcional (regra de três simples) das tensões de forma a equalizar o valor de 623,50kPa, obtido para o eixo padrão de 8,2tf, com o valor de 204kPa padronizado em norma. Assim, as tensões correspondentes aos valores de 698,25kPa e 829,83kPa foram reproduzidas em ensaio uniaxial de carga repetida com os valores de tensões de 228,46 e 271,51kPa, respectivamente. Os resultados dos 15 ensaios estão dispostos na Tabela 14. Os resultados dos ensaios com temperaturas e tensões variadas estão dispostos na Figura 25.

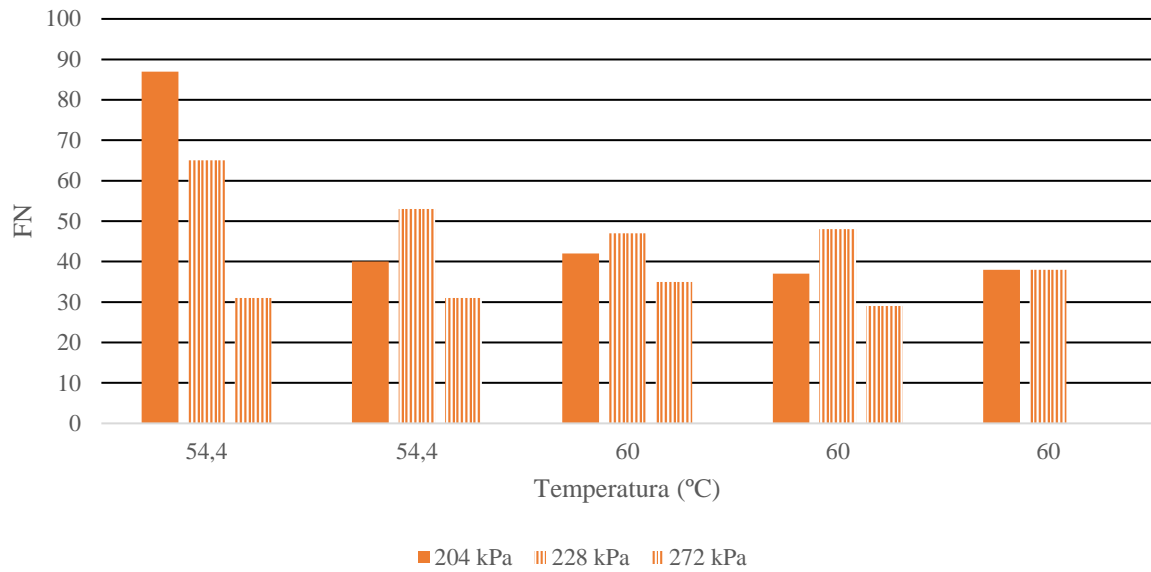
Tabela 14. Ensaios realizados nas condições determinadas no estudo.

| Resultados dos ensaios | | | | | | | |
|------------------------|--------------|------------------|--------|-------------|------------------|-------------------|-----------|
| CP | Tensão (kPa) | Temperatura (°C) | Vv (%) | Altura (mm) | ϵ_p (%) | ϵ_p (mm) | <i>FN</i> |
| CP1 | 204 | 60 | 5,3 | 151,6 | 0,698 | 1,058 | 40 |
| CP2 | 204 | 60 | 5,3 | 150,3 | 0,718 | 1,079 | 42 |
| CP3 | 228 | 60 | 5,3 | 151,3 | 0,706 | 1,069 | 47 |
| CP4 | 204 | 54,4 | 5,7 | 151,4 | -- | -- | -- |
| CP5 | 228 | 60 | 5,1 | 150,2 | 0,707 | 1,063 | 48 |
| CP6 | 228 | 54,4 | 6,1 | 151,3 | 0,896 | 1,373 | 65 |
| CP7 | 228 | 60 | 5,3 | 151,4 | 0,669 | 1,013 | 38 |
| CP8 | 204 | 54,4 | 4,9 | 149,9 | 0,657 | 0,985 | 87 |
| CP9 | 272 | 60 | 5,2 | 151,3 | 0,773 | 1,170 | 35 |
| CP10 | 272 | 60 | 5,1 | 150,8 | 0,784 | 1,183 | 29 |
| CP11 | 204 | 60 | 7,0 | 154,0 | 0,781 | 1,202 | 37 |
| CP12 | 272 | 54,4 | 6,5 | 155,0 | 0,929 | 1,440 | 31 |
| CP13 | 204 | 60 | 7,6 | 152,3 | 0,789 | 1,201 | 38 |
| CP14 | 228 | 54,4 | 6,0 | 152,6 | 0,718 | 1,096 | 53 |
| CP15 | 272 | 54,4 | 6,4 | 153,4 | 0,680 | 1,043 | 31 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

O CP4 foi perdido devido à desajustes dos LVDTs durante o ensaio que levaram à interrupção do ensaio e descarte do CP mal testado. Portanto, obteve-se 14 resultados de ensaios com sucesso.

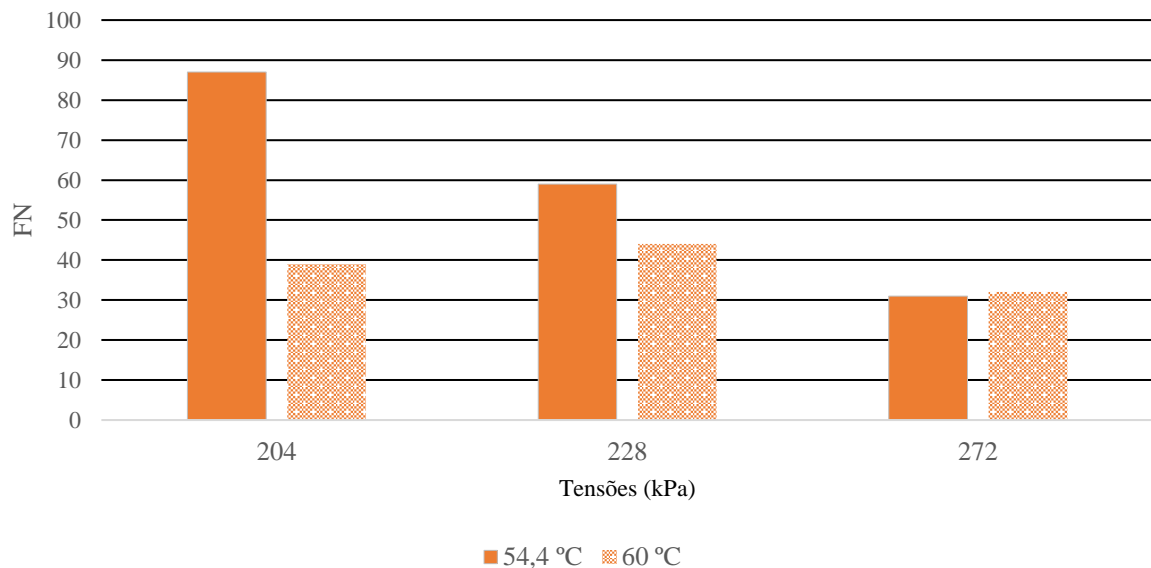
Figura 25. Resultados de *Flow Number* por tensão desvio e temperatura por CP.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores dos *FNs* médios são calculados por tensão e temperatura de ensaio, e estão dispostos na Figura 26.

Figura 26. Resultados de *Flow Number* médio por tensão desvio e temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Dos ensaios protocolados na norma NBR 16.505 (2016), com tensões de 204kPa e temperatura de 60°C, obteve-se um resultando de *FN* de 40 e 42 para 2 CPs. Este valor de *FN* se insere em uma faixa indicativa de uma mistura pouco resistente à deformação permanente, sendo indicada para um tráfego leve (BASTOS *et al.*, 2017). A baixa resistência da mistura à deformação permanente pode ser explicada pela baixa adesividade entre o agregado mineral e

o ligante asfáltico, tipicamente encontrada no estado do Ceará devido às características mineralógicas desses agregados. Outra explicação também é a ausência de parcelas significativas de agregados graúdos na granulometria da mistura testada

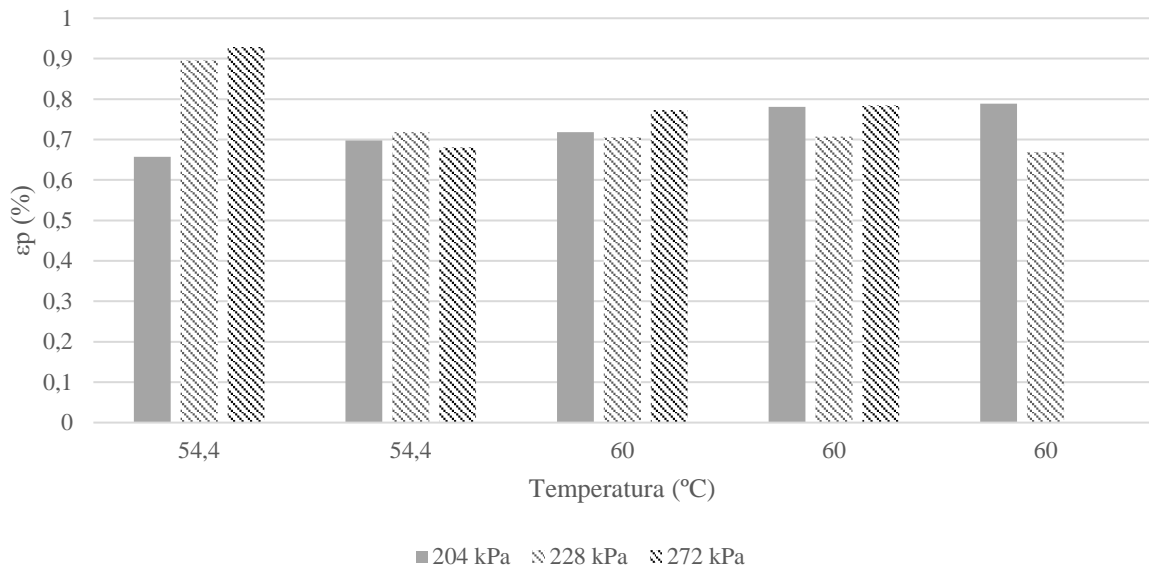
Avaliando os CPs com volume de vazios dentro do de projeto ($5,5\% \pm 0,6\%$), foi observado um incremento do *FN* de 8% (de 41 para 44) para a variação de tensão de 204kPa para 228kPa a 60°C, e uma redução do *FN* de 47% (de 87 a 59) para a mesma variação de tensão a temperatura de 54,4°C. Avaliando os ensaios em tensão de 272kPa e temperatura de 60°C, tem-se uma redução de 28% no *FN* quando comparado às tensões de 204kPa. Ainda avaliando a tensão de 272kPa, tem-se uma redução de 39% do *FN* quando comparado aos valores obtidos em uma tensão de 228kPa.

O incremento do *FN* para o caso de variação de tensão de 204kPa para 228kPa a 60°C é inesperado, pois era previsto que o número de ciclos antes do rompimento diminuísse com o incremento das tensões, uma vez que o material se deforma mais e conseqüentemente atinge o limite de resistência mais rapidamente. O resultado inesperado pode estar relacionado com: (1) a baixa resistência à deformação permanente da mistura testada, que pode proporcionar pouca sensibilidade nas interpretações do *FN*; (2) insuficiência de CPs para a uma melhor representatividade amostral dos ensaios, uma vez que foram testados apenas 02 CPs por tensão para cada temperatura; ou (3) variação na réplica dos CPs ocasionada, por exemplo, pelo uso de material fino britado ou práticas laboratoriais variadas.

Avaliando os CPs com volume de vazios dentro da margem de projeto ($5,5\% \pm 0,6\%$) submetidos à tensão desvio de 204kPa, foi observado uma redução média do *FN* de 53% (de 87 para 41) para um aumento de temperatura de 54,4°C para 60°C. Avaliando os ensaios na tensão desvio de 228kPa, observou-se um decréscimo de 25% (de 59 para 44) do mesmo parâmetro para o mesmo incremento de temperatura.

Os resultados de deformação plástica acumulada, ϵ_p , (%) estão dispostos na Figura 27.

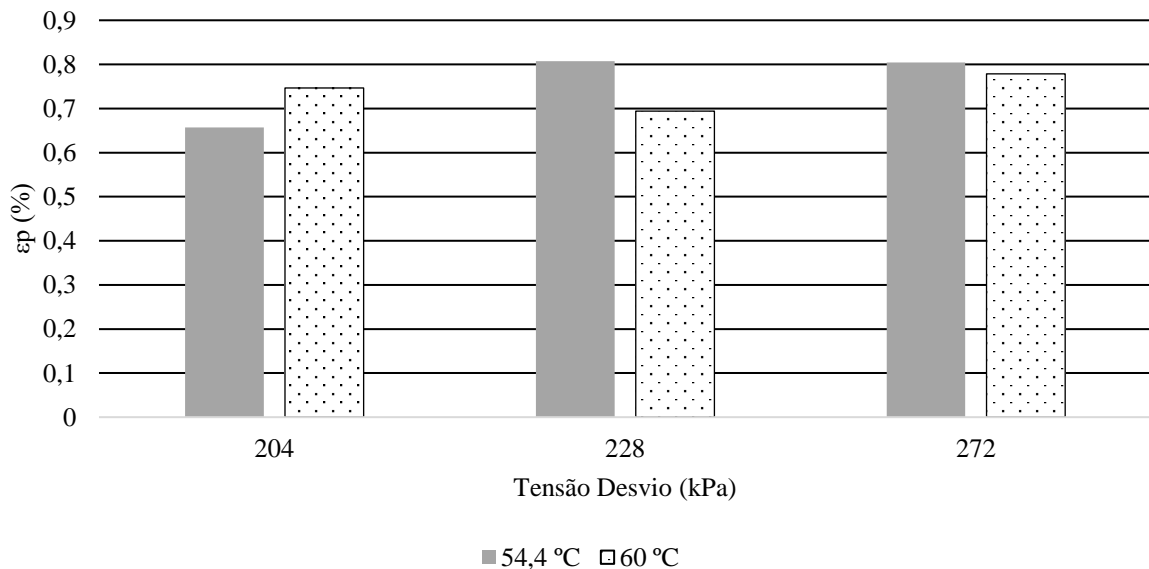
Figura 27. Resultados de deformação acumulada por tensão desvio e temperatura no ensaio por CP.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Os valores das deformações plásticas acumuladas médias são calculadas por tensão e temperatura de ensaio, e estão dispostos na Figura 28.

Figura 28. Resultados de deformações plásticas acumuladas médias por tensão e temperatura.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Analisando o parâmetro de deformação plástica acumulada no ponto de ruptura, em porcentagem da altura inicial do CP, tem-se um decréscimo de 8% em seu valor para a variação de tensão de 204 para 228kPa a temperatura constante, indicando que os CPs deformaram menos a 228kPa que 204kPa antes da ruptura, enquanto há um acréscimo de 4% em seu valor para o acréscimo de tensão de 204 para 272kPa, indicando que os CPs deformaram mais antes

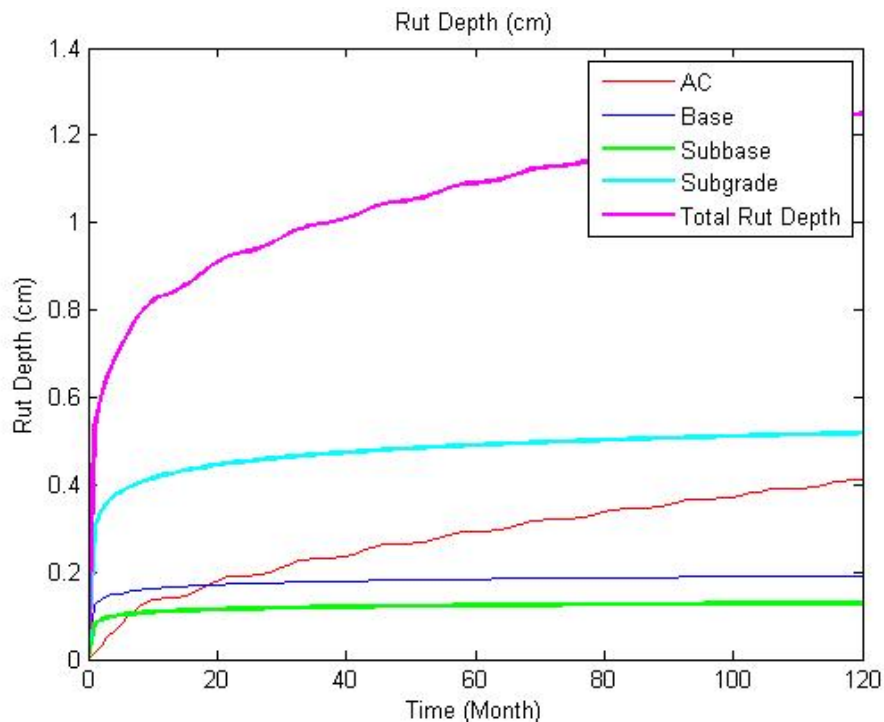
da ruptura para maiores tensões. Avaliando a variação de temperatura, tem-se um acréscimo de 8% na deformação à tensão de 204kPa para a variação de temperatura de 54,4 para 60°C, e um decréscimo de 14% à tensão de 224kPa para mesma variação de temperatura.

A variabilidade e falta de correlação do parâmetro às variações de tensões e temperaturas impostas indica que a sensibilidade da deformação plástica acumulada é inconclusiva em análise aos efeitos da variação de temperatura e tensões.

4.4. Resultado das Análises de Deformação Permanente no Flexpave

Os resultados da evolução da deformação permanente, por camada do pavimento analisado, para 120 meses de carregamento do eixo padrão de 8,2tf, estão dispostos na Figura 29.

Figura 29. Resultado de afundamentos por camada para simulação do eixo padrão no FlexPave.



Fonte: FlexPave 1.0 (2017).

Percebe-se a maior parcela de contribuição no afundamento no pavimento, ao final de 10 anos de carregamento, dada ao subleito, seguido pelo revestimento asfáltico. Dentre as camadas simuladas, o afundamento do revestimento é o que mais evolui em relação ao tempo. Os resultados das análises para os diversos carregamentos testados estão dispostos na Tabela 15.

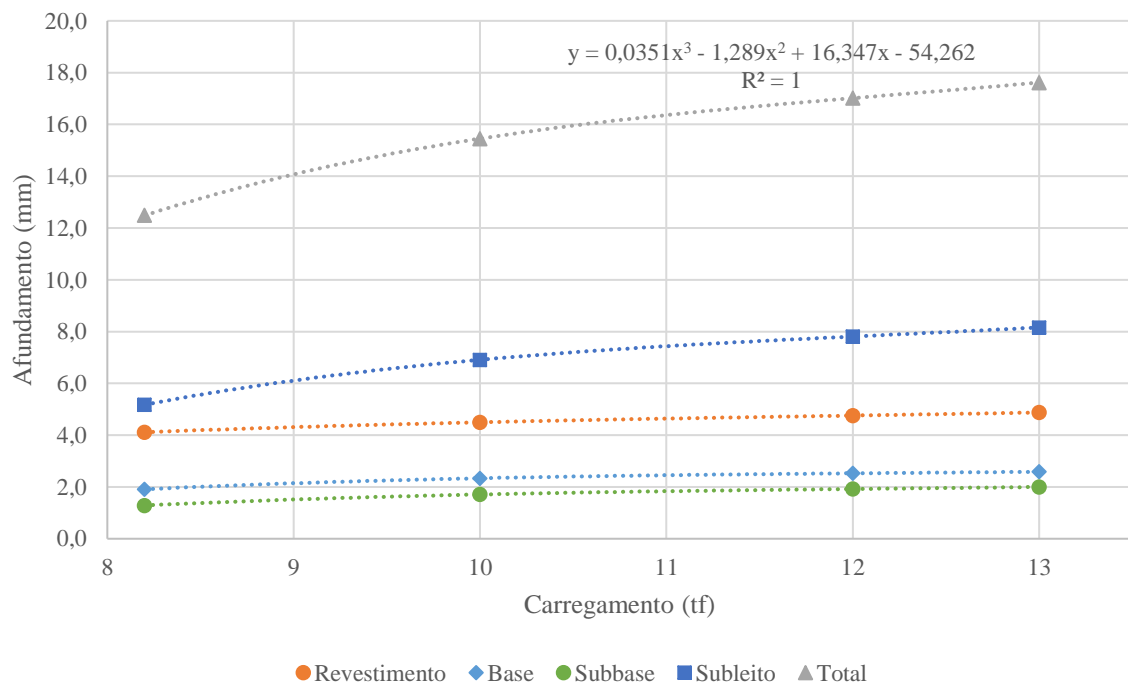
Tabela 15. Resultados de afundamentos por camada para simulação de 120 meses.

| Eixo | Carregamento (tf) | Afundamento (mm) | | | | |
|-------------------|-------------------|------------------|------|----------|----------|-------|
| | | Revestimento | Base | Sub-base | Subleito | Total |
| Eixo Padrão | 8,2 | 4,1 | 1,9 | 1,3 | 5,2 | 12,5 |
| | 10 | 4,5 | 2,3 | 1,7 | 6,9 | 15,5 |
| | 12 | 4,8 | 2,5 | 1,9 | 7,8 | 17,0 |
| | 13 | 4,9 | 2,6 | 2,0 | 8,2 | 17,6 |
| Eixo Tandem Duplo | 17 | 5,7 | 4,0 | 2,7 | 13,9 | 26,3 |
| | 19,9 | 6,1 | 4,6 | 3,3 | 17,3 | 31,3 |

Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se o incremento de 10,1% no afundamento total ao longo de 120 meses para as variações de carregamento de 10tf, limite de carregamento para esse tipo de eixo no Brasil, para 12tf, valor comum de sobrecarga praticado. O incremento de afundamento no revestimento asfáltico para a mesma variação de carregamento é de 5,8%. O subleito apresentou maior incremento, de 13,0% no total para os meses simulados.

Figura 30. Resultados de afundamento por camada para carregamentos do eixo simples de rodas duplas após 120 meses de tráfego simulados no FlexPave.



Fonte: Elaborado pelo autor.

Percebe-se o ajuste à equação no gráfico (Figura 30) que relaciona o carregamento com o afundamento, na Figura 30, com coeficiente de determinação de aproximadamente 100%. A equação também se ajusta com mesmo nível de correlação para as demais variáveis analisadas

individualmente.

Os resultados demonstram um incremento de 10,1% no afundamento do pavimento para um incremento de carga de 10tf para 12tf (20% de sobrecarga) do eixo simples de rodas duplas. O incremento é de 14,0% para a variação de 10tf para 13tf (30% de sobrecarga). Analisando o eixo tandem duplo, tem-se um incremento de 19,0% no afundamento total do pavimento para o incremento de 17tf para 19,9tf (17% de sobrecarga).

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES DE TRABALHOS FUTUROS

5.1. Considerações sobre o Ensaio Uniaxial de Carga Repetida.

Foi utilizado a ferramenta AEMC do programa computacional SisPav para cálculo das tensões normais e de cisalhamento em 1530 pontos no revestimento asfáltico de 5cm de espessura. A partir do estado de tensão desenvolvido no ponto crítico de deformações viscoplásticas, para cada caso, foi calculado a tensão desvio. Foram realizadas algumas adaptações no programa para incorporação das áreas de contato roda-pavimento mais próximas à realidade. As cargas testadas no programa correspondem as do eixo simples de rodas duplas com 8,2tf, 10tf e 12tf, visando de simular condições de carregamento abaixo, igual e acima do limite na lei da balança. As tensões desvios obtidas no ponto crítico para cada caso de carregamento foram: 623,50, 698,25 e 829,83kPa. Estes valores de tensões seriam testados no ensaio uniaxial de carga repetida.

Foi realizado uma análise proporcional das tensões desvio obtidas com o valor de 204kPa, para o ensaio uniaxial de carga repetida. A proporção foi feita após testes com o valor de tensão de 600kPa no ensaio, que resultaram no colapso do corpo de prova após 3 ciclos de carregamento, inviabilizando a aplicação desta magnitude de tensões. As tensões efetivamente aplicadas no ensaio foram: 204, 228 e 272kPa. Duas temperaturas foram testadas: 54,4°C e 60°C. O parâmetro de FN e o parâmetro da deformação plástica acumulada, ambos resultados de ensaio, foram utilizados para avaliar o comportamento da mistura nessas condições.

Os resultados no ensaio protocolado na NBR 16505 (2016) de FN apontaram para uma mistura com baixa resistência à deformação permanente, sendo indicada para uso em tráfego leve (BASTOS, 2016). Já nos casos de incrementos de tensões, foi observado uma redução significativa (47%) do FN para variações de tensões de 204 para 272kPa. Avaliando o parâmetro da deformação plástica acumulada, tem-se uma dispersão significativa para variações de tensões, sendo inconclusivo a determinação de sua sensibilidade às variações no ensaio.

Avaliando a variação de temperatura para tensões constantes, os resultados apontaram para uma redução média do FN de 53% variando a temperatura de 54,4 para 60°C, com ensaio a 204kPa, e redução de 25% nos mesmos testes de temperatura, com ensaio a 228kPa. As reduções do número de ciclos nos casos de aumento de temperatura já eram esperadas, pois sabe-se que o material viscoelástico tem menores valores de rigidez em temperaturas mais elevada. Entretanto, a magnitude das reduções do FN aponta para uma sensibilidade considerável deste parâmetro à variação de temperatura testada. As análises do comportamento

do *FN* à temperatura não foram realizadas para os ensaios testados em tensão de 272kPa, pois os CPs testados na temperatura de 54,4°C tinham valores de volume de vazios fora do de projeto.

5.2. Considerações sobre a Evolução do Afundamento para Diferentes Situações de Sobrecarga

O afundamento no pavimento foi obtido após simulações, no programa FlexPave 1.0, de 120 meses de carregamento para um tráfego diário de 700 ESALS com 3% de incremento linear anual.

Os parâmetros de entrada de temperatura no pavimento foram inseridos a partir de dados de temperatura para a cidade de Miami, Florida, Estados Unidos. A cidade foi escolhida porque apenas dados para algumas localidades americanas estavam disponíveis no programa. Miami é, dentre as cidades testadas, a que apresentou melhor relação com o clima brasileiro, apesar de ainda apresentar variações pouco representativas de climas nacionais. Os parâmetros de rigidez da mistura são inseridos a partir de exemplo fornecido pelo programa, assim como os parâmetros do modelo de viscoplástico de deformação.

As análises incorporaram os valores de carregamento de 8,2tf, 10tf, 12tf e 13tf para o eixo simples de rodas duplas, e 17tf e 19,9tf para o eixo tandem duplo. Foi observado que o afundamento total no pavimento tem parcela de contribuição maior dada ao subleito, de acordo com modelos incorporados no programa. Entretanto, foi observado que a camada de revestimento foi a que apresentou maior evolução do afundamento ao decorrer do tempo.

Analisando as camadas individualmente, tem-se uma maior suscetibilidade do subleito à sobrecarga veicular, uma vez que o incremento de deformações permanente foi acentuado nessa camada para diferentes carregamentos. O incremento de afundamento no revestimento asfáltico para a variação de carregamento do eixo simples de rodas duplas de 10tf para 12tf é de 5,8%. O subleito apresentou incremento de 13,0% no afundamento para os meses simulados.

5.3. Considerações Finais

Após os testes descritos para uma mistura asfáltica em diferentes situações de carregamento e temperatura no ensaio uniaxial de carga repetida, é possível concluir que o ensaio descrito não apresenta boa capacidade de avaliar o desempenho da mistura à deformação permanente para diferentes níveis de tensões. As sobrecargas impostas apresentaram resultados de *FN* com boa correlação apenas para maiores variações de tensões (de 204 para 272kPa), resultando em

diminuição de 47% em seu valor, mas sendo pouco sensível às menores variações de tensões (204 para 228kPa), apresentando resultados dispersos. Entretanto, foi observado uma significativa sensibilidade dos resultados de FN à variação de temperatura.

Acredita-se que a falta de protocolos do ensaio uniaxial de carga repetida que regionalizem nacionalmente os efeitos da temperatura na deformação permanente em revestimento asfáltico, como por exemplo incorporando temperaturas diferentes no ensaio para diferentes regiões do país, possam prejudicar a qualidade da caracterização ao desempenho da mistura em campo. Alguns autores sugerem temperatura máxima no revestimento de 65°C na cidade do Rio de Janeiro. Ao mesmo passo, a temperatura média máxima do ar em regiões mais frias do país, como observado na Figura 13, tem valores próximos dos 26°C, o que ocasionaria uma temperatura máxima na superfície do revestimento de 46,4°C.

A influência da temperatura é significativa no desempenho da mistura caracterizada em relação à deformação permanente. Dessa maneira, climas mais frios no Brasil estão sujeitos às caracterizações à temperatura de 60°C no ensaio uniaxial de carga repetida (NBR 16505/2016), não correspondentes às observadas em campo. Nesse caso, considerando o efeito da temperatura na deformação permanente e a caracterização como atualmente protocolada, misturas asfálticas em climas mais frios estariam sendo projetadas para suportar demasiadamente às deformações permanentes, enquanto regiões criticamente quentes (*i.e.* temperaturas superiores a 60°C no revestimento asfáltico) estariam sendo projetadas com resistências insuficientes às deformações permanentes.

A sobrecarga veicular e seu afundamento em pavimento asfáltico, avaliada a partir de simulações de 10 anos de tráfego no programa FlexPave, demonstram uma relativa baixa suscetibilidade do pavimento ao incremento de carga, uma vez que proporções de incremento de 30% na sobrecarga do eixo simples de rodas duplas corresponderam a apenas 14% de incremento no afundamento total observado. A pouca sensibilidade dos resultados à variação da sobrecarga pode ser devido aos parâmetros de deformação e de rigidez da mistura asfáltica inseridos no programa FlexPave, oriundos de exemplos incorporados no programa para misturas asfálticas norte-americanas.

5.4. Recomendações de Estudos Futuros

Recomenda-se, em estudos futuros, a realização do estudo no ensaio uniaxial de carga repetida com maior quantidade de dados, com a realização de um maior número de ensaios. A maior quantidade de parâmetros obtidos poderia influenciar significativamente na confiança

das análises realizadas.

Recomenda-se, também, a utilização do ensaio triaxial de carga repetida e o ensaio de módulo complexo para melhor avaliação dos efeitos do incremento de tensões no pavimento e seus efeitos na deformação permanente. Este ensaio tem melhor capacidade de avaliação do desempenho do revestimento, pois incorpora tensões confinantes que melhor simulam o comportamento mecânico da mistura asfáltica em campo.

Recomenda-se ainda realização das simulações de tráfego de veículos em sobrecarga e o acompanhamento da evolução da deformação permanente em modelos de temperatura mais consagrados nacionalmente, bem como a inserção de parâmetros de rigidez condizentes com as misturas asfálticas nacionais. Recomenda-se também a realização da simulação da sobrecarga com diferentes tipos de pressão de inflação de pneus para diferentes carregamentos.

REFERÊNCIAS

- ALBANO, J. F. **Efeitos da Variação de Carga por Eixo, Pressão de Inflação e Tipo de Pneu na Resposta Elástica de um Pavimento.** *Dissertação de Mestrado.* Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 1998.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 16.505:** Misturas Asfálticas - resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida, Rio de Janeiro, 2016.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - ASTM. **ASTM D2014 - 11:** Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures. West Conshohocken, PA, Estados Unidos, 2011.
- BASTOS, J. B., BORGES, R. L., SOARES, J. B., & KLINSKY, L. M. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. *Revista Transportes* v.23, n.2, 44 - 55, 2015.
- BASTOS, J. B.. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico.** *Tese de Doutorado em Transportes.* Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2016.
- BASTOS, J. B., SOARES, J. B., & HERMANN DO NASCIMENTO, L. A. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes.* v25 p. 31-42, 2017.
- BERNUCCI, L., MOTTA, L., CERATTI, J., & SOARES, J. *Pavimentação Asfáltica.* Rio de Janeiro: Petrobrás Asfáltos, 2010.
- BONAQUIST, R. *Evaluation of Flow Number (FN) as a Discriminating HMA Mixture Property.* Sterling, VA: WHRP 12 01 - *Advanced Asphalt Technologies*, LLC, 2012.
- BRASIL. Art. 231. da Lei nº 9.503 de 23 de setembro de 1997, Código de Trânsito Brasileiro, **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 1998.
- BRASIL. Resolução nº 210, Conselho Nacional de Trânsito. Limites de peso e dimensões para veículos que transitam por vias terrestres. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 2006.
- BRASIL. *Relatório de Auditoria de Natureza Opeacional à Unidade DNIT. Tribunal de Contas da União.* Brasília, DF, 2012.
- BRASIL. Resolução nº 526, Conselho Nacional de Trânsito. Revoga a resolução de nº489/14 que estabelece limites de tolerância, dentre outras instituições. **Diário Oficial da União**, Brasília, DF, 2015.
- BRITO, L., BOCK, A. L., CERATI, J. A., & NÚÑES, W. P. Sistema de Pesagem em Movimento

- WIM: Instalação e Calibração em Pista Experimental para MONitoramento e Classificação do Espectro de Cargas Rodantes da BR-290/RS. *Revista de Engenharia Civil IMED*, p. 29 - 41, 2014.
- CHOI, Y. T.; SUBRAMANIAN, V. A.; GUDDATI, M. N. E KIM, Y. R. Incremental model for the prediction of permanent deformation of asphalt concrete in compression. Transportation Research Record: *Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2296, pp 24-35, 2013. DOI: 10.3141/2296-03
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOTRANSPORTES. *Pesquisa CNT de Rodovias 2016: Relatório Gerencial 20.ed.* Brasília, DF, 2016.
- CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. *Boletim Estatístico*. Brasília, DF. Disponível em: cnt.org.br/Boletim/boletimestatistico-cnt, acessado em 13 de outubro de 2017, 2017.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME 81** Agregados - determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, RJ, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME 83:** Agregados - análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1998.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER. **DNER-ME 84** Agregados miúdo - determinação da densidade real. Rio de Janeiro, RJ, 1995.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DOS TRANSPORTES - DNIT. (2006). *Manual de Pavimentação IPR - 719*. Rio de Janeiro.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. *Avaliações de Metodologias de Pesagem em Movimento. Núcleo de Estudos de Pesagem*. Brasília, DF, 2007.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. *Novo sistema de pesagem veicular é testado na BR-101, em Araranguá (SC)*. Fonte: Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes: <http://www.dnit.gov.br/noticias/novo-sistema-de-pesagem-veicular-e-testado-na-br-101-em-ararangua-sc>, acessado em Setembro de 2017, 2017.
- FERRO, C. C., SOBREIRO, F. P., & LEANDRO, R. P. Uma investigação da Influência do Excesso de Carga no Dimensionamento de Pavimento Flexível: Um estudo de Caso da Rodovia BR-364/163/MT. *CONINFRA - 4º Congresso de Infraestrutura de Transportes*. São Paulo, SP, 2010.

- FONTENELE, H. B., ZANUNCIO, C. E., & DA SILVA JUNIOR, C. A. O excesso de peso nos veículos rodoviários de carga e seu efeito . *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, 95 - 103, 2011.
- FONTENELE, H. B. & DE JESUS, F. G. (2014). Excesso de peso nos veículos rodoviários de carga e seus efeitos no fator de equivalência de carga. *Revista de Engenharia e Tecnologia*.
- FONTENELE, H. B. RÉUS, T. F., JÚNIOR, C. A. Dano pelo sobrepeso de veículos comerciais ao pavimento flexível. *Revista Tecnologia* v. 35, n 1 e 2, p. 55 - 65. Fortaleza, CE, 2014.
- FONTENELE, H. B. RÉUS, T. F., JÚNIOR, C. A. Efeito do excesso de peso dos veículos comerciais de carga a partir de uma análise empírico-mecânica. *Revista de Ciências Exatas Aplicadas e Tecnológicas*. v. 8, pp 50-61, 2016
- FRANCO, A. C. P. F. **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. Tese de doutorado em ciências em engenharia civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007.
- G1 PORTAL DE NOTÍCIAS - **Excesso de peso de caminhões causa prejuízo de R\$ 1,6 bilhão em estradas**. Disponível em: <http://g1.globo.com/bom-dia-brasil/noticia/2013/04/excesso-de-peso-de-caminhoes-causa-prejuizo-de-r-16-bilhao-em-estradas.html>, acessado em: 9 de setembro de 2017, 2017.
- GIBSON, N. e SCHWARTZ C. W. Three-dimensional viscoplastic characterization of asphalt concrete utilizing Perzyna and HiSS methodologies. *Proceedings of the 10th International Conference on Asphalt Pavement*, Vol. I, pp. 205-214. Cidade de Quebec, Canadá, 2006.
- GOODRICH, J. L. Asphalt binder rheology, asphalt concrete rheology and asphalt concrete mix properties. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp. v.60, p. 80-120, 1991.
- HARVEY, J. T.; WEISSMAN, S.; LONG, F. e MONISMITH, C. L. Tests to evaluate the stiffness and permanent deformation characteristics of asphalt/binder-aggregate mixes, and their use in mix design and analysis. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp 573-604, 2001.
- HOLANDA, A. S.; PARENTE Jr., E.; ARAÚJO, T. D. P.; MELO, L. T. B.; EVANGELISTA Jr., F. e SOARES, J. B. Finite Element Modeling of Flexible Pavements. XXVII *Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering*, CILAMCE, Pará - Brasil, 2006.

- HUANG, H. Y. **Pavement Analysis and Design** 2ª edição. Pearson, 2004.
- KIM, O.-K., & BELL, C. A. Measurement and Analysis of Truck Tire Pressures in Oregon. *Transportation Research Record 1207, Transportation Research Board*, pp. 100 - 110, 1988.
- BASTOS, J. B., KIM, Y. R., e SILVA, S. T., SOARES, J. B., & NASCIMENTO, L. A. Triaxial stress sweep test protocol considerations for permanent deformation characterisation of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, p.1 - 14, 2016.
- MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. 2ª Ed. Rio de Janeiro, 2005.
- MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critérios de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. *Tese de doutorado*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1991.
- NASCIMENTO, L. A. **Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com uso do Compactador Giratório na Deformação Permanente**. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008.
- ONOFRE, F. C. **Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos, enfatizando a resistência à deformação permanente**. *Dissertação de Mestrado*. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2012.
- SILVA, W. P., SILVA, C. M. D. P. S., CAVALCANTI, C. G. B., SILVA, D. D. P. S., OLIVEIRA, J. A. S., SILVA, C. D.P.S. "Lab Fit Ajuste de Curvas" Um software em português para tratamento de dados experimentais. *Revista brasileira de ensino de física*, v. 26, n.º 4, p. 419 - 427, 2004.
- SILVA, H. N. **Caracterização Viscoelástica Linear de Misturas Asfálticas: Operacionalização Computacional e Análise pelo Métodos dos Elementos Finitos**. Fortaleza. *Tese de Mestrado*. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2009.
- SOARES, J. B., & DA MOTTA, L. M. **Considerações sobre a Determinação do Fator de Veículo no Cálculo do Número N**. Research Gate. Disponível em: [researchgate.net/publication/268377768_CONSIDERACOES_SOBRE_A_DETERMINACAO_DO_FATOR_DE_VEICULO_NO_CALCULO_DO_NUMERO_N](https://www.researchgate.net/publication/268377768_CONSIDERACOES_SOBRE_A_DETERMINACAO_DO_FATOR_DE_VEICULO_NO_CALCULO_DO_NUMERO_N). Acessado em outubro de 2017, 2001.
- SOUZA, F. V., & SOARES, J. B. Verificação do Comportamento Viscoelástico Linear em Misturas Asfálticas. *Encontro de Asfalto*, p. Anais do 16º, 2002.
- WITCZAK, M. W., KALOUSH, K., PELLINEN, T., EL-BASYOUNY, M., & QUINTUS, H.

V. *NCHRP Report 465 - Simple Performance Test for Superpave Mix Design*.
Washington, D.C.: National Academic Press, 2002.