

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE TRANSPORTES
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Antônio Daniel Boff Vieira

**UTILIZAÇÃO DOS SISTEMAS MEDINA E LVECD PARA ANÁLISE DE
PAVIMENTOS: AVALIAÇÕES DOS NÍVEIS DE TRÁFEGO E
ESPESSURAS DA CAMADA DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Santa Maria, RS
2020

Antônio Daniel Boff Vieira

**UTILIZAÇÃO DOS SISTEMAS MEDINA E LVECD PARA ANÁLISE DE
PAVIMENTOS: AVALIAÇÕES DOS NÍVEIS DE TRÁFEGO E ESPESSURAS DA
CAMADA DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como Requisito parcial para
obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS
2020

Antônio Daniel Boff Vieira

**UTILIZAÇÃO DOS SISTEMAS MEDINA E LVECD PARA ANÁLISE DE
PAVIMENTOS: AVALIAÇÕES DOS NÍVEIS DE TRÁFEGO E ESPESSURAS DA
CAMADA DE CONCRETO ASFÁLTICO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia Civil
da Universidade Federal de Santa Maria
(UFSM, RS), como Requisito parcial para
obtenção do título de **Engenheira Civil**.

Aprovado em 26 de Agosto de 2020:

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)

Lucas Dotto Bueno, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2020

AGRADECIMENTOS

Eu gostaria de agradecer a todos que, em maior ou menor grau, tiveram contribuições durante a minha caminhada até este ponto, mas com a chegada deste momento tão especial, a alegria e emoção atingem níveis tão altos que eventualmente posso vir a esquecer de mencionar alguém, o que não diminui em nada a importância dos mesmos e por isso peço antecipadas desculpas, caso ocorra.

Primeiramente agradeço à minha família pelo carinho e apoio durante todas as etapas de minha vida, em especial a minha mãe Lenir e o meu pai Israel. Não há palavras suficientes para demonstrar toda a minha gratidão a vocês, pois sempre uniram forças e não mediram esforços para me propiciar todo o suporte necessário.

Ao meu orientador, professor Luciano Pivoto Specht, pela oportunidade e confiança a mim concedida, pelo ótimo convívio, pelos grandes ensinamentos transmitidos por ele e pela contínua disponibilidade, estando sempre disposto a dirimir dúvidas e questionamentos, caracterizando-o como um exemplar professor e uma admirável pessoa.

À minha namorada, Raiane do Amaral, que me deu muito amor e carinho, além do apoio emocional necessário em alguns momentos, se mostrando uma excelente companheira para todas as horas.

Aos amigos e colegas que me acompanharam durante toda a graduação, que sempre promoveram um ambiente leve que facilitou o aprendizado, além dos momentos de descontração nos horários livres. Agradeço em especial aos amigos mais próximos, como é o caso do Christopher Schneider, Rômulo Pereira, Ketrily Saraiva, Karine Wille, Victória Nunes, Rodrigo Canova, José Augusto Gomes e Gabriel Cervo, os quais tenho muito carinho.

À todos os companheiros do GEPPASV, que me receberam muito bem no momento de minha entrada no grupo de estudos e sempre me trataram com respeito e atenção, cabendo mencionar os professores Deividi Pereira, Tatiana Cervo, Magnos Baroni e Rinaldo Pinheiro, além dos colegas de grupo Lucas Bueno, Silvio Schuster, Marcos Rodrigues, Chaveli Brondani, Jonathan Rehbein, Cléber Faccin, Débora Bordin, Fábio Rossato, Fernando Boeira, Eduardo Druzian, Pedro Orlando Evelyn Possebon, Bethania Corraa, Andressa Ambrós, Valdir Barbosa, Renan Scherer, Fernando Zucchi, Gustavo Pinheiro, Jennifer Ilha, Pedro Ilha, Diego Menegusso, Bruno Gonçalves, Amanda Sagrilo, Paula Pascoal e os demais integrantes não aqui mencionados. Faço um agradecimento especial ao Lucas Bueno e Silvio Schuster pela disponibilidade de tempo para explicações e pela grande contribuição que deram para a minha formação, além do vínculo de amizade criado ao longo do tempo.

À instituição UFSM e aos professores e funcionários da universidade, que me propiciaram a possibilidade de cursar uma graduação gratuita e de qualidade, com um ambiente adequado para o pleno desenvolvimento do conhecimento.

Por último, mas não menos importante, agradeço à Rede de Tecnologia em Asfalto ANP/PETROBRAS e a CAPES, que propiciaram pesquisas ao longo de anos e que foram necessárias para a realização deste trabalho.

RESUMO

UTILIZAÇÃO DOS SISTEMAS MEDINA E LVECD PARA ANÁLISE DE PAVIMENTOS: AVALIAÇÕES DOS NÍVEIS DE TRÁFEGO E ESPESSURAS DA CAMADA DE CONCRETO ASFÁLTICO

AUTOR: Antônio Daniel Boff Vieira

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Ciente da frequente recorrência do surgimento de trincas por fadiga nos pavimentos asfálticos brasileiros e que o atual método de dimensionamento não contempla tal fenômeno, o DNIT apresentou o MeDiNa, que se trata de um software com potencial de se tornar o novo método de dimensionamento nacional, que foi concebido visando unir a mecânica de pavimentos com a praticidade, não necessitando de ensaios laboratoriais tão complexos. Este estudo busca comparar os resultados do MeDiNa com os provenientes do software LVECD, que se baseia no modelo viscoelástico de dano contínuo e calcula a danificação da camada de concreto asfáltico levando em conta as propriedades viscoelásticas da mistura. Para contrastá-los, foi simulado distintos níveis de tráfego e em diferentes configurações de pavimento, sendo escolhido como estrutura de referência um trecho monitorado pela UFSM desde 2013, em que é conhecida a estrutura do pavimento, o tráfego e a curva da porcentagem de área trincada, servindo assim para ter noção da acurácia de ambos. Baseado nas observações feitas, os dois programas computacionais fizeram previsões coerentes com o encontrado nos levantamentos de campo. Entretanto, para alguns casos considerados e dentro das limitações aplicadas a este estudo, é possível afirmar que há diferenças significativas nas previsões da porcentagem de área trincada entre o LVECD e o MeDiNa, especialmente para tráfegos com número de solicitações elevado. Além disso, a espessura de concreto asfáltico mostrou-se extremamente importante no percentual de área trincada prevista e conseqüentemente no número de solicitações admissíveis do pavimento até o seu colapso por fadiga.

Palavras-chave: MeDiNa. LVEC. Fadiga. Área trincada.

ABSTRACT

USE OF MEDINA AND LVECD SYSTEMS FOR PAVEMENTS ANALYSIS: EVALUATION OF TRAFFIC LEVELS AND ASPHALT CONCRETE LAYER THICKNESS

AUTOR: Antônio Daniel Boff Vieira

ORIENTADOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Aware of the frequent recurrence of fatigue cracks on Brazilian asphalt pavements and that the current design method does not include such a phenomenon, DNIT presented MeDiNa, which is a software with the potential to become the new national design method that was conceived to combine pavement mechanics with practicality, not requiring such complex laboratory tests. This study seeks to compare the results of MeDiNa with those from the LVECD software, which is based on the Viscoelastic Continuous Damage and calculates the damage of the asphalt concrete layer taking into consideration the viscoelastic properties of the mixture. In order to compare them, different traffic levels and different pavement configurations were simulated being chosen as a reference structure monitored by UFSM since 2013, in which the pavement structure, traffic and the cracked area curve are known and thus it is possible to have an idea of the accuracy of both. Based on the observations made, the two computer programs made predictions consistent with those found in the field surveys. However, for some cases considered and within the limitations applied to this study there are significant differences in the predictions of cracked area between LVECD and MeDiNa, especially for high traffic levels. In addition, the asphalt concrete thickness proved to be extremely important in cracked area expected and consequently in the number of possible loads requests on the pavement until its fatigue failure

Palavras-chave: MeDiNa. LVECD. Fatigue. Cracked área.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Domínios típicos do comportamento mecânico de materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura.....	25
Figura 2.2 - Domínios típicos do comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos	25
Figura 2.3 – Curvas Isotermas (A), Isócronas (B), Plano Cole-Cole (C) e Espaço Black (D).....	29
Figura 2.4 - Exemplo de curvas mestras.....	30
Figura 2.5 - Estágios do processo de fadiga	34
Figura 2.6 - Representação gráfica da energia de pseudo-deformação liberada WCR	46
Figura 2.7 - Evolução (a) e taxa (b) da energia de pseudo-deformação liberada (WCR)	47
Figura 2.8 - Comparação entre N_f previsto pelo critério GOR e N_f experimental definido pela queda do ângulo de fase. (a) Escala aritmética; (b) Escala logarítmica.	47
Figura 2.9 - GOR vs N_f para diferentes modos de carregamento	48
Figura 2.10 - GR vs N_f para diferentes modos de carregamento	49
Figura 3.1 - Estrutura do pavimento monitorado	52
Figura 3.2 - Diferença entre levantamento realizado em 1 dia e 3 dias (média dos 3 dias), para a pista da direita (2.2) e esquerda (2.1).....	54
Figura 3.3 - Execução do levantamento de área trincada	55
Figura 3.4 - Evolução do ângulo de fase e do Módulo Dinâmico no ensaio de fadiga à tração-compressão.....	57
Figura 3.5 - Exemplo de Módulo Dinâmico e ângulo de fase durante os ciclos de carga	58
Figura 3.6 - Exemplos de evolução da integridade do material e do acúmulo de dano	58
Figura 3.7 - Exemplos de curvas características de dano	59
Figura 3.8 - Aba “ <i>General Information</i> ”	60
Figura 3.9 - Aba “ <i>Design Structure</i> ”, referente ao Concreto Asfáltico	61
Figura 3.10 - Aba “ <i>Design Structure</i> ”, referente à base granular.....	63
Figura 3.11 - Aba “ <i>Climate Data</i> ”	64
Figura 3.12 - Aba “ <i>Traffic</i> ”	64
Figura 3.13 - Aba “ <i>Outputs and Analysis Options</i> ”	66
Figura 3.14 - Malha de pontos utilizada para determinação de dano médio acumulado na camada de revestimento.....	67
Figura 3.15 - Gráfico de contorno representando a danificação.....	68
Figura 3.16 - Aba referente à estrutura do pavimento no MeDiNa	71
Figura 3.17 - Aba do MeDiNa a respeito de sua modelagem.....	71
Figura 3.18 - Aba pertinente aos resultados do MeDiNa.....	72
Figura 3.19 - Criação de um novo material a partir dos ensaios de Rossato (2015).74	
Figura 3.20 - Estrutura Formada pelos materiais caracterizados por Sagrilo (2020), Santos (2016) e Zago (2016)	76
Figura 3.21 - Estrutura do banco de dados que melhor se enquadra na situação real	78
Figura 4.1 - Evolução de dano médio da estrutura existente para o tráfego estimado ($N = 8,18 \times 10^5$)	82

Figura 4.2 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c).....	83
Figura 4.3 - Comparação entre a porcentagem de área trincada medida em campo e as porcentagens de área trincada previstas pelas diferentes funções de transferência de Nascimento (2015).....	84
Figura 4.4 - Curva de danificação para 10^6 solicitações.....	85
Figura 4.5 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para um projeto com 10^6 solicitações.....	85
Figura 4.6 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para 10^7 solicitações.....	86
Figura 4.7 - Curva de danificação para volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$).....	86
Figura 4.8 - Comparação entre o dano reduzido entre o volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$).....	87
Figura 4.9 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$).....	88
Figura 4.10 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para $2,5 \times 10^7$ solicitações.....	89
Figura 4.11 - Curva de dano para o tráfego com 10^7 e $2,5 \times 10^7$ solicitações.....	89
Figura 4.12 - Curva de dano reduzido com 10^7 solicitações e $2,5 \times 10^7$ solicitações.....	90
Figura 4.13 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com 10^7 e $2,5 \times 10^7$ solicitações.....	91
Figura 4.14 - Curva de dano para o tráfego de projeto com 5×10^7 solicitações.....	92
Figura 4.15 - Danificação dos meses 1 (a), 12 (b), 24 (c), 36 (d), 60 (e) e 120 (f) para o tráfego alto.....	92
Figura 4.16 - Curva de dano reduzido para $2,5 \times 10^7$ e 5×10^7 solicitações.....	93
Figura 4.17 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com $2,5 \times 10^7$ e 5×10^7 solicitações.....	94
Figura 4.18 - Curva de dano para o tráfego de projeto com 10^8 solicitações.....	94
Figura 4.19 - Danificação dos meses 1 (a), 12 (b), 24 (c), 36 (d), 60 (e) e 120 (f) para o tráfego alto.....	95
Figura 4.20 - Curva de dano reduzido para o tráfego com 5×10^7 e 10^8 solicitações.....	97
Figura 4.21 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com 5×10^7 e 10^8 solicitações.....	97
Figura 4.22 - Valores encontrados de <i>Shift Factor</i> para os diferentes volumes de tráfego.....	98
Figura 4.23 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes volumes de tráfego ($D_{0,35}$).....	99
Figura 4.24 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes volumes de tráfego (R_{12-1}).....	99
Figura 4.25 - Resultados encontrados para o período final de projeto de todas as simulações.....	100
Figura 4.26 - Curva de danificação média para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real.....	101
Figura 4.27 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia $D_{0,35}$	102
Figura 4.28 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia R_{12-1}	103
Figura 4.29 - Evolução da área trincada para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia $D_{0,35}$	104

Figura 4.30 - Evolução da área trincada para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia R_{12-1}	104
Figura 4.31 - Curva de danificação média para um tráfego com com $2,5 \times 10^7$ solicitações, nas espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm	105
Figura 4.32 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia $D_{0,35}$	106
Figura 4.33 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia R_{12-1}	107
Figura 4.34 - Evolução da área trincada para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia $D_{0,35}$	108
Figura 4.35 - Evolução da área trincada para as espessuras de 6, 7,5, 10 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia R_{12-1}	109
Figura 4.36 - Porcentagem de área trincada encontrada para as simulações com diferentes espessuras de concreto asfáltico.....	110
Figura 4.37 - Evolução das porcentagens de área trincada previstas e da medida em campo	111
Figura 4.38 - Evolução da porcentagem de área trincada para 10^6 solicitações.....	112
Figura 4.39 - Evolução da porcentagem de área trincada para 10^7 solicitações.....	113
Figura 4.40 - Evolução da porcentagem de área trincada para $2,5 \times 10^7$ solicitações	114
Figura 4.41 - Evolução da porcentagem de área trincada para 5×10^7 solicitações	115
Figura 4.42 - Aumento da porcentagem de área trincada a cada mês.....	116
Figura 4.43 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares reais	117
Figura 4.44 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares de Gnaisse C7	118
Figura 4.45 - Incremento mensal de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares reais	119
Figura 4.46 - Incremento mensal de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares de Gnaisse C7	119
Figura 4.47 - Curvas de evolução de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com camadas granulares reais	120
Figura 4.48 - Curvas de evolução de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com camadas de Gnaisse C7	121
Figura 4.49 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas granulares reais.....	122
Figura 4.50 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas de Gnaisse C7	122
Figura 4.51 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas granulares reais, com foco na região de interesse.....	123
Figura 4.52 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas de Gnaisse C7, com foco na região de interesse.....	124
Figura 4.53 - Influência do aumento da espessura no número de solicitações admissíveis da estrutura para as camadas granulares reais e para Gnaisse C7	125
Figura 4.54 - Curva da relação solicitações admissíveis/espessura de concreto asfáltico para as duas estruturas.....	126

Figura 4.55 - Curvas de tráfego admissível para as diferentes configurações de pavimento e as suas respectivas proporções lineares, tendo como referência a camada de 6 cm	127
Figura 4.56 - Evolução da percentagem de área trincada medida em campo e as simulações do LVCD e do MeDiNa	128
Figura 4.57 - Previsão da curva de percentagem de área trincada oriundas do LVECD e do MeDiNa para diferentes volumes de tráfego.....	129
Figura 4.58 - Compilado de resultados da percentagem de área trincada para $2,5 \times 10^7$ solicitações, com previsões oriundas do LVECD e do MeDiNa	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1– Diferenças entre o Módulo de Resiliência e o Módulo Complexo	27
Tabela 2.2 - Fatores que afetam o comportamento à fadiga	35
Tabela 2.3 - Níveis de deformação para as amostras propostos pela ASSHHTO TP 107-14	41
Tabela 2.4 - Calibração do modelo de fadiga do MeDiNa	50
Tabela 3.1 - Cargas Máximas legais dos eixos comerciais adotados na composição do tráfego	54
Tabela 3.2 - Parâmetros da Mistura (LVECD).....	62
Tabela 3.3 - Rigidez Características das camadas e coeficientes de Poisson adotados	63
Tabela 3.4 - Distribuição do tráfego ao longo das horas do dia	65
Tabela 3.5 - Níveis de Tráfego utilizados	66
Tabela 3.6 - Coeficientes para aplicação da $S_{0,35}$	69
Tabela 3.7 - Coeficientes para aplicação da S_{12-1}	69
Tabela 3.8 - Opções do banco de dados do Medina para o revestimento em concreto asfáltico	72
Tabela 3.9 - Coeficientes de regressão do Módulo de Resiliência da BGS	75
Tabela 3.10 - Coeficientes de regressão de Deformação Permanente da BGS	75
Tabela 3.11 - Coeficientes de regressão do Módulo de Resiliência do solo	75
Tabela 3.12 - Coeficientes de regressão de Deformação Permanente do solo	76
Tabela 3.13 - Opções do banco de dados do MeDiNa de britas graduadas e os resultados obtidos	78
Tabela 3.14 - – Níveis de tráfego de projeto utilizados	79
Tabela 4.1 - Resultados dos aumentos de espessura de concreto asfáltico e suas decorrentes melhoras no desempenho à fadiga	125

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVO GERAL.....	20
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	21
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	MISTURAS ASFÁLTICAS	23
2.1.1	Comportamento das misturas asfálticas	24
2.2	RIGIDEZ EM MISTURAS ASFÁLTICAS	26
2.2.1	Módulo de Resiliência	27
2.2.2	Módulo Complexo	28
2.3	FADIGA EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	31
2.3.1	Fenômeno de fadiga	31
2.3.2	A fadiga pela teoria de dano cumulativo	32
2.3.3	Formas de surgimento e propagação de trincas por fadiga	33
2.3.4	Evolução da degradação por fadiga	33
2.3.5	Fatores de influência no processo de degradação por fadiga	34
2.4	AVALIAÇÕES EM LABORATÓRIO.....	36
2.4.1	Modelos de desempenho	37
2.4.2	Fator de calibração laboratório/campo	38
2.5	ENSAIO DE FADIGA À TRAÇÃO INDIRETA.....	39
2.6	ENSAIO UNIAXIAL CÍCLICO DE FADIGA À TRAÇÃO-COMPRESSÃO.....	40
2.7	MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO	41
2.7.1	Modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD)	42
2.7.2	Critério de falha por fadiga no S-VECD	45
2.8	MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MEDINA).....	49
3	METODOLOGIA	51
3.1	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	51
3.2	APRESENTAÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL	52
3.3	ACOMPANHAMENTO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	53
3.3.1	Contagens de tráfego	53
3.3.2	Acompanhamento do percentual de área trincada (AT%)	55
3.4	APLICAÇÃO DO MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO SIMPLIFICADO	56
3.4.1	Caracterização linear viscoelástica	56
3.4.2	Ensaio Uniaxial Cíclico de Fadiga à Tração-compressão	56
3.4.3	Obtenção da curva característica de dano	57
3.5	ANÁLISE DE DESEMPENHO POR MEIO DO LVECD.....	59

3.6	APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MEDINA)	70
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	81
4.1	RESULTADOS ORIUNDOS DO LVECD	81
4.1.1	Simulação da situação real e comparação com a área trincada atual	81
4.1.2	Influência do tráfego na danificação e na estimativa da porcentagem de área trincada	84
4.1.3	Influência da espessura da camada de revestimento na danificação e na estimativa da porcentagem de área trincada	100
4.2	RESULTADOS ORIUNDOS DO MEDINA	110
4.2.1	Simulação da situação real e comparação com a área trincada atual	110
4.2.2	Influência do tráfego na estimativa da porcentagem de área trincada	112
4.2.3	Influência da espessura da camada de revestimento na estimativa da porcentagem de área trincada	117
4.3	COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS ORIUNDOS DO LVECD E DO MEDINA.....	127
5	CONCLUSÕES.....	133
	REFERÊNCIAS	135

1 INTRODUÇÃO

O sistema de transportes tem como alvo movimentar cargas e passageiros, desempenhando papel fundamental no desenvolvimento econômico e social ao redor do mundo, pois no preço final de praticamente todos os produtos e serviços da economia estão embutidos custos associados à logística envolvida em alguma parte do processo, em maior ou menor grau. No Brasil, o modal predominantemente utilizado é o rodoviário e o principal tipo de revestimento das rodovias do país é o concreto asfáltico, o qual é basicamente constituído por uma mistura de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) e agregados minerais.

Specht (2004) afirma que os defeitos mais presentes nos pavimentos são a deformação permanente e a formação de trincas por fadiga. Nascimento (2015) vai além e menciona que o trincamento por fadiga é o principal defeito de pavimentos de concreto asfáltico no Brasil. O surgimento de trincas por fadiga geralmente está associado ao uso do pavimento em baixas temperaturas e com alta frequência de carregamentos, enquanto que a deformação permanente geralmente ocorre nas altas temperatura e com alto tempo de aplicação de carga (veículos em velocidade lenta).

No Brasil, o método atualmente empregado para dimensionamento de pavimentos é o método semi-empírico desenvolvido em 1966 e atualizado em 1981 pelo extinto DNER, atual DNIT. Tal metodologia apresenta caráter generalista, em que várias situações são tratadas de forma simplificada, desprezando fatores importantes como a deformação permanente e a degradação por fadiga no momento do dimensionamento.

Modelar e prever o fenômeno de fadiga é extremamente importante para projetos de revestimento asfálticos, no entanto isto é uma tarefa difícil em função da natureza complexa do fenômeno e pela dificuldade operacional dos ensaios de fadiga. Nos últimos anos, os modelos de fadiga com base na teoria da viscoelasticidade e na mecânica de dano contínuo possibilitaram uma melhor compreensão da evolução do dano nas misturas asfálticas. Um exemplo disto é o software LVECD, que se baseia em uma análise completa das propriedades viscoelásticas das misturas asfálticas e simula a danificação do pavimento considerando a incidência do tráfego em condições climáticas distintas. Apesar dos seus promissores resultados, os requisitos para aplicação deste programa

computacional ainda estão longe da usabilidade prática necessária para a situação brasileira.

Sabendo disto, o DNIT através de um esforço conjunto com a Petrobrás, universidades federais (entre elas a UFSM) e alguns pesquisadores da área rodoviária, constituiu a Rede de Tecnologia em Asfalto, que realizou estudos e ensaios em pistas de testes para elaborar um modelo empírico-mecanicista, juntamente com a fundamentação teórica, que permita uma análise mais adequada das estruturas de pavimentos, proporcionando um novo método de dimensionamento que não necessite de ensaios laboratoriais complexos para sua utilização e possua potencial de aplicação prática. Para isto, foi elaborado o software MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), que é uma evolução do SISPAV desenvolvido por Franco em sua tese de doutorado em 2007.

Este estudo pretende compreender melhor os resultados obtidos do uso destes dois softwares e posteriormente compará-los entre si e com a situação real encontrada em campo, de modo a verificar qual melhor se aproxima do caso em questão. Buscando conclusões de maior abrangência, foram feitas mudanças no tráfego e nas espessuras do revestimento asfáltico, de forma a ampliar a análise para um maior leque de cenários. O trecho utilizado para comparação encontra-se na Avenida Hélvio Basso, na cidade de Santa Maria – RS e o pavimento analisado vem sendo submetido às solicitações do tráfego desde 2013.

1.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo geral do presente trabalho é entender melhor as respostas obtidas pelos softwares LVECD e MeDiNa e comparar as previsões de área trincada encontradas através deles, buscando averiguar possíveis divergências e convergências entre eles e se suas previsões são adequadas para um pavimento monitorado em campo.

Como forma de extrapolar as análises, pretende-se verificar a resposta dos programas computacionais para diferentes volumes de tráfego e diferentes espessuras da camada de revestimento, sendo assim possível identificar as faixas de situações em que eles apresentam respostas compatíveis ou incompatíveis entre si.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Para propiciar um pleno desenvolvimento da pesquisa e satisfazer com êxito o objetivo principal da mesma, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Comparar a previsão de área trincada oriunda do LVECD com a estimativa advinda do MeDiNa para a situação real que o pavimento está submetido;
- b) Avaliar se a estimativa do modelo LVECD está coerente com a situação atual do pavimento;
- c) Avaliar se o prognóstico apresentado pelo MeDiNa está correto para o pavimento em questão;
- d) Descobrir a influência do volume de tráfego e espessura de concreto asfáltico na danificação encontrada pelo LVECD e na projeção da porcentagem de área trincada a partir dela;
- e) Esclarecer o comportamento das previsões do MeDiNa para variados números de solicitações e para diversas espessuras da camada de concreto asfáltico;
- f) Confrontar as respostas dos softwares utilizados para diferentes volumes de tráfego;
- g) Contrastar os resultados dos programas computacionais para diferentes espessuras de revestimento asfáltico;

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados conteúdos pertinentes ao entendimento do estudo realizado. Inicialmente será exposta a definição de misturas asfálticas, abordando a sua constituição e sua função, bem como algumas propriedades e seu comportamento quando submetido a carregamentos, citando quais os defeitos mais presentes e suas causas. Posterior a isso, adentra-se nas teorias por trás do fenômeno de fadiga e na definição em si do trincamento por fadiga em misturas asfálticas. Também é dissertado a respeito das suas formas de surgimento e propagação de trincas, evolução da degradação e os fatores de influência neste processo.

Na continuidade da revisão, há tópicos sobre as avaliações em campo, avaliações em laboratório e seus modelos de desempenho (com ou sem fator de calibração laboratório/campo), mostrando a importância e os pontos positivos e negativos de cada caso. Também são abordados ensaios laboratoriais referentes ao desempenho de misturas frente à fadiga, apresentando ao leitor o Ensaio de Fadiga à Tração Indireta e o Ensaio Uniaxial Cíclico de Fadiga à Tração-Compressão e suas respectivas características.

Para um pleno desenvolvimento da linha de pensamento da pesquisa, foi necessário adentrar no Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo (VECD), discorrendo superficialmente sobre os conceitos principais. Partindo do VECD, abordou-se o Modelo Viscoelástico de Dano Contínuo Simplificado (S-VECD), destacando as suas proposições e evoluções em relação ao seu precessor, além de apresentar a lógica por trás do processo. No último tópico da revisão, é feita uma introdução ao novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), falando de sua origem e da rotina de cálculo utilizada por ele.

2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS

O pavimento é composto por um conjunto de múltiplas camadas, sendo uma delas a de revestimento. Na maioria dos casos das rodovias brasileiras, a camada de revestimento é de concreto asfáltico, que é constituído basicamente de agregados minerais e CAP. Suas funções são transferir os esforços de maneira espalhada para as camadas subjacentes, impermeabilizar o pavimento, resistir à

abrasão causada pelo tráfego e apresentar uma superfície resistente ao deslizamento, visando contemplar às condições de segurança, conforto e economia do pavimento.

O ligante asfáltico é um material cimentício de coloração escura com constituição predominantemente de betume, tratando-se de um produto derivado do refinamento do petróleo. Ele age como aglutinante da mistura, gerando a união entre os agregados e propiciando flexibilidade, resistência à ácidos e impermeabilização da camada. As propriedades do CAP dependem da fonte e do processo de refino, tratando-se de um material termosuscetível e viscoelástico (ASKELAND; FULAY; WRIGHT, 2011). Essas características do CAP são transferidas à mistura asfáltica, conferindo a elas propriedades viscoelásticas.

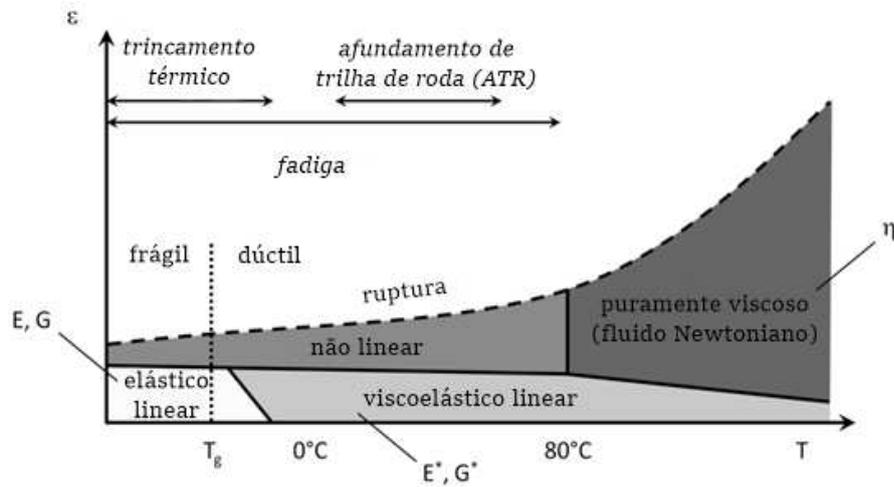
2.1.1 Comportamento das misturas asfálticas

Por possuir CAP, as misturas asfálticas herdam comportamento viscoelástico e também estão sujeitas a variações de temperatura e frequência. Suas propriedades estão fortemente ligadas à sua temperatura atual e ao tempo de carregamento ao qual são submetidas, apresentando comportamento que se assemelha a um fluido viscoso quando em altas temperaturas, enquanto que para carregamentos rápidos ou quando em temperatura ambiente se comporta predominantemente como os sólidos. Dessa forma há diferenciação na reação do pavimento asfáltico para carregamentos estáticos e dinâmicos.

Quando submetidos a carregamentos com um pequeno tempo de duração apresentam respostas elásticas. Conforme o tempo de carregamento aumenta, a parcela viscosa da resposta cresce até que, em um dado momento, se sobressai e torna-se dominante. Vale ressaltar que nas situações de uso nas rodovias ele apresenta resposta intermediária, com uma parcela viscosa e outra elástica.

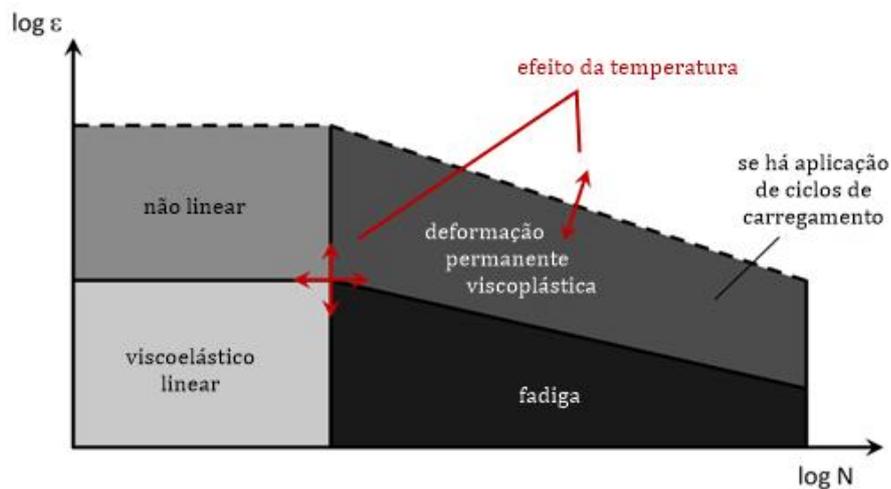
Mangiafico (2014) relata que três fatores influenciam o comportamento de misturas asfálticas: temperatura, amplitude de deformações e número de ciclos de carga, sendo que de acordo com tais fatores a mistura pode estar em diferentes domínios. A Figura 2.1 mostra os domínios de comportamento dos materiais asfálticos levando em conta a temperatura e a deformação e na Figura 2.2 a análise é feita tendo em vista a deformação e o número de ciclos.

Figura 2.1 - Domínios típicos do comportamento mecânico de materiais asfálticos em função das deformações e da temperatura



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014).

Figura 2.2 - Domínios típicos do comportamento mecânico dos materiais asfálticos em função das deformações e do número de ciclos



Fonte: Adaptado de Mangiafico (2014).

É possível verificar na Figura 2.1 que para baixas deformações o material apresenta comportamento elástico linear em situações em que há baixas temperaturas, sendo que para temperaturas mais elevadas já se encontra como viscoso elástico linear. Ao focar nas altas temperaturas pode-se destacar que com mínimas deformações já ocorre comportamento puramente viscoso. Vale ressaltar

que para temperaturas usuais dos pavimentos o que irá definir se o comportamento é viscoelástico linear ou não linear é a deformação aplicada a ele.

Quanto a Figura 2.2, ela mostra que ao aplicar uma deformação pequena (permanecendo no domínio viscoelástico linear) com número de ciclos elevado há probabilidade de ocorrer fadiga, levando a falha do material, enquanto que se a deformação for de maior amplitude (avançando sobre o domínio viscoelástico não-linear) com os ciclos repetidos tende a haver a deformação permanente. De acordo com Cardona et al. (2015) ocorre comportamento viscoelástico linear para um número de ciclos limitado e um domínio de pequenas deformações ($\epsilon < 100\mu\text{m}/\text{m}$).

2.2 RIGIDEZ EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Para Kim (2009), a rigidez para o concreto asfáltico é análoga ao módulo de elasticidade de um material qualquer, sendo, portanto, a inclinação da sua curva tensão-deformação. Ela é um parâmetro que independe do tamanho ou geometria da amostra, porém é influenciada pela temperatura, taxa de deformação, estado de tensões e características pertinentes aos constituintes da mistura, como por exemplo o ligante e os agregados.

A avaliação da rigidez de concretos asfálticos mais utilizada no Brasil é feita por meio do Módulo de Resiliência. Já em países mais avançados, faz-se uso do Módulo Complexo, que reconhece as propriedades viscoelásticas do material e abrange os efeitos de diferentes temperaturas e com diferentes tempos de carregamento. Apesar de ambos os ensaios mensurarem a rigidez, são métodos com características bem distintas, pois possuem metodologias e equipamentos necessários diferentes.

O ensaio de Módulo de Resiliência é realizado com temperatura de 25 °C com aplicação de carga de 0,1 segundo e repouso de 0,9 segundo, em que o carregamento é de compressão diametral e gera um estado de tensões biaxial. Já o Módulo Complexo leva em consideração uma ampla faixa de temperaturas, com carregamentos de compressão axial senoidal e em diferentes frequências, obtendo assim uma curva mestra do material. A Tabela 2.1 expõe as principais diferenças entre ambos os ensaios, apontadas por Boeira (2018) em seus estudos durante a sua tese de doutorado.

Tabela 2.1– Diferenças entre o Módulo de Resiliência e o Módulo Complexo

Parâmetro	Módulo de Resiliência	Módulo Complexo
Carga	Carregamento repetido de 0,1 s, com repouso de 0,9 s	Carregamento dinâmico, com tempo de aplicação e repouso dependente da frequência utilizada
Carregamento	Compressão diametral que gera um estado de tensões biaxial	Carregamento de compressão axial senoidal
Temperatura	25°C	-10 °C, 4 °C, 21 °C, 37 °C e 54 °C
Frequência	1 Hz	25 Hz, 20 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz e 0,01 Hz
Dimensão do Corpo de Prova	100 mm de diâmetro e 63,5 mm de altura	100 mm de diâmetro e 150 mm de altura

Fonte: Adaptado de Boeira (2018).

2.2.1 Módulo de Resiliência

Sua metodologia é padronizada no Brasil por meio da norma DNIT-ME 135/2018. Ele é realizado por meio de aplicações de cargas repetidas no plano diametral vertical do corpo de prova, em um intervalo de tempo de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso. Com isso, mede-se o deslocamento diametral recuperável na direção horizontal correspondente à tensão gerada. Os picos de tensão e de deformação recuperável são usados para calcular as constantes elásticas resilientes. Essa deformação recuperável faz parte de uma deformação total gerada durante o ciclo de carregamento e, devido à suposição de que a mesma é utilizada no cálculo do MR, considera-se que só a deformação elástica está presente neste teste, embora isto não seja verdadeiro para misturas asfálticas.

Para Brito (2006), a camada asfáltica dos pavimentos está submetida à flexão quando é aplicado carregamento a ela. A sua forma de resistir a esta ação está

ligada à rigidez radial da camada e não ao seu valor de rigidez vertical. Sendo assim, o ensaio de Módulo de Resiliência é mais representativo para corpos de prova extraídos do pavimento. Contudo, este ensaio também é vantajoso de se realizar para corpos de prova moldados em laboratório em função da sua praticidade de preparação das amostras e maior disponibilidade dos equipamentos necessários para realização, isto quando comparado a outros ensaios. Uma de suas grandes vantagens é o fato de ele ser não destrutivo, permitindo caracterizar outras propriedades do material com o mesmo corpo de prova.

O MR é extremamente sensível às condições da mistura, podendo variar bruscamente com alterações do tipo e teor de ligante, faixa granulométrica, propriedades volumétricas, além da temperatura e tempo de aplicação de carga durante o ensaio. Como para este ensaio utiliza-se uma única temperatura e um único tempo de carregamento e repouso, acaba-se negligenciando o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas. Conforme Widyatmoko (2002), uma variação de 1 °C pode gerar uma variação na ordem de 10% na sua rigidez.

2.2.2 Módulo Complexo

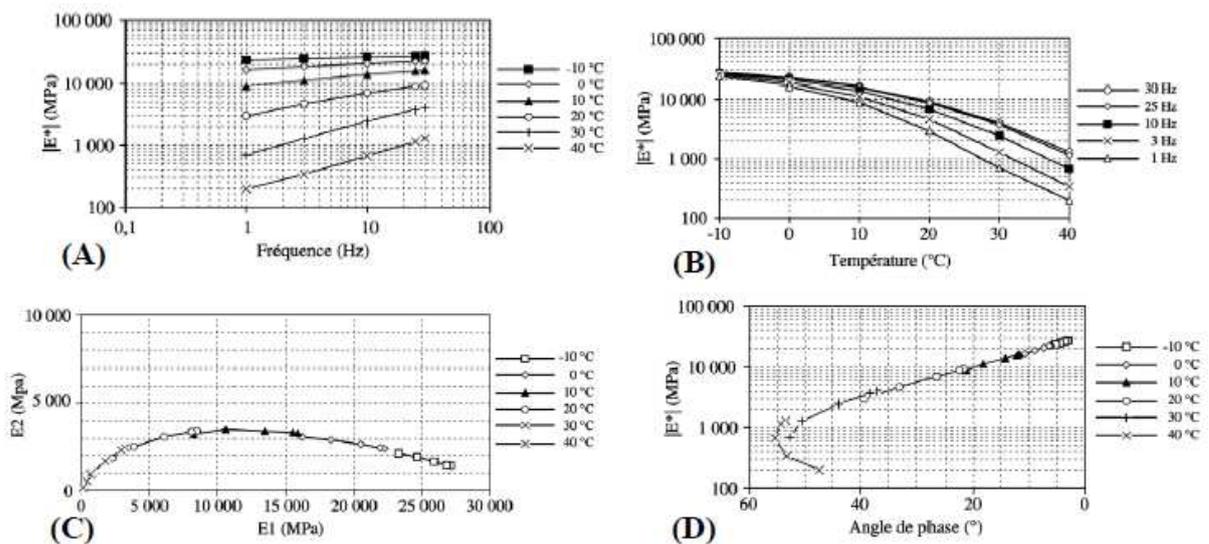
A determinação das propriedades viscoelásticas das misturas asfálticas é de suma importância para o estudo de seu comportamento mecânico. O Módulo Complexo é um ensaio que leva em consideração os efeitos viscoelásticos em sua formulação, de maneira a obter uma correta caracterização das misturas. Por definição, o Módulo Complexo ($|E^*|$) é um número complexo que relaciona tensão e deformação para materiais viscoelásticos sujeitos a carregamento senoidal aplicado em um certo domínio de temperatura e frequência, sendo o valor absoluto definido como Módulo Dinâmico. Os corpos de prova são cilíndricos com dimensões de 100 mm de diâmetro e 150 mm de altura. Di Benedetto et al. (2001) afirma que o uso de corpos de prova cilíndricos submetidos à tração/compressão permite medidas diretas de tensões e deformações, caracterizando-o como um ensaio homogêneo.

A determinação do módulo complexo é feita através da norma americana AASHTO T 342/2011, que estabelece variações nas frequências (de 0,1 Hz a 25 Hz) e temperaturas (de 10 °C a 54 °C), com carregamento dinâmico de 15 kPa a 2800 kPa. Di Benedetto e Corté (2005) comentam que o domínio das deformações deve ser pequeno (menor que 100×10^6 m/m) para que não ocorra dano no material,

obtendo assim comportamento viscoelástico linear. Através dessa ampla varredura, é possível obter a curva mestra da mistura.

Para cada temperatura, há uma curva de frequência por módulo dinâmico ou ângulo de fase. O Módulo Complexo é dado pela razão entre a amplitude da tensão aplicada e a amplitude de deformação correspondente da mistura, sendo que quanto maior o Módulo Dinâmico, mais rígida é a mesma. Já o ângulo de fase está relacionado com a demora de resposta do material viscoelástico quando submetido ao carregamento. Ele pode variar de 0 a 90°, sendo que quanto mais perto de 0° ele apresenta comportamento com maior parcela elástica, enquanto que conforme se aproxima dos 90° o comportamento passa a possuir uma maior parcela viscosa (ONOFRE, 2012). Os resultados obtidos através do ensaio de módulo complexo são demonstrados através da Figura 2.3

Figura 2.3 – Curvas Isotermas (A), Isócronas (B), Plano Cole-Cole (C) e Espaço Black (D)



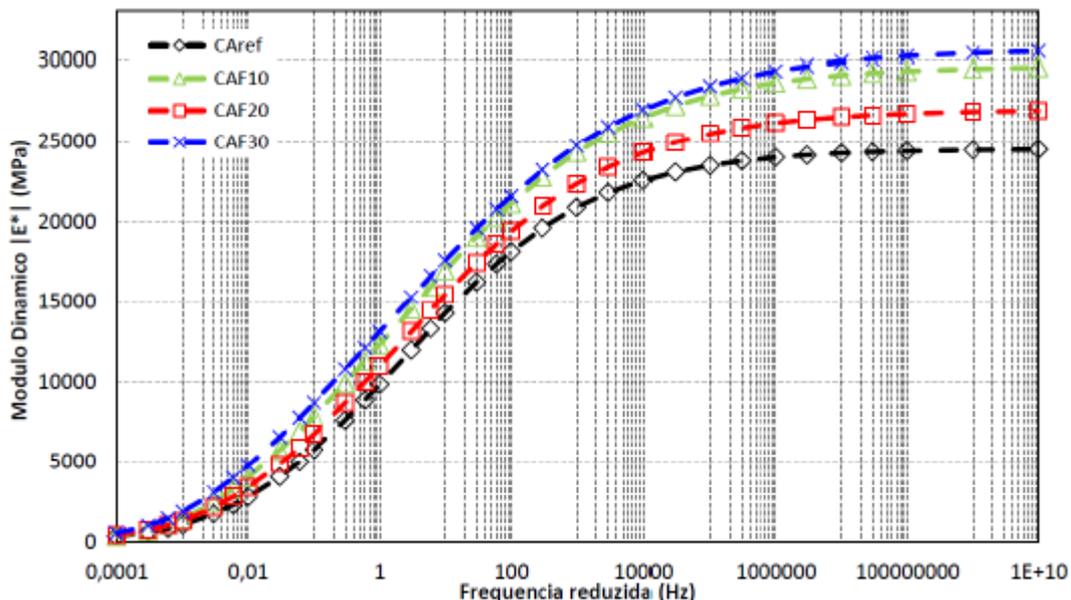
Fonte: Di Benedetto e Corté (2005).

As curvas isotermas (A) são feitas para diferentes níveis de temperatura, em que o módulo dinâmico é traçado em função da frequência. Através de sua curva é possível perceber a influência da frequência, sendo que quanto maior for a frequência maior será o módulo dinâmico. Já nas curvas isócronas (B) é mantido a mesma frequência, alterando-se apenas a temperatura. Neste caso, quanto maior a

temperatura, menor será o módulo dinâmico. O plano Cole-Cole (C) é plotado em função da parte imaginária e da parte real de resposta do material, sendo a primeira relacionada com a parcela viscosa e a segunda com a parcela elástica. Para temperaturas maiores é esperada uma parcela viscosa maior do que para temperaturas menores, enquanto que para frequências maiores é esperada uma parcela elástica predominante. O Espaço Black (D) é o Módulo Complexo em função do ângulo de fase. Nesta situação, quando o ângulo de fase aumenta é possível afirmar que houve crescimento da interferência viscosa na amostra, sendo assim, pode-se inferir que há diminuição da rigidez e, portanto, o Módulo Dinâmico é mais baixo. (BOEIRA, 2018)

Utilizando o Princípio da Superposição Tempo-temperatura, válido para Materiais Termoreologicamente Simples, é possível realizar a translação das curvas isotermas de modo a obter uma única curva mestra para o material, em que fica representado o seu comportamento viscoelástico (MOMM, 1998). A Figura 2.4 traz exemplos da curva mestra de diferentes misturas asfálticas.

Figura 2.4 - Exemplo de curvas mestras



Fonte: Centofante (2016).

Pode-se verificar na Figura 2.4 que o valor do Módulo Dinâmico cresce em função da frequência, pois em períodos pequenos de carregamento não há tempo suficiente para manifestações de deformações viscoelásticas, havendo predominância de deformações elásticas no material. Já quando a frequência é baixa, por haver maior tempo de carregamento, as deformações viscoelásticas se manifestam mais intensamente, atingindo o menor valor de Módulo Dinâmico.

Há muitos aspectos que podem influenciar o valor do Módulo Dinâmico. Di Benedetto e De La Roche (1998) fazem uma divisão dos parâmetros de influência, diferenciando os fatores relativos às condições de ensaio (frequência de aplicação de carga, temperatura e nível de carregamento) e os relativos à composição da mistura (tipo e teor de ligante, volume de vazios, tipo de agregados, entre outros).

2.3 FADIGA EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

O trincamento dos pavimentos por fadiga é um problema corriqueiramente encontrado em revestimentos asfálticos. Segundo Specht (2004), uma das mais comuns manifestações de defeitos nos pavimentos brasileiros são decorrentes da fadiga. Nascimento (2015) converge com Specht (2004) e vai além, afirma que o trincamento por fadiga é a principal patologia dos pavimentos asfálticos no Brasil.

2.3.1 Fenômeno de fadiga

O fenômeno de fadiga ocorre pela geração contínua de rupturas das ligações e sua consecutiva formação de microfissuras, sendo que em alguns casos tais rupturas estão ligadas à perda de coesão entre as diferentes fases do material. Conforme surgem as descontinuidades microscópicas, os vazios tendem a se reunir dando origem a fissuras maiores e seu crescimento individual gera a macro fissura, que é possível detectar visualmente. Inicialmente o desenvolvimento e a propagação das fissuras são estáveis, entretanto, esse processo é evolutivo e ao longo do tempo leva a estrutura ao colapso (ISAIA, 2007)

Para Bernucci et.al. (2010) a fadiga se define como a diminuição gradual da resistência do material por efeito de sucessivas solicitações de carga, levando ao desenvolvimento de trincas. Já Cervo (2004), considera a fadiga como a deterioração através de carregamentos cíclicos com tensões menores que a

respectiva tensão de ruptura do material. Para o autor, as repetições de tais carregamentos levam ao surgimento e a evolução de microfissuras que podem vir a causar à ruína da estrutura.

Di Benedetto et. al. (2004) comenta que conforme ocorre o carregamento proveniente dos veículos surgem microtrincas na superfície inferior do revestimento, levando a perda de integridade e rigidez. Por consequência da perda de rigidez, ocorre maiores deformações com a mesma intensidade de carregamento o que acelera ainda mais o fenômeno de fadiga.

A fadiga está relacionada à diversos fatores, entre eles as características estruturais do pavimento, condições climáticas de uso, magnitude e velocidade de imposição de cargas e as propriedades pertinentes ao concreto asfáltico. Preussler et. al. (1981) descreve o fenômeno de fadiga como um processo de deterioração estrutural que o material sofre quando submetido a um estado de tensões e de deformações repetidas, que após um determinado número de repetições de carga resulta em trincamento do revestimento e futuramente a sua ruptura. Em outras palavras, ocorre a perda de integridade do material ao longo dos carregamentos repetitivos. Balbo (2007) corrobora que quando determinados materiais são sucessivamente solicitados com tensão inferior à de ruptura, ocorrem alterações em sua estrutura interna que geram um processo de micro fissuração progressiva que promove fraturas e rompimento.

2.3.2 A fadiga pela teoria de dano cumulativo

Wohler (1870) estudou a relação entre a falha nos metais com o número de ciclos e a magnitude de suas tensões aplicadas, chegando à conclusão que o número de ciclos para o material falhar diminui conforme a amplitude de tensões aumenta. Essa condição é válida para diversos outros materiais, inclusive os betuminosos. Entretanto, para avaliar o comportamento do material em uma estrutura de pavimento é necessário o uso de teorias de danos acumulativos que seja possível considerar a aplicação de tensões em diferentes níveis.

A teoria de dano cumulativo linear é baseada na hipótese de Palmgren-Miner (Palmgren, 1924; Miner, 1945). Esse modelo faz parte de uma maneira empírica de previsão de fadiga após uma sequência de carregamentos, admitindo que o material vai acumulando dano até atingir um limite máximo de dano possível. Segundo a

hipótese, a acumulação de danos não depende da história de carregamento do material, ou seja, o dano de um determinado ciclo não se altera estando o material no início ou no final do consumo por fadiga. Porém, como os materiais não se danificam de forma idêntica, Mangiafico (2014) cita que o modelo descrito acima não é exato e deve ser usado para aproximações e análises superficiais.

2.3.3 Formas de surgimento e propagação de trincas por fadiga

O trincamento por fadiga pode ser do tipo topo-base e base-topo. De acordo com Hintz (2012), quando for topo-base as trincas se iniciam na superfície do pavimento e então se propagam para baixo. Já o tipo base-topo se inicia na parte inferior, devido às tensões de tração associadas à flexão do pavimento, e depois se propagam para superfície.

Molenaar (2007) observou em seu estudo que parte das trincas visíveis na superfície do pavimento existiam apenas na parte superior do revestimento, enquanto que outras iniciavam na base. Ainda nesse estudo, o autor relatou que onde o revestimento apresenta relativa alta rigidez à flexão, as trincas se iniciam predominantemente no topo. Entretanto, para revestimentos de pequenas espessuras, as trincas tendem a surgir primeiro na superfície inferior pois ela está mais suscetível à flexão, o que proporciona tração na fibra inferior da camada. Entretanto, é necessário ser feito uma ressalva em relação ao fenômeno do tipo topo-base, pois há autores que não os consideram um fenômeno de fadiga, como é o caso de Potter (1997) que entende que é um processo de degradação semelhante, mas se inicia de forma diferente em razão de ser resultado da grande concentração de tensões no contato pneu-pavimento.

2.3.4 Evolução da degradação por fadiga

A fadiga no revestimento asfáltico se desenvolve a medida em que o pavimento é submetido às solicitações impostas pelo tráfego. A resposta dos materiais asfálticos aos carregamentos depende das características intrínsecas do próprio material, do tempo de aplicação da carga e sua magnitude. Por menores que sejam as cargas, elas causam deformações que, com o passar do tempo, originam fissuras que se unem e desembocam no fenômeno do trincamento por fadiga, como

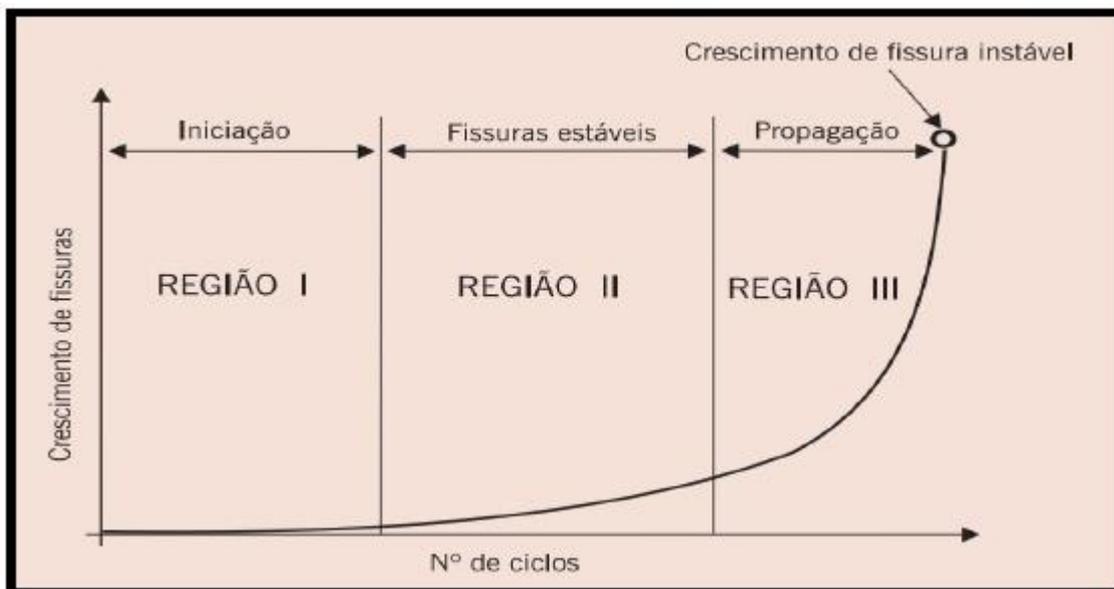
se posiciona Bernucci et. al. (2010). Ainda segundo os autores, a danificação por cargas cíclicas pode ser convencionalmente dividida em três estágios, como pode ser visto na Figura 2.5. Tais regiões são:

Região I - Surgimento das primeiras alterações microestruturais, formam-se microfissuras e inicia-se a zona de danos irreversíveis;

Região II - Surgimento de microfissuras por coalescência de outras microfissuras;

Região III - Crescimento das microfissuras culminando rapidamente ao colapso total do pavimento.

Figura 2.5 - Estágios do processo de fadiga



Fonte: Bernucci et al. (2010).

2.3.5 Fatores de influência no processo de degradação por fadiga

A fadiga é influenciada por uma série de fatores, alguns com maior ou menor relevância. Pinto (1991) aponta alguns pontos e seus efeitos diretos sobre o comportamento à fadiga de misturas asfálticas, como pode ser visto na Tabela 2.2.

A quantidade e o tipo de ligante influencia fortemente as propriedades da mistura. Para Capitão (2004), misturas que possuem teor de ligante um pouco superior ao ótimo apresentam melhor comportamento à fadiga, entretanto possuem

redução no seu módulo de resiliência e maior propensão ao surgimento de trilhas de roda acentuadas nas idades iniciais do pavimento.

Tabela 2.2 - Fatores que afetam o comportamento à fadiga

Fator	Variação do fator	Efeito	
		Vida de fadiga em tensão contr.	Vida de fadiga em deformação contr.
Penetração do asfalto	Decresce	Aumenta	Decresce
Teor de asfalto	Aumenta	Aumenta	Aumenta
Tipo de agregado	Maior rugosidade e angularidade	Aumenta	Decresce
Granulometria do agregado	De aberta para densa	Aumenta	Decresce
Índice de vazios	Decresce	Aumenta	Decresce

Fonte: Adaptado de Pinto. (1991).

A distribuição granulométrica dos agregados também possui grande importância. Para Bernucci et al. (2010), a granulometria dos materiais é uma das principais características e influi efetivamente no comportamento em quase todas as propriedades importantes, incluindo a resistência à fadiga. Nos estudos de Soares et al. (2000) conclui-se que misturas mais finas apresentam melhor desempenho frente à fadiga. Outros autores também apontam vantagens das misturas finas, pois as mesmas têm uma menor taxa de propagação das trincas em comparação às misturas com agregados mais graúdos.

As condições peculiares de cada agregado também contribuem para o desempenho, que dependem principalmente da sua formação rochosa e forma de britagem. Para Kim e Khosla (1992), agregados mais rugosos propiciam misturas com maior resistência à fadiga devido à maior adesividade ao ligante. Ainda segundo o autor, agregados angulares possuem melhor desempenho do que os arredondados que estão mais suscetíveis a falhas na ligação do asfalto.

O volume de vazios também é capaz de alterar a performance perante à fadiga, como mostram as pesquisas realizadas por Albuquerque et. al (2004), Capião (2004) e Santos (2005) onde amostras com um volume de vazios mais baixo aos usuais 4% apresentaram melhor desempenho à fadiga. Porém nestes casos é necessário cuidado quanto ao surgimento de deformação permanente, que se torna mais possível de acontecer.

O revestimento asfáltico está exposto à radiação solar, oxidação e ação de outros agentes químicos que agem na estrutura molecular do ligante. Este envelhecimento causa interferência no modo em que ocorre a degradação pelo fenômeno da fadiga. Tonial et al. (2001) analisou o desempenho à fadiga para revestimentos asfálticos com anos de envelhecimento e constatou que após 5 anos da abertura ao tráfego, ocorreu uma queda acentuada na performance.

A temperatura à qual o pavimento é utilizado é um aspecto que deve ser observado, pois os materiais asfálticos são termo-suscetíveis. Quando submetido à maiores temperaturas, o módulo de resiliência sofre uma redução o que proporciona maiores deformações com os carregamentos cíclicos oriundos do tráfego. Estas maiores deformações aceleram o processo de degradação por fadiga da mistura.

Da mesma forma que a diminuição do módulo de resiliência proporciona maiores deformações, o uso de cargas com maiores magnitudes também causa o mesmo efeito. Além da magnitude, Preussler e Pinto (2010) citam a frequência, duração e intervalo de tempo entre as aplicações sucessivas de carga como fatores importantes na gradual degradação do pavimento decorrente da fadiga.

Durante o uso do pavimento, são aplicadas cargas nas mais variadas frequências e com períodos variáveis de relaxação entre um ciclo e outro. Tal período é de grande importância para o fenômeno de auto-reparação do concreto asfáltico, sendo que quanto maior for este tempo melhor será sua resposta quanto à fadiga, como constata Balbo (2010).

2.4 AVALIAÇÕES EM LABORATÓRIO

Os modelos laboratoriais são de grande importância, pois com eles é possível realizar comparativos de desempenho entre as misturas asfálticas sem a necessidade de um experimento em campo. Entretanto, por não possuírem uma

calibração referente às condições de campo, sua utilização fica um tanto quanto restrita.

2.4.1 Modelos de desempenho

O extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER,1998) e atualmente Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) se baseou em uma pesquisa realizada sobre o comportamento à fadiga por tração indireta em uma mistura faixa B do DNER com CAP 20, como mistura de referência, e outras duas com incorporação polímero SBS nos teores de 4% e 6% e, através dela, propôs alguns modelos de desempenho que estimam um número de repetições de carga até atingir a ruptura por fadiga, correlacionado inversamente proporcional com a deformação de tração no fundo da camada asfáltica, como pode ser visto na Equação 2.1 para a mistura de referência, na equação 2.2 para a mistura com 4% de polímero SBS e na equação 2.3 para a de 6%.

$$N_{Lab} = 7 \times 10^{-8} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,47} \quad (2.1)$$

$$N_{Lab} = 2 \times 10^{-11} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,39} \quad (2.2)$$

$$N_{Lab} = 3 \times 10^{-12} \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,68} \quad (2.3)$$

Onde:

N_{Lab} = Número de repetições de carga para atingir ruptura por fadiga

ε_t = Deformação de tração no fundo da camada asfáltica, em mm/mm

Outros estudos também foram realizados com o objetivo de gerar alternativas de previsão do comportamento quanto à fadiga, como é o caso do feito por Specht (2004), que por meio de seu trabalho com misturas asfálticas densas (faixa granulométrica IV-B do Instituto do Asfalto) com CAP 20, testando diferentes teores e tempos de digestão da modificação do ligante e ainda a inserção de borracha triturada de pneus por via seca e úmida, chegou ao modelo que pode ser visto da equação 2.4, que representava mais de 60% dos casos analisados por ele. Os

parâmetros de entrada do modelo são a deformação de tração e o Módulo de Resiliência (MR) inicial.

$$N_{Lab} = 361.80 \times \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{1,72} \times \left(\frac{1}{MR_0}\right)^{1,61} \quad (2.4)$$

Onde:

N_{Lab} = Número de repetições de carga para atingir ruptura por fadiga;

ε_t = Deformação de tração no fundo da camada asfáltica, em cm/cm;

MR_0 = Módulo de resiliência inicial, em Mpa;

Com objetivos semelhantes, Franco (2007) desenvolveu três modelos a partir de sua pesquisa com misturas asfálticas com ligante convencional, com ligante modificado por polímero, do tipo SBS e EVA, e com asfalto borracha. Os modelos estão apresentados nas equações 2.5, 2.6 e 2.7. Elas levam em conta a deformação específica de tração inicial e o Módulo de Resiliência total da mistura para estimar o número de repetições de carga à qual a mistura pode suportar.

$$N_{Lab} = 1,904 \times 10^{-6} \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{0,74} \quad (2.5)$$

$$N_{Lab} = 4,455 \times 10^{-7} \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,798} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{1,493} \quad (2.6)$$

$$N_{Lab} = 7,265 \times 10^{-3} \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,103} \times \left(\frac{1}{MR}\right)^{1,918} \quad (2.7)$$

Existem também os modelos laboratoriais calibrados, que são mais completos e se aproximam mais das condições de campo. Eles são calibrados através de um fator de calibração laboratório/campo (FLC), que é obtido com base em levantamentos de trechos experimentais/monitorados. Fazendo isso, une-se a facilidade e confiabilidade de experimentos laboratoriais ao ponto positivo dos ensaios em campo, que é a melhor representatividade da situação real.

2.4.2 Fator de calibração laboratório/campo

A fase de calibração é considerada como a parte empírica do método racional, estando cada vez mais presente nas pesquisas por propiciar uma maior precisão e confiabilidade aos modelos de previsão de desempenho. Inclusive na calibração, estão aspectos como as condições climáticas, o envelhecimento da mistura asfáltica, frequência de carregamento, velocidade de aplicação de carga e as imprecisões pertinentes ao próprio modelo. (SPECCHETTI, 2004).

Visto a grande importância da calibração e visando a prática de uma nova abordagem de dimensionamento de pavimentos, mais fiel à realidade climática e de tráfego no Brasil, surgiram várias pesquisas de acompanhamento de trechos, denominada Rede de Tecnologia em Asfalto, da Petrobras, onde diversas instituições de ensino espalhadas pelo país, incluindo a UFSM, dedicaram-se fortemente para o desenvolvimento da pesquisa e assim ser possível obter-se fatores de calibração laboratório/campo para as diversas regiões do país, formando um banco de dados e proporcionando um fomento à um novo método de dimensionamento de pavimentos para o Brasil.

2.5 ENSAIO DE FADIGA À TRAÇÃO INDIRETA

No Brasil, o ensaio mais difundido é realizado por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, conhecido por Ensaio de Fadiga à Tração Indireta. Esse ensaio tornou-se o mais usual por possuir simplicidade no processo de preparação das amostras e equipamento, além de um fácil entendimento do ensaio. Para Pinto (1991), este ensaio é o que melhor se aproxima das condições de sollicitação produzidas na fibra inferior do revestimento. Entretanto, trabalhos mais recentes apontam deficiências como o surgimento de deformação permanente junto aos frisos de carregamento e principalmente ao fato de que a distribuição de deformações no centro do corpo de prova é razoavelmente não-linear. O ensaio segue a normativa DNIT 183/2018 - ME.

As amostras podem possuir entre 40 mm e 70 mm de diâmetro e 100 mm de diâmetro, sendo o mais usual possuir dimensões de 63,5 mm de altura e 100 mm de diâmetro, seguindo os padrões da metodologia Marshall. O processo consiste na aplicação de cargas dinâmicas, a 25 °C, no sentido diametral dos corpos de prova, por meio de um friso metálico apoiado que causa compressão na direção vertical e tração na horizontal, podendo essa aplicação ser feita por meio de tensão controlada

ou deformação controlada. Cada ciclo de carregamento possui 1 segundo, sendo composto por um pulso de carga com 0,1 segundo e um período de repouso de 0,9 segundo. O pulso de carga vertical possui magnitude variando desde a carga de contato até a carga máxima admissível da amostra. O critério de definição do número de ciclos correspondentes é a ruptura completa do corpo de prova

2.6 ENSAIO UNIAXIAL CÍCLICO DE FADIGA À TRAÇÃO-COMPRESSÃO

O ensaio consiste na aplicação de uma deformação cíclica senoidal de amplitude constante em corpos de prova cilíndricos até que a amostra entre em colapso. Este ensaio fornece dados de deformação, de carga, ângulo de fase e módulo dinâmico e é normatizado pela AASHTO TP 107-14 - *Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Concrete from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests*.

O modo de carregamento pode ser por meio de tensão controlada, deformação controlada ou deslocamento do atuador controlado. Zhang (2012) afirma que utilizar o controle de deslocamento do atuador tem certa vantagem por permitir o ensaio completo até a falha da amostra, além de serem de fácil operação em amostras cilíndricas quando comparados aos ensaios tradicionais de controle de deformação.

Para a execução do ensaio, primeiramente aplica-se um pequeno carregamento na amostra que a leve a uma deformação de 50 a 75 μm . Esta parte inicial é conhecida como *fingerprint*, que tem por objetivo determinar as variações de amostra para amostra. Após isso, o corpo de prova é submetido aos carregamentos cíclicos com objetivo de promover a fadiga. O atuador é programado para, a cada ciclo, chegar a um deslocamento de pico constante durante todas as repetições de carga do ensaio.

De modo geral, o ensaio inicia aplicando uma força de tração que deforma o corpo de prova até a deformação programada. Após isso, a aplicação de carga vai diminuindo até inverter de sinal, estando então em força de compressão. Entretanto a amostra só é "comprimida" até a sua dimensão original, não existindo de fato uma deformação de compressão no corpo de prova além de suas próprias dimensões originais.

Geralmente os ensaios são conduzidos a frequência de 10 Hz e temperatura de 20 °C, com variações na amplitude de deformação. Conforme a norma, inicia-se com uma deformação de 300 $\mu\epsilon$ e verifica-se o número de falha N_{f1} . Caso o N_{f1} seja menor do que 500 ciclos, desconsidera-se o ensaio e reinicia-se o processo com 250 $\mu\epsilon$. Se for maior, as deformações para a segunda e terceira amostra passam a ser condicionadas ao N_{f1} conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Níveis de deformação para as amostras propostos pela ASSHHTO TP 107-14

Caso	ϵ_2	ϵ_3
$500 < N_{f1} < 1.000$	$\epsilon_1 - 100$	$\epsilon_1 - 150$
$1.000 < N_{f1} < 5.000$	$\epsilon_1 - 50$	$\epsilon_1 - 100$
$5.000 < N_{f1} < 20.000$	$\epsilon_1 + 50$	$\epsilon_1 - 50$
$20.000 < N_{f1} < 100.000$	$\epsilon_1 + 100$	$\epsilon_1 + 50$
$N_{f1} > 100.000$	$\epsilon_1 + 150$	$\epsilon_1 + 100$

Fonte: Adaptado de ASSHHTO TP 107-14.

O ensaio permite a caracterização das misturas asfálticas por meio do modelo S-VECD. Para isso, é necessário a realização do ensaio de módulo complexo para determinar as propriedades viscoelásticas lineares. Com os dados obtidos do ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão é possível alimentar o modelo S-VECD para então obter a curva característica de dano do material. As concepções básicas e resumidas do modelo S-VECD estão abordadas na próxima seção.

2.7 MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO

O VECD surge como uma tentativa de tentar unir as teorias de acúmulo de dano no material ao comportamento viscoelástico das misturas asfálticas, buscando analisar o desempenho ao dano por fadiga através de um protocolo de ensaios rápidos e com boa precisão para uma melhor previsão do fenômeno de fadiga em campo. O modelo faz uso e se fundamenta em três conceitos principais: a Teoria do Trabalho Potencial de Scharpery, o Princípio da Correspondência Elástico-viscoelástico e o Princípio da Superposição Tempo-temperatura com dano.

Por ter uma abordagem funcional, o modelo assume algumas simplificações, ignorando comportamentos específicos de microescala e se dedicando a caracterizar os materiais a um nível de macroescala, de forma a concentrar esforços nos parâmetros de rigidez e o dano efetivo.

A rigidez pode ser facilmente mensurada na forma de módulo secante instantâneo, entretanto o dano é mais complexo e depende do uso de algumas teorias um pouco complexas. No trabalho realizado por Scharpery (1990), o dano é quantificado por uma variável de estado interno (S) que pode explicar as mudanças estruturais no material. Para isso ser aplicado aos meios viscoelásticos, é necessário usar o princípio de correspondência elástico-viscoelástico.

Para aplicação do VECD é preciso determinar a pseudo-rigidez (C), por vezes chamada de integridade do material, e o dano (S). Tais parâmetros são únicos para cada material e são definidos pela Curva Característica de Dano (C vs S). Nascimento et. al. (2014) observa que a curva C vs S independe das características de ensaio, seja ele cíclico ou monotônico, com controle de tensão ou de deformação, com diferentes frequências ou em diferentes temperaturas. Como, independente das condições de ensaio, sempre é obtida a mesma curva C vs S , fica a mesma caracterizada como uma propriedade fundamental do material.

2.7.1 Modelo viscoelástico de dano contínuo simplificado (S-VECD)

Até então, o modelo VECD era baseado em ensaio monotônicos, que eram capazes de gerar a curva característica de dano, porém apresentava problemas como a necessidade de altas cargas para a realização do ensaio, restringindo sua utilização, e a incapacidade de utilizar critérios de falha por fadiga. Nascimento (2015) cita que o critério de falha é um dos mais importantes componentes de um modelo de previsão de dano por fadiga. Em outras palavras, baseando-se na definição de Kim (2009), o S-VECD foi concebido para uso em laboratórios para caracterização de danos com economia de tempo e com a possibilidade de assumir critérios de falha por fadiga.

O S-VECD foi fundamentado nos trabalhos de Underwood et al. (2009) e Underwood. et al. (2012), onde eles comentam que o modelo é capaz de identificar efeitos de fatores da mistura como o teor de ligante, tamanho dos agregados e teor de vazios. A principal vantagem do modelo simplificado é capacidade de suas

funções serem implementadas em ferramentas de análise estrutural, como elementos finitos, sem ajustes empíricos, permitindo uma simulação mais precisa do desempenho.

Underwood et al. (2012) discorre que, através de observações experimentais, entendeu-se que a quantidade de dano sofrido pela amostra no primeiro ciclo de carregamento é significativa e precisa ser analisada com rigor, e por isso o cálculo deve ser diferente dos demais. Foi observado também que com o novo procedimento de cálculo para o primeiro ciclo, os resultados do segundo e terceiro ciclo ficam comprometidos. Desse modo, o modelo inclui o cálculo anterior de dano no primeiro ciclo, chamado de $dS_{\text{transitório}}$, e deixa de fora alguns ciclos posteriores a este. Segundo os autores, esta abordagem equilibra o rigor teórico e as preocupações práticas. Sendo assim, para o cálculo considera-se para o primeiro ciclo uma análise rigorosa, com a formulação matemática do VECD, e para o restante do ensaio, chamado $dS_{\text{cíclico}}$ utiliza-se a nova formulação simplificada, reduzindo drasticamente a quantidade de dados para análise computacional sem que haja incremento de erros significativos.

Para uso do modelo, assume-se que o acúmulo de dano por fadiga ocorre somente no carregamento de tração, de tal forma que essa pseudo-deformação de amplitude de tração (ϵ^R) pode ser calculada como o produto da deformação e do módulo dinâmico (Equação 2.8). O parâmetro β , conhecido como fator de forma do carregamento, permite a quantificação do esforço de tração dentro do histórico de carregamento, sendo obtido através da Equação 2.9.

Para encontrar o valor da pseudo-rigidez (C), utiliza-se a Equação 2.10 para o cálculo da parcela transitória, visto que há somente tração na amostra. Para a parcela cíclica do cálculo, utiliza-se a Equação 2.11, como pode ser visualizado mais à frente.

$$\epsilon_{0,ta}^R = \frac{1}{E_R} \times \frac{\beta + 1}{2} \left((\epsilon_{0,pp}) \times |E^*|_{LVE} \right) \quad (2.8)$$

$$\beta = \frac{\sigma_{pico} + \sigma_{vale}}{|\sigma_{pico}| + |\sigma_{vale}|} \quad (2.9)$$

$$C = \begin{cases} C = \frac{\sigma}{\varepsilon^R \times DMR} & \xi \leq \xi_p & (2.10) \\ C^* = \left(\frac{\beta + 1}{2}\right) \times \frac{\sigma_{0,pp}}{(\varepsilon_{0,ta}^R) \times DMR} & \xi > \xi_p & (2.11) \end{cases}$$

Onde:

$\varepsilon_{0,ta}^R$ = pseudo-deformação de amplitude de tração;

E_R = módulo de referência;

β = fator de forma do carregamento;

$\varepsilon_{0,pp}$ = tensão de pico a pico;

$|E^*|_{LVE}$ = norma do módulo complexo ensaiado;

σ_{pico} = tensão no pico;

σ_{vale} = tensão no vale;

C = pseudo-rigidez

DMR = relação de módulo dinâmico

C^* = pseudo-rigidez para o cálculo transitório

Para normalizar a pseudo-rigidez é utilizado a relação de módulo dinâmico (DMR), que busca reduzir a variabilidade de amostra para amostra. O DMR é encontrado através da Equação 2.12.

$$DMR = \frac{|E^*|_{fingerprint}}{|E^*|_{LVE}} \quad (2.12)$$

Onde $|E^*|_{LVE}$ é o módulo dinâmico da mistura para a temperatura e frequência do ensaio, que é obtida através da curva mestra de comportamento viscoelástica por meio do ensaio de módulo complexo. O $|E^*|_{fingerprint}$ é o módulo obtido pelo procedimento realizado em cada amostra antes do ensaio de fadiga, cujo qual é feito com amplitudes muito pequenas de deformação para não induzir dano no material antes do ensaio.

Como último acréscimo do S-VECD, temos a formulação para o cálculo cíclico do parâmetro de evolução do dano dS , onde adiciona-se a formulação original do VECD, os parâmetros de variação de número de ciclos, o tempo reduzido de pulso e o fator de ajuste de carga.

A norma AASHTO TP 107 (2014) traz os detalhes dos procedimentos de testes e o processo de cálculo. A dedução completa das equações que constituem o S-VECD é um trabalho muito amplo e complexo, devendo ao leitor completar seus estudos com uma série de trabalhos, dentre eles: Kim et al. (2003), Kim et al. (2008), Underwood et al. (2009), Underwood et al. (2010), Hou (2009), Underwood et al. (2012) e Nascimento (2015) que realizou uma revisão abrangente a respeito disso.

2.7.2 Critério de falha por fadiga no S-VECD

Nos últimos anos, os modelos de previsão de fadiga foram aprimorados e cada vez mais permitem uma melhor compreensão de como o dano evolui em misturas asfálticas. Tais modelos precisam de um critério de falha preciso e efetivo, que leve em conta as propriedades fundamentais do material.

Os critérios tradicionais de falha apresentam alguns problemas conceituais. De acordo com Zhang et al (2013) e Sabouri e Kim (2014), o critério do ângulo de fase parece definir bem a vida de fadiga, porém os modelos de dano contínuo como o VECD não são capazes de prever as mudanças do ângulo de fase, ou seja, este critério é capaz de definir bem a falha, mas não é capaz de prevê-la. Outro critério clássico é o de queda de 50% da rigidez, que segundo os autores é extremamente empírico. Neste cenário, há necessidade de um novo critério de falha que se adapte adequadamente ao modelo e que seja capaz prever a falha com precisão.

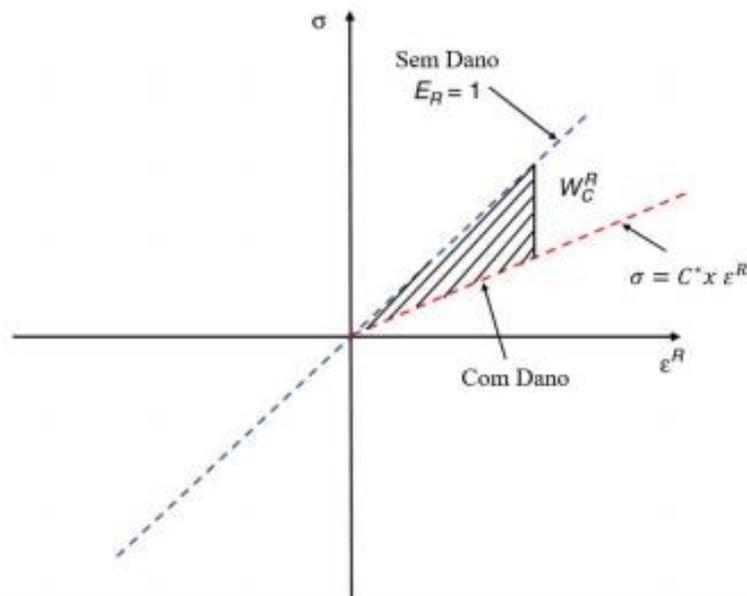
Sabendo dessa necessidade, Zhang et al. (2013) desenvolveram um novo cálculo de energia referente a taxa de dissipação de dano, que é capaz de prever a falha de fadiga de forma equivalente à queda do ângulo de fase em observações experimentais. Os autores propuseram uma abordagem em que a energia foi avaliada em um sentido cumulativo, baseando-se na liberação da quantidade máxima de energia de pseudo-deformação armazenada ao longo do histórico de carregamento. Tal energia é dada pela Equação 2.13.

$$W_{max}^R = \frac{1}{2} (\sigma_{max})_i (\epsilon_{max}^R)_i = \frac{1}{2} (\sigma_{0,ta})_i (\epsilon_{0,ta}^R)_i \quad (2.13)$$

A energia de pseudo-deformação máxima armazenada em cada ciclo se refere a capacidade do material de armazenar energia. Na medida que o dano for se

acumulando, a pseudo-rigidez diminui e o material começa a perder a energia armazenada. A diferença entre a energia de pseudo-deformação máxima armazenada de um ciclo para outro é o dano (Figura 2.6), sendo chamada de energia de pseudo-deformação total liberada e denotada como W_C^R .

Figura 2.6 - Representação gráfica da energia de pseudo-deformação liberada W_C^R



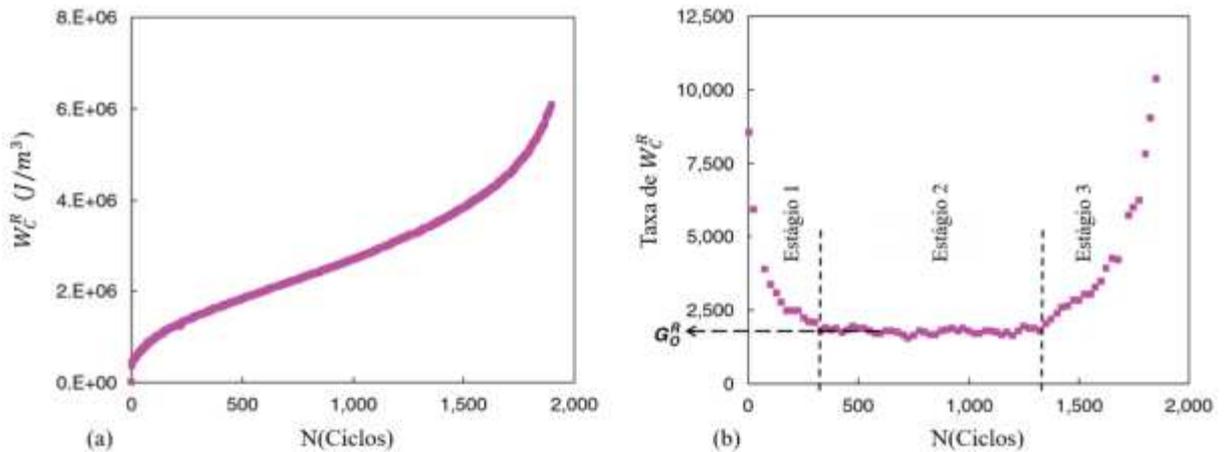
Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2013).

W_C^R pode ser calculado por meio da Equação 2.14, sendo dependente da amplitude de pseudo-deformação e da redução da pseudo-rigidez.

$$W_C^R = \frac{1}{2} (\epsilon_{0,ta}^R)^2 (1 - C_i^*) \quad (2.14)$$

Ainda segundo Zhang et al. (2013), a evolução de W_C^R pode ser dividida em três regiões. Na primeira, há uma queda da taxa como resposta ao comportamento típico de ensaios cíclicos e na terceira fase a taxa cresce exponencialmente sugerindo o início da propagação de trincas. No estágio intermediário, há uma zona estável em que a energia de pseudo-deformação liberada por ciclo é constante. Tais regiões ficam evidenciadas na Figura 2.7.

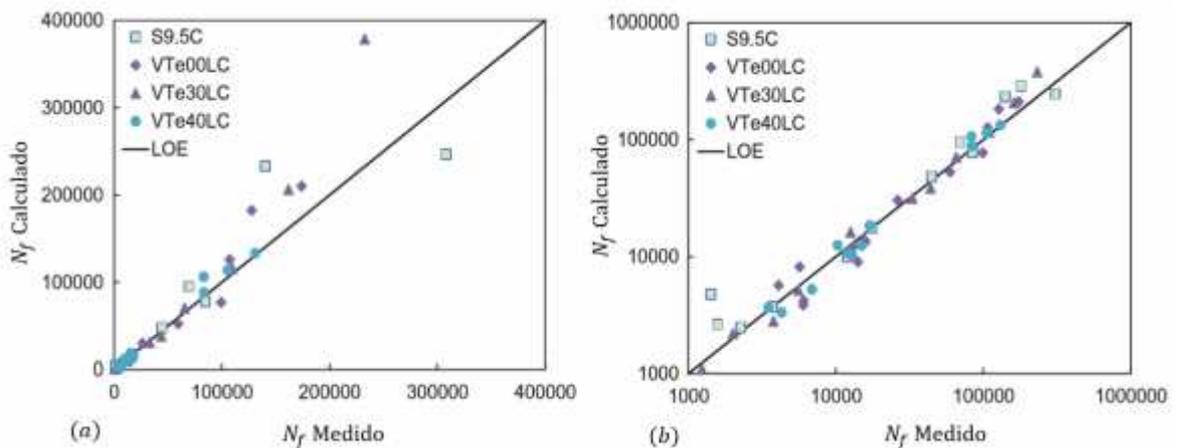
Figura 2.7 - Evolução (a) e taxa (b) da energia de pseudo-deformação liberada (W_C^R)



Fonte: Adaptado de Sabouri e Kim (2014).

A partir dos dados obtidos, foi feito o cruzamento do G_0^R com o número de ciclos de falha por fadiga (N_f) definidos através da queda do ângulo de fase e encontrou-se resultados com uma correlação muito boa. Com esta verificação, os autores puderam implementar o critério G_0^R no protocolo S-VECD para prever o ciclo de falha por fadiga (N_f). Na figura 2.8 pode ser comparado os resultados de N_f obtidos pelo critério e o N_f experimental definido pela queda do ângulo de fase.

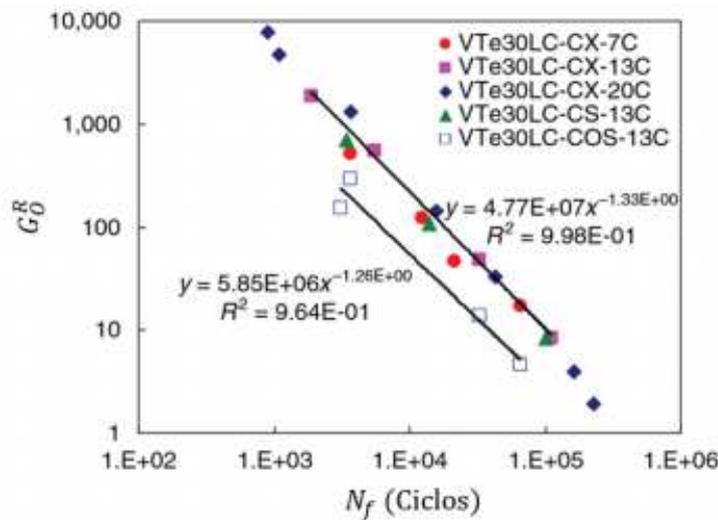
Figura 2.8 - Comparação entre N_f previsto pelo critério G_0^R e N_f experimental definido pela queda do ângulo de fase. (a) Escala aritmética; (b) Escala logarítmica.



Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2013).

Contudo, Sabouri e Kim (2014) observaram que o modelo depende do carregamento utilizado durante o ensaio. Para ensaios com tensão controlada e deslocamento do atuador controlado o modelo apresenta resultados que seguem uma tendência, porém para ensaios com deformação controlada isso não se aplica, como fica evidenciado na Figura 2.9.

Figura 2.9 - G_0^R vs N_f para diferentes modos de carregamento



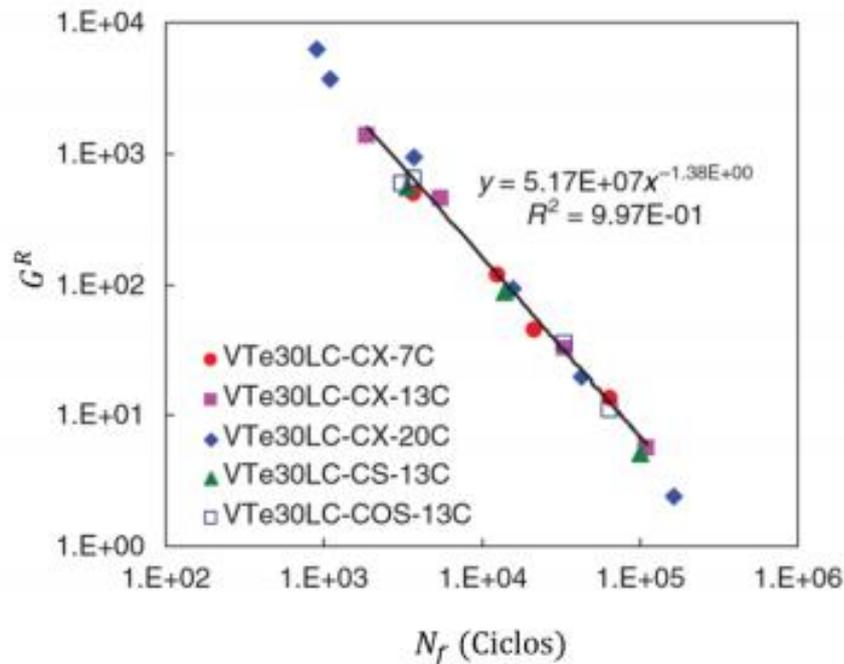
Fonte: Adaptado de Zhang et al. (2013).

Partindo disso, os autores utilizaram a base teórica do G_0^R e atualizaram o critério para diferentes modos de carregamento. Para isso, levaram em conta que, de acordo com o tipo de carregamento, é induzido diferentes modos de evolução da energia de pseudo-deformação liberada, necessitando então considerar toda a história de carregamento. Assim, Sabouri e Kim (2014) definem o novo critério G^R como sendo a taxa de mudança da energia de pseudo-deformação liberada por ciclo através de toda a história de carregamento (Equação 2.15).

$$G^R = \frac{W_C^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_C^R}{N_f} \quad (2.15)$$

Com essa nova abordagem, todos os resultados seguem a mesma tendência, como pode ser observado na figura 2.10.

Figura 2.10 - G^R vs N_f para diferentes modos de carregamento



Fonte: Adaptado de Sabouri e Kim (2014).

Por meio do critério G^R e do modelo S-VECD, obteve-se um protocolo de previsão de falha por fadiga com boa precisão, que apresenta os mesmos resultados independentemente do modo de carregamento ou temperatura, levando em conta apenas a história de carregamentos e a pseudo-deformação do material, que são obtidos do ensaio de Módulo Complexo e do Ensaio Uniaxial Cíclico de Fadiga a Tração-compressão.

2.8 MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MEDINA)

O MeDiNa teve seu início na tese de doutorado de Franco (2007), na qual o autor desenvolveu o software SisPav (2007). Posteriormente sofreu atualizações e em 2013 tornou-se o SispavBR, que em 2017 passou a se chamar "MeDiNa" em homenagem ao professor Jacques de Medina da COPPE/UFRJ. Ele leva em conta a análise do tráfego para diferentes tipos de eixos de caminhões, considerando variações sazonais do tráfego e diversos tipos de materiais de comportamento elástico, tanto linear como não-linear. Além disso, possui modelos de previsão de

danos desenvolvidos a partir de ensaios brasileiros, parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias deflectométricas calculadas para controle de execução no campo. Para desenvolver o programa, foi utilizada a teoria da elasticidade como método para cálculo de tensões, deformações e deslocamentos na estrutura do pavimento, se baseando na análise elástica de múltiplas camadas.

O programa estipula o dano acumulado empregando a hipótese de Miner, a partir do dano médio, cujo qual é estimado numa malha de 22 pontos distribuídos pela camada de revestimento. Para cada período, o dano médio é calculado em uma grade de pontos igualmente distribuídos, com 11 na superfície inferior e 11 na superfície superior. O dano médio acumulado (DMA) é calculado pela divisão do número atual de aplicação de carga (n) pelo número admissível de aplicações (N), não sendo levado em conta a temperatura no cálculo, como mostrado na Equação 2.16.

$$DMA = \sum \left(\frac{n}{N} \right)_{t,c} \quad (16)$$

Com o dano acumulado, o MeDiNa calcula a porcentagem de área trincada, empregando uma função matemática S , através dos coeficientes A e B que estão apresentados na Tabela 2.4 e os coeficientes de regressão $k1$ e $k2$ da curva de fadiga da mistura, que são definidos através do Ensaio de Fadiga à Compressão Diametral.

Tabela 2.4 - Calibração do modelo de fadiga do MeDiNa.

Coeficiente A	1993,7
Coeficiente B	0,3737
Parâmetro A da curva média do erro padrão	13,8
Parâmetro B da curva média do erro padrão	0,3263

Fonte: Adaptado do software MeDiNa – v1.1.3.0 – set/2019.

3 METODOLOGIA

3.1 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é um desdobramento das pesquisas feitas por Nascimento (2015), Rossato (2015), Santos (2015), Bueno (2019) e Bordin (2020). Nascimento (2015) tem papel fundamental por toda a contribuição que sua tese proporcionou, especialmente pela validação das funções de transferência entre dano e porcentagem de área trincada, as quais são necessárias para a realização deste estudo. Rossato (2015) merece reconhecimento pela caracterização da mistura asfáltica de interesse neste estudo e pela realização na mesma dos ensaios de Módulo de Resiliência e Ensaio de Fadiga à Tração Indireta. Os trabalhos de Santos (2015), Bueno (2019) e Bordin (2020) também são de grande valia, pois estes realizaram o monitoramento do trecho experimental ao longo de anos na Avenida Hélio Basso, Santa Maria/RS, contabilizando o volume de tráfego e acompanhando o surgimento de patologias no pavimento, incluindo o trincamento por fadiga. Através do banco de dados confiável criado por esses autores, foi possível alimentar o software L-VECD e o MeDiNa e então compara-los à situação em campo e outros cenários hipotéticos para tirar conclusões dos resultados obtidos.

Inicialmente buscou-se fazer uma análise da situação real em que o trecho está submetido. Para isso, utilizou-se a estrutura original do pavimento e o N do trecho para o ano de abertura ao tráfego. Tendo em mãos a caracterização da mistura, utilizou-se o software L-VECD e obteve-se a curva de dano da mistura. Após isso, foi aplicada a função de transferência de Nascimento (2015) e obteve-se a área trincada estimada. Paralelamente a isto, também foi utilizado o software MeDiNa – v.1.1.3.0 – set/2019, que se baseia em outros parâmetros de danificação da mistura, para obter a previsão de área trincada. Com posse disto, busca-se comparar com a área trincada de fato, medida em campo, e tirar conclusões quanto a acurácia destes modelos de previsão.

Após esta primeira fase, passou-se então para outras situações, com variações no volume de tráfego e nas camadas que constituem o pavimento, com intuito de comparar as respostas de ambos modelos de previsão para tráfego médio, pesado e muito pesado, verificando também os seus resultados perante diferentes

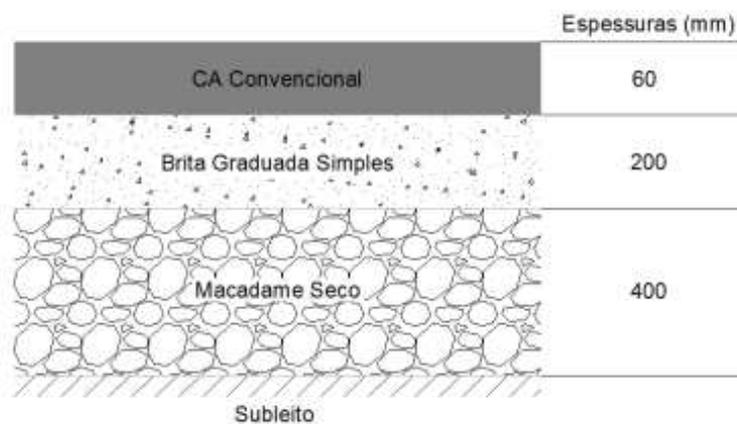
espessuras de camadas para ser possível concluir se os mesmos convergem totalmente ou divergem em parte.

3.2 APRESENTAÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

O trecho monitorado encontra-se na Avenida Helvio Basso, na cidade de Santa Maria/RS, possuindo 280 metros de extensão e está localizado em altitude média de 85 m, iniciando na latitude 2942'46,77" Sul, longitude 5348'49,59" Oeste e terminando na latitude 2942'37,96" Sul, longitude 5348'43,59" Oeste. Para um melhor entendimento, buscou-se contextualizar o sistema construtivo das estruturas, os materiais utilizados, as espessuras das camadas, o tráfego atuante e as condições climáticas da região, abrangendo ao máximo as peculiaridades envolvidas.

O pavimento é composto por um subleito de solo argiloso, classificado por Santos (2015) como A-6 (Sistema Rodoviário de Classificaao - TRB). Possui uma camada de sub-base composta por duas camadas de macadame seco com 200 mm de espessura cada, seguida por outra de 200 mm de brita graduada simples. O revestimento é composto por uma camada de 60 mm de concreto asfáltico feito com CAP 50/70 e o com diâmetro máximo nominal dos agregados de 12,5mm. A Figura 3.1 apresenta um esquema representativo do pavimento.

Figura 3.1 - Estrutura do pavimento monitorado



O trecho foi implantado em 2013 durante as obras de duplicação da Avenida Hélio Basso, tendo a liberação para passagem do tráfego em 18 de maio de 2013. Na época de abertura ao tráfego, foi quantificado, por Santos (2015), com um VDM unidirecional de 15181 e calculado um $N_{USACE} = 7,18 \times 10^5$ anual. De acordo com Bueno (2019), o tráfego médio anual em 2018 para essa faixa de rolamento apresentou $N_{USACE} = 1,40 \times 10^6$, o que demonstra um crescimento expressivo para este curto período de tempo.

3.3 ACOMPANHAMENTO DOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

3.3.1 Contagens de tráfego

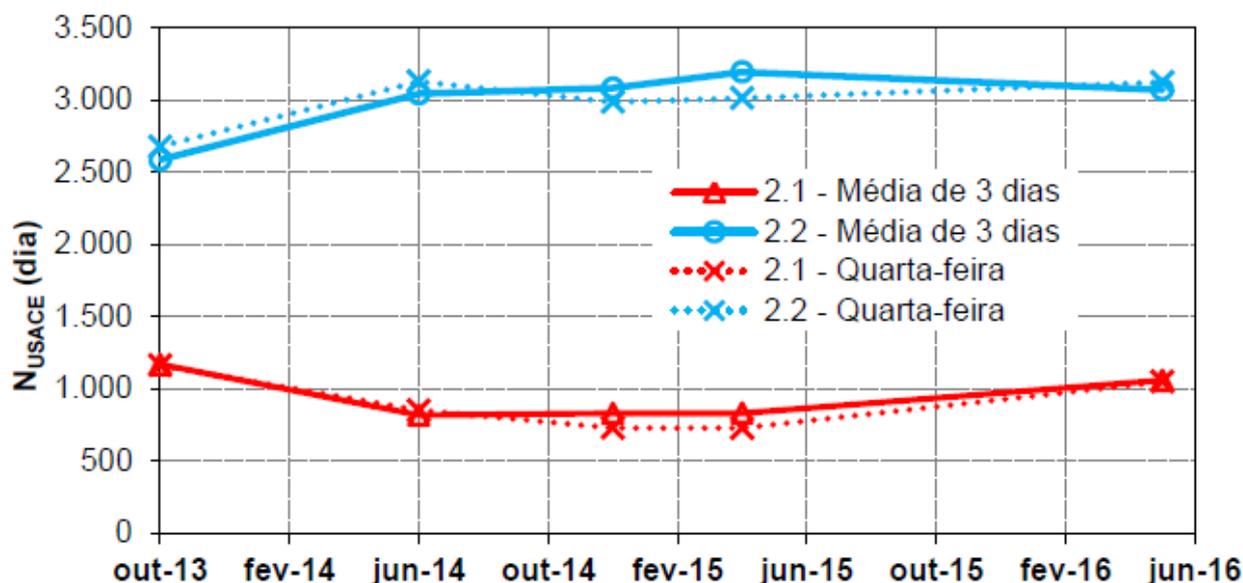
Trata-se de um procedimento para caracterizar o tráfego no trecho e com isso determinar o número N pertinente à via. Para calcular o N foi escolhido utilizar os fatores de equivalência de carga determinados pela USACE, em função de ele possuir maior disseminação nos órgãos rodoviários nacionais. As informações utilizadas foram obtidas através da tese de Bueno (2019), que realizou contagens volumétricas e compilou dados do local desde 2013, com dados coletados semestralmente em uma semana típica, com três dias consecutivos (terça, quarta e quinta-feira) das 06:00 às 22:00. A partir de 2016, as avaliações passaram a ser feitas em apenas um único dia devido à consistência comprovada dos dados adquiridos por essa nova metodologia.

Esta prática pouco interferiu na obtenção da grandeza dos valores finais, pois a diferença percentual média entre eles ficou menor do que 1%, com os dois métodos possuindo valores muito próximos como pode ser visualizado na Figura 3.2 onde estão expostos os comparativos entre N_{USACE} determinado pela média de três dias confrontado com o N_{USACE} referente ao de apenas coletado na quarta-feira.

Para melhor ajustar o fluxo de veículos e preencher a lacuna criada por realizar contagem apenas nas quartas-feiras, foi contabilizado o tráfego em um final de semana típico (sábado e domingo) e uma noite/madrugada típica de uma quarta-feira (das 22:00 do dia anterior às 06:00 do dia seguinte) e através da aplicação de fatores multiplicadores de ajuste de tráfego para cada classe de veículo nestes horários, usando os acréscimos ou reduções médias dos horários contados semestralmente, chegou-se a valores de tráfego contabilizado que buscam se

assemelhar da melhor maneira possível ao tráfego real. Santos (2015) e Martins (2018) também efetuaram processos semelhantes de extrapolação do tráfego.

Figura 3.2 - Diferença entre levantamento realizado em 1 dia e 3 dias (média dos 3 dias), para a pista da direita (2.2) e esquerda (2.1).



Fonte: Bueno (2019)

Devido à impossibilidade de realização de pesagens dos veículos comerciais, todos os eixos foram considerados com a sua carga máxima legal, estabelecidos pelo CONTRAN (1998). Tais limites estão exibidos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Cargas Máximas legais dos eixos comerciais adotados na composição do tráfego

Tipo de eixo comercial	Carga máxima legal (kN)
ESRS – Eixo Simples de Rodas Simples	60
ESRD – Eixo Simples de Rodas Duplas	100
ETD – Eixo Tandem Duplo	170
ETT – Eixo Tandem Triplo	255

Fonte: Adaptado de CONTRAN, 1998.

3.3.2 Acompanhamento do percentual de área trincada (AT%)

Para determinar o percentual da pista comprometido por trincas foi utilizada a metodologia descrita por Nascimento (2015), onde todos os defeitos de trincas e fissuras isoladas foram considerados sem diferenciação. A realização do levantamento consiste na divisão da faixa do trecho experimental em retângulos de um ou dois metros de comprimento por um terço da largura da respectiva faixa e então detecta-se se há defeitos de trincamento nestas delimitações. Havendo qualquer defeito associado ao trincamento por fadiga, considera-se que a área total do retângulo está trincada. O percentual de área trincada é obtido pela relação entre o número de retângulos com presença de fissuras pelo número total de retângulos no trecho monitorado. A execução do levantamento pode ser observada na Figura 3.3.

Figura 3.3 - Execução do levantamento de área trincada



Fonte: Bueno (2019)

3.4 APLICAÇÃO DO MODELO VISCOELÁSTICO DE DANO CONTÍNUO SIMPLIFICADO

Esta seção possui como objetivo explicar o processo de aplicação do modelo S-VECD, dividindo em tópicos o procedimento adotado, de forma que facilite o entendimento de cada etapa.

3.4.1 Caracterização linear viscoelástica

Para fazer uso do software LVECD é necessário a caracterização linear viscoelástica por meio da realização do ensaio de Módulo Complexo (E^*), que foi conduzido por Faccin (2018) e seguiu a normativa da AASHTO T 342 - Determining Dynamic Modulus of Hotmix Asphalt Concrete Mistures, cujos corpos de prova possuíam diâmetro entre 100 e 104 mm e altura entre 147,5 e 152,5 mm. De acordo a normativa citada anteriormente, o Módulo Complexo é determinado após aplicações de carga nas frequências de 25 Hz, 20 Hz, 10 Hz, 5 Hz, 2 Hz, 1 Hz, 0,5 Hz, 0,2 Hz, 0,1 Hz, e 0,01 Hz, e nas temperaturas de -10 C, 4C, 21C, 37C, 54C.

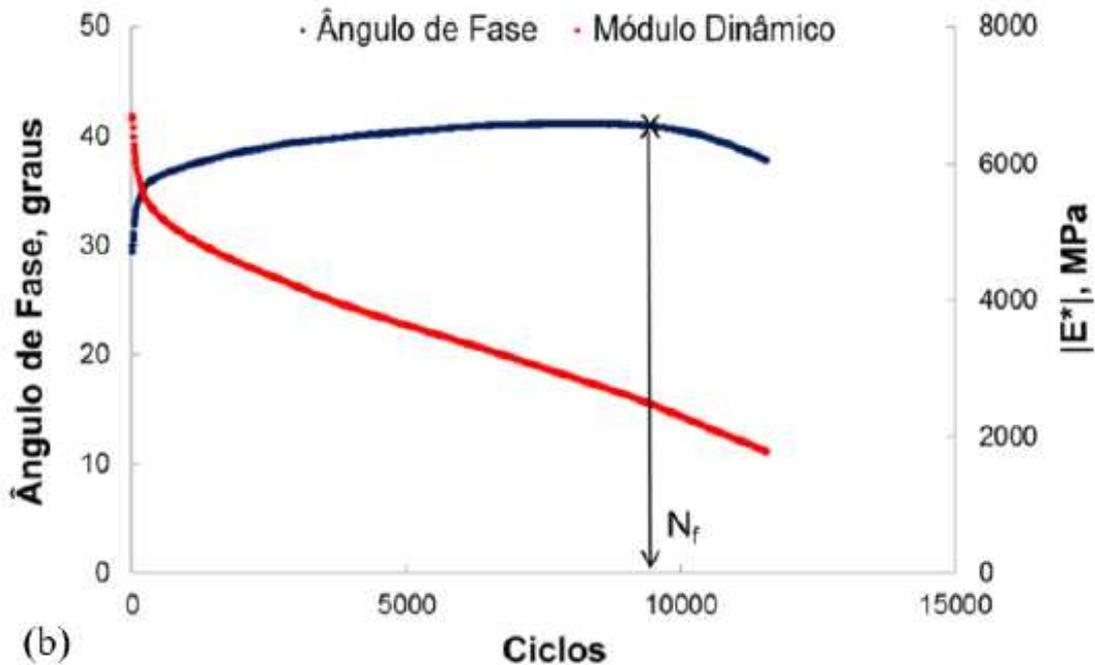
Nascimento (2015) caracterizou o comportamento viscoelástico linear da mistura de interesse deste trabalho, fazendo sua análise por meio do espaço Cole-Cole, do Diagrama Black, da curva mestra de Módulo Dinâmico e da curva mestra de ângulo de fase. Os dados obtidos por Nascimento (2015) estão expostos em parte no trabalho de Bueno (2019).

3.4.2 Ensaio Uniaxial Cíclico de Fadiga à Tração-compressão

Este ensaio segue as prescrições da norma AASHTO TP 107 - 14 - Standard Method of Teste for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Testes, e consiste em aplicar ao corpo de prova deformações cíclicas, de amplitude constante, até que ocorra sua ruptura ou defasagem do ângulo de fase (Figura 3.4). Durante a realização do ensaio é coletado os dados do deslocamento do atuado, a deformação, a carga, a temperatura do núcleo e da superfície, o ângulo de fase e o módulo dinâmico. Nascimento (2015) realizou este ensaio para a mistura em análise neste trabalho.

Por isso, foi usado os dados obtidos por ele para implementa-la no programa computacional LVECD.

Figura 3.4 - Evolução do ângulo de fase e do Módulo Dinâmico no ensaio de fadiga à tração-compressão



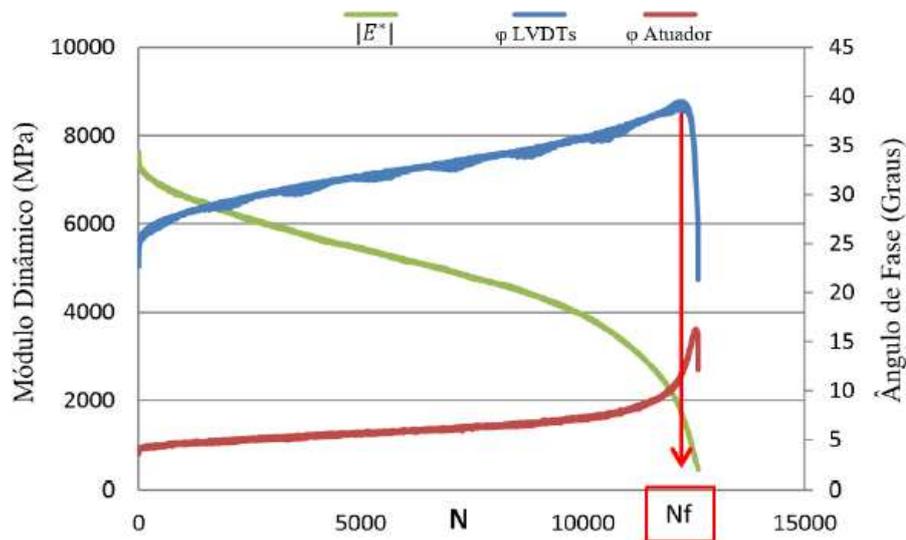
Fonte: Nascimento (2014).

3.4.3 Obtenção da curva característica de dano

Para aplicação do modelo S-VECD, além das propriedades de viscoelasticidade, são necessários os dados de *fingerprint* e a entrada dos dados obtidos por meio do ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão. A entrada destes três dados é feita em um código MATLAB, que compila o banco de dados de cada amostra gerando a curva característica de dano.

Inicialmente os dados brutos de ensaio são combinados em uma única formatação, de forma que seja possível a criação de um gráfico de interesse (Figura 3.5) e dele tirar as informações de Módulo Dinâmico e ângulo de fase durante os ciclos de carga.

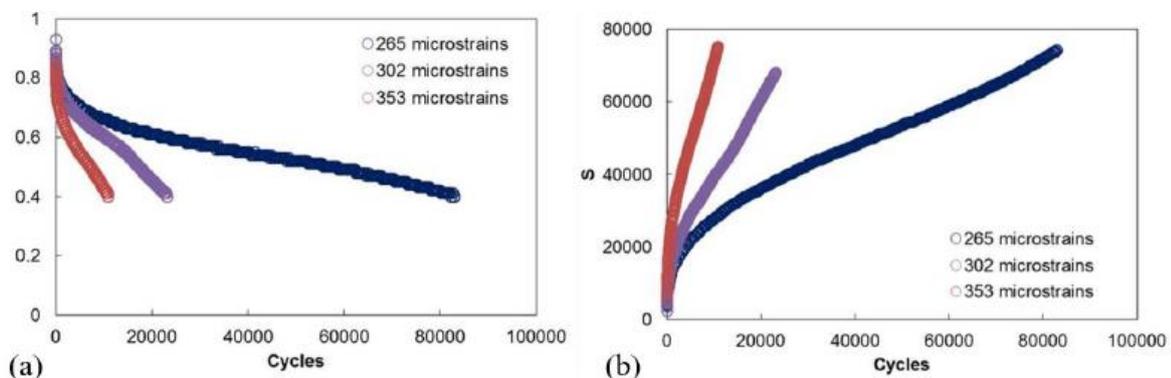
Figura 3.5 - Exemplo de Módulo Dinâmico e ângulo de fase durante os ciclos de carga



Fonte: Adaptado de Babadopulos (2014).

Após isso, executa-se a rotina de cálculo referente à evolução da integridade (pseudo-rigidez) do material e a evolução do acúmulo de dano. A Figura 3.6 apresenta tais evoluções.

Figura 3.6 - Exemplos de evolução da integridade do material e do acúmulo de dano

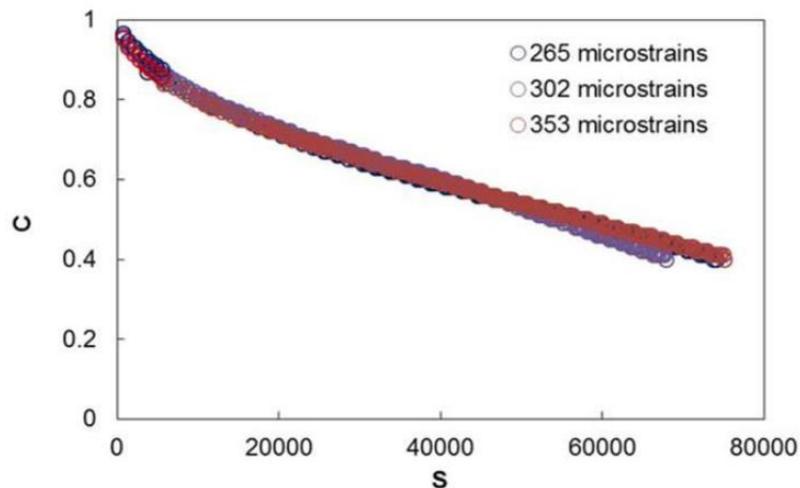


Fonte: Nascimento (2015).

A curva característica de dano (C vs S) é uma propriedade do material, ou seja, independe da condição de carregamento e da temperatura em que foi

ensaiado. Sendo assim, as curvas obtidas em função do número de ciclos para cada amostra, feitas em níveis diferentes de deformação, devem colapsar umas sobre as outras quando analisadas em relação à integridade do material pelo dano acumulado, como ocorre e fica evidenciado na Figura 3.7.

Figura 3.7 - Exemplos de curvas características de dano



Fonte: Nascimento (2015).

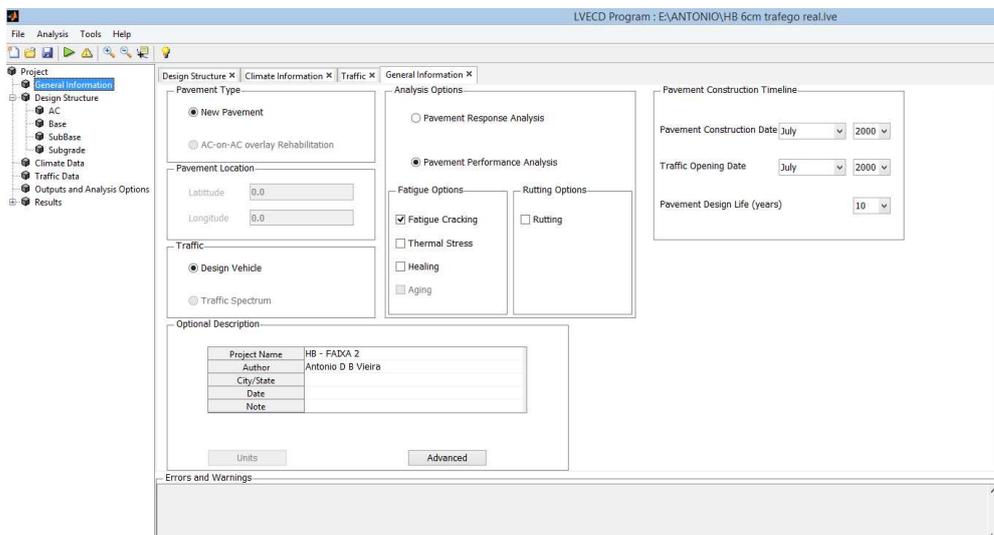
3.5 ANÁLISE DE DESEMPENHO POR MEIO DO LVECD

A relação tensão-deformação é de fundamental importância no desempenho de um pavimento. Para Huang (2004), a principal forma de abordar esta relação é considerar as camadas do pavimento como materiais elásticos solicitados por cargas axissimétricas estacionárias. Porém, as misturas asfálticas apresentam comportamento viscoelástico, o que diminui a precisão nestas situações. Já o modelo S-VECD se baseia em uma abordagem viscoelástica de cargas em movimento, considerando que o carregamento gera tensões tridimensionais. Eslaminia et al. (2012), baseando-se no S-VECD, desenvolveram o software Layered Viscoelastic Pavement Analysis For Critical Distresses (LVECD), que está estruturado para prever o comportamento de fadiga e deformação permanente, através da mecânica de dano contínuo e modelos viscoplásticos.

Para o uso do LVECD é admitido que a estrutura do pavimento consiste em um sistema de camadas infinitas, pois as dimensões do pavimento são muito grandes em relação ao tamanho do pneu e a espessura do pavimento. Sabendo da importância da temperatura, existem perfis de temperatura, que foram simulados como função cíclica com período de um ano, possibilitando assim que os cálculos de tensão e deformação sejam reduzidos apenas para um ano representativo. Também são consideradas diferentes propriedades do material, de acordo com a camada. As camadas de base são idealizadas como materiais elásticos lineares, pois os efeitos de sua não-linearidade não são significativos em comparação com as aproximações referente à modelagem de variação do tráfego e temperatura. Desta forma, possuindo os dados climáticos, o tráfego, a estrutura do pavimento e as características lineares de viscoelasticidade, é possível simular o desempenho do pavimento quanto ao dano por fadiga ao longo do tempo.

A interface do LVECD possui seis abas principais, com cinco referentes à entrada de dados e uma com os resultados para verificação. A primeira aba (Figura 3.8) é referente às informações gerais do projeto, onde é determinado o tipo de pavimento, forma de entrada de dados para representação do tráfego, as formas de análise do pavimento, o histórico da data de construção e abertura ao tráfego, o período de projeto, entre outras coisas opcionais.

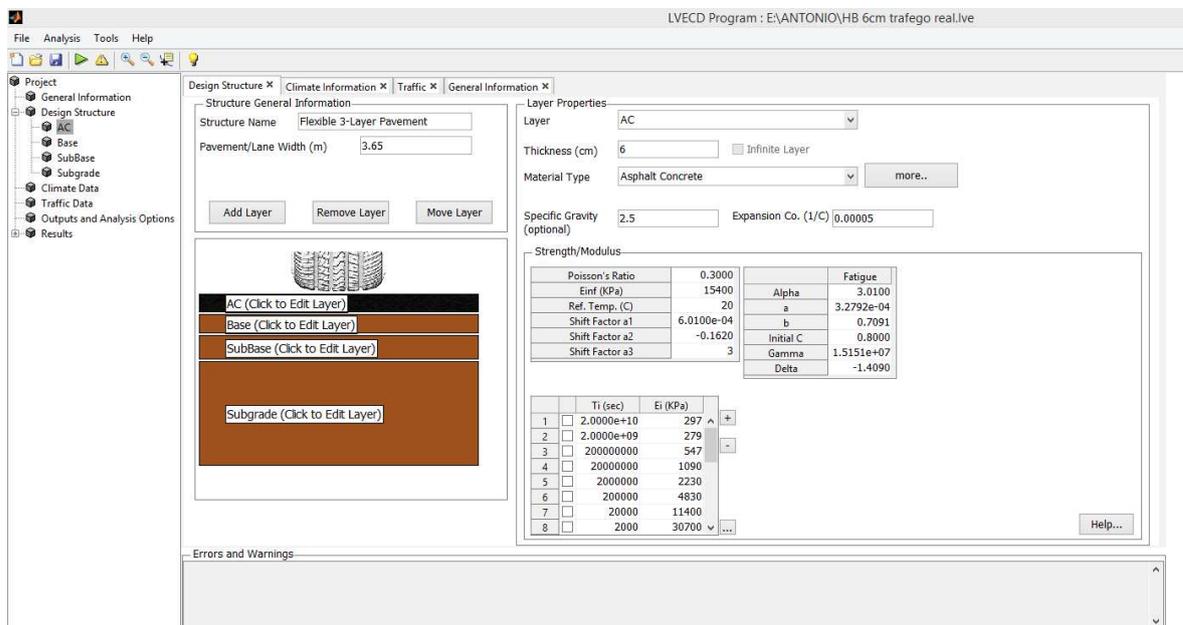
Figura 3.8 - Aba “General Information”



Neste trabalho, foi considerado o pavimento como novo, ou seja, considerando a época em que foi implantado (2013). Os dados do tráfego foram determinados como o número de passagens diária do eixo padrão. Para ser feita a análise do dano por fadiga, foi selecionada a opção *"Pavement Performance Analysis"*. A análise quanto a deformação permanente não foi avaliada neste trabalho, pois não faz parte do escopo deste estudo. A prática usual no dimensionamento de pavimentos é considerar um período de projeto de 10 anos, sendo assim o período adotado para as previsões deste trabalho.

Após o preenchimento com as informações gerais, avança-se para os dados da estrutura do pavimento, onde são inseridos a largura da faixa e a tipologia estrutural do pavimento, como pode ser visto na Figura 3.9. Em seguida, edita-se os *layers* de cada camada.

Figura 3.9 - Aba *"Design Structure"*, referente ao Concreto Asfáltico



Fonte: Adaptado do software LVECD.

Para a camada de concreto asfáltico são necessários os dados da caracterização viscoelástica em termo de Séries de Prony, coeficientes de translação do princípio de superposição tempo-temperatura e coeficientes C_{11} e C_{12}

do ajuste do modelo de potência proveniente do S-VECD para a curva C vs S , além do parâmetro de evolução do dano α e os coeficientes γ e Δ das curvas Gr vs Nf . Esses dados foram obtidos por Nascimento (2015) e apresentados na tese de doutorado de Bueno (2019), podendo ser visualizados na Tabela 3.2, de modo a facilitar a reprodução da simulação por terceiros ou caso os mesmos desejem ampliar a análise abordando pontos que possam não ter tido a devida importância neste estudo.

Tabela 3.2 - Parâmetros da Mistura (LVECD)

E inf (kPa)	$1,54 \times 10^4$	Alpha	3,01
Ref. Temp (°C)	20	a	0,000327921
Shift Factor a1	$6,01 \times 10^{-4}$	b	0,70913766
Shift Factor a2	$-1,62 \times 10^{-1}$	Initial C	0,8
Shift Factor a3	3,00	Gamma	$1,52 \times 10^7$
		Delta	-1,409

Fonte: Adaptado de Bueno (2019).

Já para as demais camadas, foi utilizado os módulos de resiliência encontrados por Bueno (2019) através de retroanálise feita no trecho, que para sua realização foi assumida a rigidez da camada asfáltica como o valor de módulo dinâmico da curva mestra do ensaio de módulo complexo da mistura em análise, com frequência de 10 Hz e temperatura de 25°C. Para os coeficientes de Poisson, foram utilizados os mesmos que Bueno (2019) em sua tese de doutorado e que, juntamente com os valores de rigidez, podem ser visualizados na Tabela 3.3. Os layers da camada de base, sub-base e subleito possuem a mesma interface, cujo quais ficam exemplificados na Figura 3.10, que é referente à base.

O próprio software possui um banco de dados padrão com modelos climáticos. Este banco de dados conta com informações de temperatura para todos os dias do ano, separados de hora em hora, em diferentes estados e cidades norte-americanas. Para se aproximar da condição da região sul do Brasil, foi utilizado o modelo da cidade de San Diego, no estado da Califórnia. De acordo com

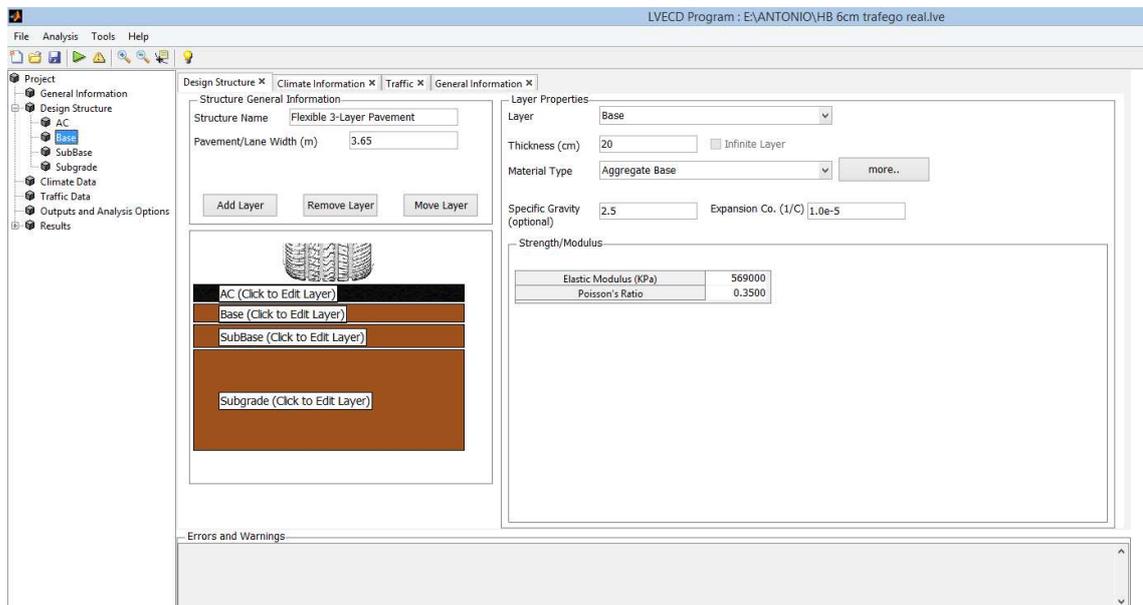
Nascimento (2015) esta cidade é que apresenta maior semelhança ao clima da região sul do Brasil. O preenchimento da aba pode ser visualizado na Figura 3.11.

Tabela 3.3 - Rigidez Características das camadas e coeficientes de Poisson adotados

Material	Rigidez das camadas (MPa)	Coeficientes de Poisson
Base granular	569	0,35
Sub-base granular	189	0,40
Subleito	160	0,45
Concreto Asfáltico	-	0,30

Fonte: Adaptado de Bueno (2019).

Figura 3.10 - Aba “Design Structure”, referente à base granular

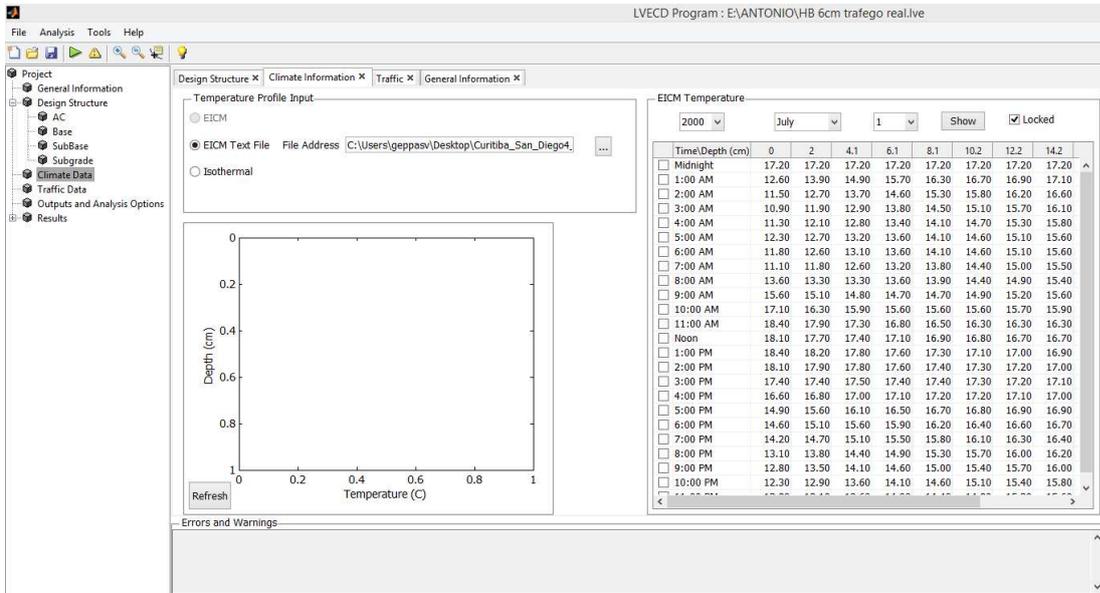


Fonte: Adaptado do software LVECD.

Quanto ao tráfego, a aba referente a ele está exposta na Figura 3.12. Neste trabalho foi utilizado o tráfego anual de $7,18 \times 10^5$ solicitações exposto no trabalho de Bueno (2019) após contagem de tráfego realizada na época de implantação do pavimento em questão, no ano de 2013, sendo considerado crescimento de 3% ao

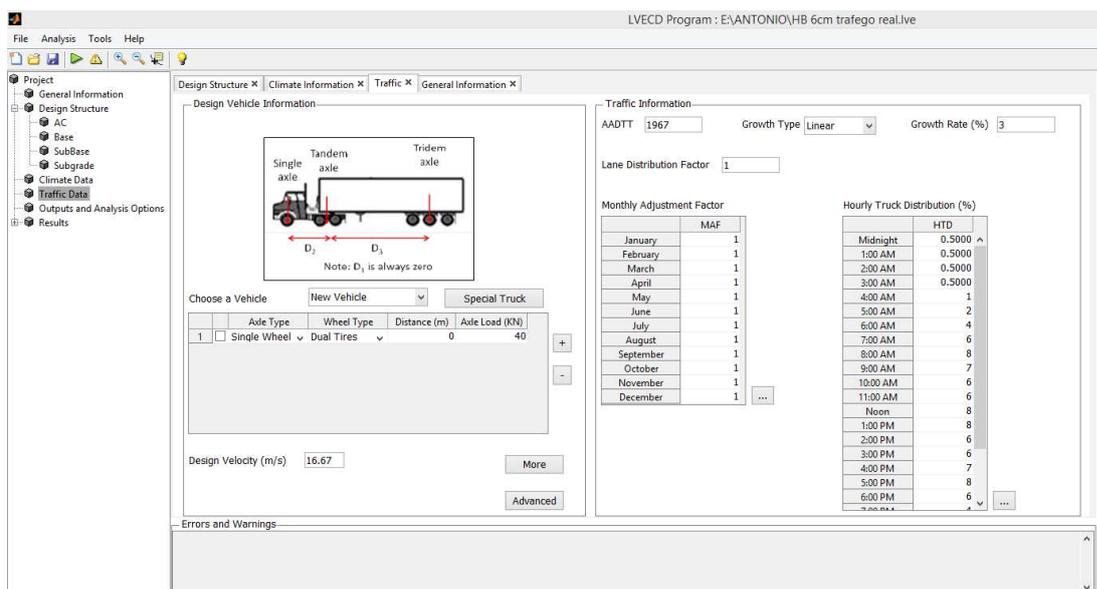
ano do volume de tráfego, configurado pelo autor dentro da área adequada do próprio software LVECD.

Figura 3.11 - Aba “Climate Data”



Fonte: Adaptado do software LVECD.

Figura 3.12 - Aba “Traffic”



Fonte: Adaptado do software LVECD.

A distribuição ao longo dos meses do ano foi considerada de forma uniforme, variando apenas ao longo das horas do dia conforme a Tabela 3.4, utilizando os dados de Nascimento (2015), pois assim simula-se de maneira mais fiel a incidência do tráfego em diferentes temperaturas ao longo do dia, pois diferentes temperaturas levam a diferentes valores de rigidez e, por consequência, diferentes relações de tensões e deformações.

Tabela 3.4 - Distribuição do tráfego ao longo das horas do dia

Distribuição do tráfego					
Hora	%	Hora	%	Hora	%
0	0,5	8	8	16	7
1	0,5	9	7	17	8
2	0,5	10	6	18	6
3	0,5	11	6	19	4
4	1	12	8	20	2
5	2	13	8	21	1
6	4	14	6	22	1
7	6	15	6	23	1

Fonte: Adaptado de Nascimento (2015).

Após realizar a simulação para o tráfego obtido através do levantamento de Bueno (2019), alterou-se o número de solicitações para se enquadrar nos divisores ne níveis de tráfego de Ceratti et al. (2015) quanto ao trafego baixo, moderado, alto e muito pesado, como apresentado na Tabela 3.5. Além destes divisores, foi adotado o valor de $2,5 \times 10^7$ para se encaixar entre os limites de alto e muito pesado, além de um que representasse um tráfego próximo de descomunal, com 10^8 solicitações.

Para o contato pneu-pavimento, foi considerada área de contato retangular com relação comprimento/largura de 1,5714 e a inflação dos pneus em 800 KPa, com espaçamento entre os centros dos dois pneus do rodado de 30,47 cm. A velocidade de passagem foi determinada como 60 Km/h, pois é a velocidade

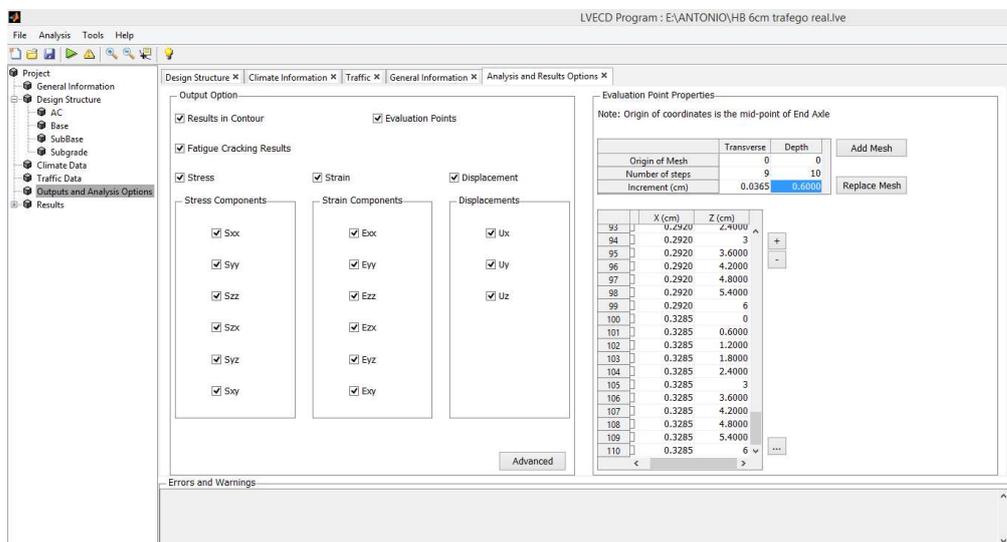
permitida na via. A última aba de entrada de dados está relacionada com a escolha de respostas que o software deve fornecer, conforme a necessidade de cada usuário (Figura 3.13).

Tabela 3.5 - Níveis de Tráfego utilizados

Designação segundo o nível de tráfego	N_{USACE} - DNIT, 2006
Baixo Volume de Tráfego	$N \leq 10^6$
Moderado Volume de Tráfego	$10^6 < N \leq 10^7$
Alto Volume de Tráfego	$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$
Muito pesado – volume muito alto de tráfego	$N > 5 \times 10^7$

Fonte: Adaptado de Ceratti et al. (2015).

Figura 3.13 - Aba “Outputs and Analysis Options”

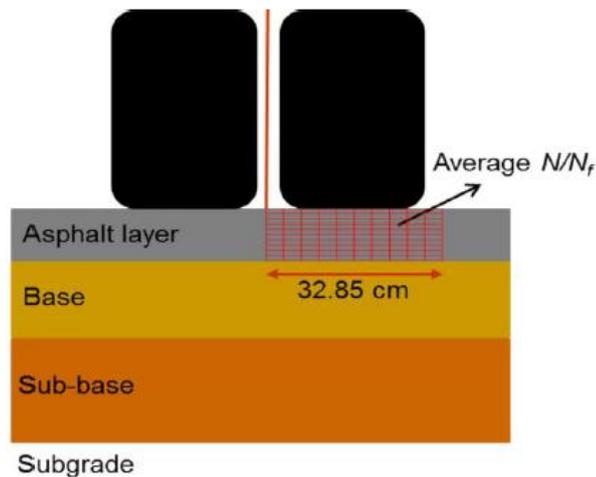


Fonte: Adaptado do software LVECD.

Nesta mesma aba também se determina a malha de pontos para análise, que foi de 110 pontos. 10 pontos são distribuídos na horizontal por 32,85 cm a partir do centro entre as duas rodas, e 11 pontos são distribuídos na vertical igualmente espaçados ao longo da espessura da camada de concreto asfáltico. Esta malha foi escolhida em função de que outros autores também a usaram, como é o caso de

Nascimento (2015), Fritzen (2016), Mocelin (2018), Schuster (2018) e Bueno (2019). A malha pode ser visualizada na Figura 3.14.

Figura 3.14 - Malha de pontos utilizada para determinação de dano médio acumulado na camada de revestimento



Fonte: Nascimento (2015).

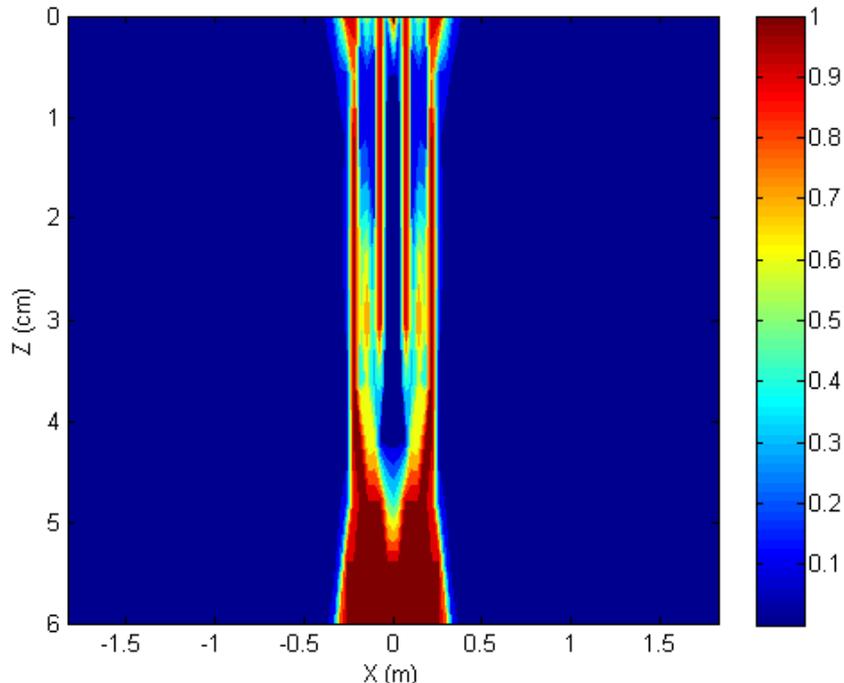
A última aba apresenta os resultados obtidos através da simulação, onde é possível acessar gráficos de contorno que o próprio software gera para todos os meses ao longo do projeto, com as áreas danificadas sendo diferenciadas por cores. Cores mais quentes (vermelho) representam áreas com maior danificação, enquanto que as mais frias (azul) representam áreas com menor dano.

Tais figuras permitem examinar como a danificação evoluiu e em que parte do perfil transversal ela iniciou, tendo grande valia no momento de análise da situação em que se encontra a camada de concreto asfáltico. Estes gráficos estão exemplificados na Figura 3.15, que mostra os resultados de um pavimento qualquer e que não guardam relação com este estudo, servindo apenas como forma de exemplo.

Após o processamento do software, foram gerados gráficos com a evolução dos danos médios calculados na malha de pontos ao longo do período de projeto. Através da curva de dano do concreto asfáltico, é possível fazer estimativas de área trincada na superfície do pavimento. Para realizar estas estimativas, seguiu-se a metodologia de Nascimento (2015), em que a partir do dano médio da camada logo

abaixo do rodado ele calcula o dano reduzido e em seguida a área trincada por meio de funções de transferência.

Figura 3.15 - Gráfico de contorno representando a danificação



Fonte: Adaptado do software LVECD.

Nascimento (2015) determinou duas funções de transferência, e para este trabalho optou-se por utilizar ambas. Elas possuem mesmo raciocínio, mas com procedimentos e parâmetros iniciais diferentes. Em uma delas deve-se observar a curva de danificação e verificar em qual mês o dano médio atingiu 0,35 (metodologia $D_{0,35}$), sendo este o $T_{0,35}$. Com ele, aplica-se a Equação 3.1 para obter-se o *Shift Factor* $S_{0,35}$, com os coeficientes A e B determinado por Nascimento (2015). Após isso, calcula-se o dano reduzido através da multiplicação do dano médio pelo valor de $S_{0,35}$ obtido, de acordo com a Equação 3.2. Com o dano reduzido, utiliza-se a Equação 3.3, com os coeficientes C_1 e C_2 , para estimar o percentual de área trincada. Os coeficientes citados anteriormente podem ser visualizados na Tabela 3.6.

$$S_{0,35} = ((T_{0,35} \times A) + B) \quad (3.1)$$

$$D_{reduzido} = D_{m\u00e9dio} \times S_{0,35} \quad (3.2)$$

$$\text{\u00c1rea trincada (\%)} = C_1 \times (D_{reduzido})^{C_2} \quad (3.3)$$

Tabela 3.6 - Coeficientes para aplica\u00e7\u00e3o da $S_{0,35}$

A	0,008274	C_1	7272,68
B	0,635237	C_2	8,6629

Fonte: Adaptado de Nascimento (2015).

Na outra fun\u00e7\u00e3o de transfer\u00eancia, deve-se observar a taxa secante entre o dano m\u00e9dio do m\u00eas 1 e o m\u00eas 12 (metodologia R_{12-1}) e atrav\u00e9s dela determinar o R_{12-1} (Equa\u00e7\u00e3o 3.4). Com ele, determina-se o S_{12-1} (Equa\u00e7\u00e3o 3.5) atrav\u00e9s dos coeficientes β_1 , β_2 e β_3 . Ap\u00f3s isso, obt\u00eam-se o percentual de \u00e1rea trincada com a Equa\u00e7\u00e3o 3.6, usando os valores de C_1 e C_2 . Os coeficientes citados podem ser visualizados na Tabela 3.7.

$$R_{12-1} = \frac{D_{12} - D_1}{11} \quad (3.4)$$

$$S_{12-1} = \beta_1 \times (R_{12-1})^2 + \beta_2 \times R_{12-1} + \beta_3 \quad (3.5)$$

$$D_{reduzido} = D_{m\u00e9dio} \times S_{12-1} \quad (3.6)$$

$$\text{\u00c1rea trincada (\%)} = C_1 \times (D_{reduzido})^{C_2} \quad (3.7)$$

Tabela 3.7 - Coeficientes para aplica\u00e7\u00e3o da S_{12-1}

β_1	836,913	C_1	3700,98
β_2	-50,496	C_2	7,4006
β_3	1,399		

Fonte: Adaptado de Nascimento (2015).

Para verificar a resposta do software perante a diferentes estruturas, foi variado a espessura do revestimento asf\u00e1ltico, sendo utilizado as espessuras de 5, 6 (espessura real), 7,5 e 10 cm para o tr\u00e1fego real ($7,18 \times 10^5$ anual). J\u00e1 para a

simulação do tráfego mais pesado ($2,5 \times 10^7$ solicitações de projeto) foi necessário adotar dimensões de até 15 cm de concreto asfáltico para se obter respostas mais conclusivas. Em todos os casos as camadas granulares e o solo não foram alterados, deixando essa parte idêntica ao existente no trecho avaliado neste trabalho.

3.6 APLICAÇÃO DO NOVO MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL (MEDINA)

Este método apresenta grande avanço em relação ao método de dimensionamento utilizado até então no Brasil, pois com ele é possível diferenciar as camadas de acordo com suas propriedades, diferente do método anterior em que todas as camadas eram consideradas de forma igual dentro de sua classe, ou seja, para todas as misturas asfálticas que se enquadrassem nos parâmetros pré-definidos era dado o mesmo peso no momento do dimensionamento. Entretanto, sabe-se que há uma grande variação no desempenho de uma mistura asfáltica para outra, o que evidencia a relevância dessa diferenciação feita pelo software.

O programa possui uma interface simplificada e de fácil uso. Há nele três abas principais, em que a primeira é referente à estrutura do pavimento que será analisado, onde é possível personalizar até 8 camadas com diferentes materiais e diferentes espessuras, como pode ser visto na Figura 3.16.

A segunda aba (Figura 3.17) é referente a modelagem e as expressões matemáticas utilizadas na sua calibração, sendo útil apenas para maior entendimento do usuário perante ao funcionamento do software, de modo que não há campos para serem preenchidos nesta.

A última aba (Figura 3.18) apresenta os resultados obtidos após o processamento da estrutura. Nela há dados estimados mensalmente de afundamento de trilho de roda e porcentagem de área trincada. Ainda na mesma aba, é calculada uma bacia de deflexões completa com 9 pontos para facilitar o controle de qualidade da execução em campo. Também é gerado automaticamente um relatório completo contendo todas essas informações e ainda os dados de identificação do projetista.

Figura 3.16 - Aba referente à estrutura do pavimento no MeDiNa

MeDiNa - v.1.1.3.0 - set/2019

Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

RESPONSÁVEL: Antonio Daniel Boff Vieira EMPRESA: Nome da empresa projetista

PROJETO: Identificação da via, rodovia, trecho, km, estaca, etc. MODDO: Pavimento Novo (Nível A)

Alterar Estrutura >>

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
1	CONCRETO ASFÁLTICO	Mistura Rossato (2015)	6,0	4006	0,30
>> 2 <<	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C7	20,0	Resiliente Não Linear	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C7	40,0	Resiliente Não Linear	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltosos N5'	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

EIXO PADRÃO RODoviÁRIO

DADOS DO TRÁFEGO

Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	1967
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,18e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,18e+05
Taxa de crescimento (%):	3,0
Período de projeto (anos):	6
N Total:	4,64e+06

Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

Figura 3.17 - Aba do MeDiNa a respeito de sua modelagem

MeDiNa - v.1.1.3.0 - set/2019

Projeto Editar Análise Ajuda

ESTRUTURA MODELAGEM RESULTADOS

CALIBRAÇÃO

- 1 - CONCRETO ASFÁLTICO
- 2 - MATERIAL GRANULAR
- 3 - MATERIAL GRANULAR
- 4 - SUBLEITO

CALIBRAÇÃO DO MODELO DE FADIGA

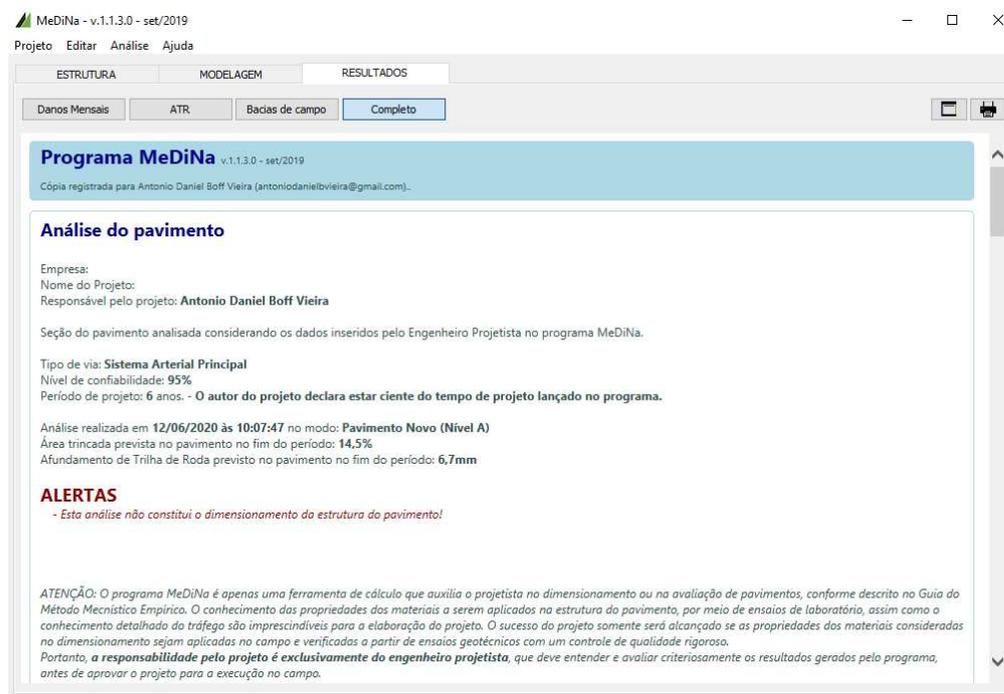
Parâmetros de calibração:	GERAL
Coefficiente A:	1993,7
Coefficiente B:	0,3737
Parâmetro A da curva média do erro padrão	13,8
Parâmetro B da curva média do erro padrão	0,3263

CALIBRAÇÃO DO MODELO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Função de Transferência:	1,0
Coefficiente de Variação (%):	50,0

Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

Figura 3.18 - Aba pertinente aos resultados do MeDiNa



Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

Para o seu uso de forma mais precisa e confiável, é recomendado a realização de ensaios de caracterização dos materiais que serão utilizados nas camadas do pavimento e a criação de um novo material dentro do software com os parâmetros encontrados. Entretanto, para quando isto não for possível, o mesmo possui um banco de dados próprio bem diversificado, que apresenta 4 classes diferentes de revestimento e 5 classes de camadas adjacentes ao revestimento, além do subleito. Dentre os revestimentos possíveis, pode-se aplicar tratamento superficial, concreto asfáltico, concreto asfáltico borracha e concreto asfáltico modificado. A Tabela 3.8 detalha as opções de concreto asfáltico.

Tabela 3.8 - Opções do banco de dados do Medina para o revestimento em concreto asfáltico

REVESTIMENTO	
Concreto Asfáltico	Classe 1

	Classe 2
	Classe 3
	Classe 4
	RJ CAP 50/70 #12,5 mm Sepetiba
	RJ CAP 30/45 #12,5 mm Sepetiba
	RJ CAP 50/70 #19,1 mm Sepetiba
	RJ CAP 50/70 #19,1 mm Sepetiba
C. A. Borracha	CAPFLEX B PG 64-22
	Alto Módulo EVA
	RJ CAPFLEX 65/90 SBS PG 70-22
C. A. Modificado	Classe 2
	Classe 3
	Classe 4

Fonte: Autor.

Para o trecho em questão, a mistura asfáltica utilizada no revestimento foi caracterizada por Rossato (2015). Em seu estudo, através do Ensaio de Módulo de Resiliência, ele chegou ao resultado de módulo de 4006 MPa para a mistura. Ainda no mesmo trabalho, o autor realizou o Ensaio de Fadiga à Tração Indireta, obtendo os coeficientes de regressão k_1 e k_2 de 4×10^{-5} e $-1,999$, respectivamente. Para a avaliação da estrutura do pavimento no MeDiNa, serão utilizados os dados de Rossato (2015) para a criação de um novo material dentro do software, como pode ser visto na Figura 3.19

Para as camadas intermediárias é possível escolher entre uma nova camada de concreto asfáltico ou camadas de concreto compactado com rolo (CCR), brita graduada tratada com cimento (BGTC), solo cimento, material granular ou camada de solo para reforço do subleito. Como dito anteriormente na apresentação do trecho, o pavimento possui duas camadas granulares: uma de brita graduada simples (BGS) com 20 cm e outra de macadame seco com 40 cm, que foi executada pela empresa Della Pasqua Engenharia e Construção LTDA. A camada de BGS possui agregados que apresentaram 14,83% de desgaste no ensaio de Abrasão Los Angeles e sua curva granulométrica se enquadra na faixa A do DNIT, sendo a

mesma compactada com energia modificada na umidade ótima de 8,2%, atingindo assim uma massa específica de 2,294 g/cm³.

Figura 3.19 - Criação de um novo material a partir dos ensaios de Rossato (2015)

The screenshot shows a software window titled 'Propriedades da Camada 1'. On the left, there is a list of materials under 'BASE DE DADOS', with 'Mistura Rossato (2015)' selected. The main area displays the properties for 'CONCRETO ASFÁLTICO' in a table format.

CONCRETO ASFÁLTICO	
Material	Mistura Rossato (2015)
Parâmetros	
Espessura (cm)	6,0
Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	4006
Características	
Tipo de CAP	CAP 50/70
Massa específica (g/cm ³)	2,361
Resistência à tração (MPa)	1,07
Teor de asfalto (%)	5
Volume de vazios (%)	4,21
Faixa Granulométrica	Faixa C DNIT
Abração Los Angeles (%)	26
Norma ou Especificação	DNIT 031/2006-ES
Curva de Fadiga	
Modelo:	k1 .(et ^ k2)
Coefficiente de Regressão (k1):	4,00E-05
Coefficiente de Regressão (k2):	-1,999
Classe de Fadiga:	4
FFM (100µ a 250µ):	1,27

At the bottom of the window, there are buttons for 'Excluir', 'Atualizar', 'Salvar', 'OK', and 'Cancel'.

Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

A caracterização quanto ao Módulo de Resiliência e Deformação Permanente (obtenção de seus respectivos coeficientes de regressão k1, k2, k3 e k4) não foi realizada na época de implantação do trecho. Entretanto, a mesma empresa executora realizou uma camada similar de BGS na ERS-509 (Faixa A DNIT, energia modificada, umidade ótima de 7,7% e massa específica de 2,202 g/cm³), que a caracterização foi feita por Sagrilo (2020), obtendo os resultados expostos nas Tabelas 3.9 e 3.10.

Partindo do pressuposto de similaridade entre as duas camadas, utilizou-se os dados referentes a ela de Módulo de Resiliência e de Deformação Permanente para uso no MeDiNa. Por impossibilidade de realização deste tipo de ensaio na

camada de macadame seco, para esta foi considerada os mesmos coeficientes da camada de brita graduada simples

Tabela 3.9 - Coeficientes de regressão do Módulo de Resiliência da BGS

Módulo de Resiliência (MPa)	
Coeficiente de Regressão (k1)	1621,000
Coeficiente de Regressão (k2)	0,535
Coeficiente de Regressão (k3)	0,166
Coeficiente de Regressão (k4)	0,000

Fonte: Adaptado de Sagrilo (2020)

Tabela 3.10 - Coeficientes de regressão de Deformação Permanente da BGS

Deformação permanente	
Coeficiente de Regressão (k1)	0,040
Coeficiente de Regressão (k2)	-0,892
Coeficiente de Regressão (k3)	1,311
Coeficiente de Regressão (k4)	0,169

Fonte: Adaptado de Sagrilo (2020)

O solo do subleito da Hélivio Basso também não foi caracterizado na época de implantação, então a solução prevista inicialmente foi utilizar os dados referentes ao solo onde foi executada a BGS citada anteriormente. Este solo foi estudado por Santos (2016) e Zago (2016), onde os autores obtiveram os resultados expostos na Tabela 3.11 para o Módulo de Resiliência e na Tabela 3.12 para a deformação permanente. A estrutura configurada no software pode ser vista na Figura 3.20.

Tabela 3.11 - Coeficientes de regressão do Módulo de Resiliência do solo

Módulo de Resiliência (MPa)	
Coeficiente de Regressão (k1)	484,390
Coeficiente de Regressão (k2)	0,488

Coefficiente de Regressão (k3)	0,065
Coefficiente de Regressão (k4)	0,000

Fonte: Adaptado de Santos (2016).

Tabela 3.12 - Coeficientes de regressão de Deformação Permanente do solo

Deformação permanente	
Coefficiente de Regressão (k1)	0,869
Coefficiente de Regressão (k2)	0,006
Coefficiente de Regressão (k3)	1,212
Coefficiente de Regressão (k4)	0,042

Fonte: Adaptado de Zago (2016).

Figura 3.20 - Estrutura Formada pelos materiais caracterizados por Sagrilo (2020), Santos (2016) e Zago (2016)

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
1	CONCRETO ASFÁLTICO	Mistura Rossato (2015)	6,0	4006	0,30
>> 2 <<	MATERIAL GRANULAR	Brita graduada ERS-509 - SAGRILLO (2020)	20,0	Resiliente Não Linear	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	MS (Brita graduada ERS-509) - SAGRILLO (2020)	40,0	Resiliente Não Linear	0,40
SL	SUBLEITO	Solo ERS-509 - SANTOS (2016) E ZAGO (2016)	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

Entretanto, sabendo que poderia haver diferenças entre as camadas caracterizadas e as que realmente foram usadas no trecho em avaliação, realizou-se uma análise preliminar dos resultados oriundos do MeDiNa. Para isso, utilizou-se o tráfego anual $N_{USACE} = 7,18 \times 10^5$ levantado por Bueno (2019), considerando o período de projeto de 6 anos, com taxa de crescimento de 3%, para assim poder comparar com os resultados de área trincada e afundamento de trilho de roda encontrados por Bordin (2020). Com isso, verificou-se que na simulação era previsto uma deformação permanente muito grande logo nos períodos iniciais, situação muito

diferente da encontrada em campo. Isto reflete que as camadas não são representativas perante à deformação permanente no caso estudado neste trabalho, derrubando as premissas de similaridade consideradas inicialmente e demandando de outra solução. Mesmo assim, os resultados obtidos através do software para essa condição são apresentados mais à frente na seção de Resultados e discussões.

Visto a inconsistência nos resultados, pensou-se em recorrer aos dados de módulo de resiliência obtidos por Bueno (2019), por meio de retroanálise, para o mesmo trecho do presente estudo, cujo quais já foram usados para aplicação do software LVECD. Sendo assim, considerou-se as camadas granulares e o solo como resilientes lineares (antes estavam sendo considerados resilientes não lineares). Para uso do MeDiNa, é obrigatório a entrada de dados referente à deformação permanente, portanto foi utilizado os mesmos dados de Sagrillo (2020) aplicados ao caso anterior por pura e simples complementação de dados, já sabendo de antemão que os mesmos não interferem nos valores de porcentagem de área trincada. Os resultados obtidos de ATR não foram avaliados pois não fazem parte do escopo deste trabalho.

Preocupando-se em utilizar um material representativo para as demais análises que seriam feitas, partiu-se para o banco de dados presente no MeDiNa. Testou-se todos os materiais granulares para os dois tipos de subleito possíveis (Solo Siltoso NS' e Solo Fino NA), deixando como revestimento a mistura de Rossato (2015), de modo a encontrar o que mais se aproximasse da situação real de deformação permanente e área trincada. Como a intenção era comparar com a situação atual do pavimento, o mesmo foi submetido a um tráfego de 6 anos de projeto. Todos os resultados dessa ampla testagem estão expostos na Tabela 3.13, que apresenta as possíveis escolhas para as camadas com material granular e os resultados obtidos de área trincada e deformação permanente.

Com eles, verificou-se que o material que mais se enquadrava no caso em questão foi a Brita Graduada - Gnaisse C7, com o uso da opção referente ao Solo Siltoso NS'. No estudo de Bordin (2020), para o mesmo trecho, ela encontrou 3,6% de área trincada para 68 meses e ATR médio de 2,2mm para 66 meses. A configuração desta estrutura de pavimento pode ser vista na Figura 3.21.

Tabela 3.13 - Opções do banco de dados do MeDiNa de britas graduadas e os resultados obtidos

Material Granular	% de área trincada		ATR (mm)		
	Solo S. NS'	Solo F. NA	Solo S. NS'	Solo F. NA	
Brita Graduada	Gnaisse C1	15,8	15,4	8,3	10,3
	Gnaisse C2	14,9	14,6	7,0	9,1
	Gnaisse C3	15,1	14,8	10,6	12,9
	Gnaisse C4	14,5	14,3	6,6	8,6
	Gnaisse C5	13,7	13,4	8,5	10,7
	Gnaisse C6	15,1	14,8	6,9	9,3
	Gnaisse C7	13,6	13,4	6,6	8,7

Fonte: Autor.

Figura 3.21 - Estrutura do banco de dados que melhor se enquadra na situação real

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
1	CONCRETO ASFÁLTICO	Mistura Rossato (2015)	6,0	4006	0,30
>> 2 <<	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C7	20,0	Resiliente Não Linear	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C7	40,0	Resiliente Não Linear	0,35
SL	SUBLEITO	Solo Siltoso NS'	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

Fonte: Adaptado do software MeDiNa.

Após essa análise preliminar, concluiu-se que as duas últimas configurações explicadas são representativas perante ao fenômeno de fadiga no pavimento. Com isso, optou-se por utilizar os dois casos para as análises seguintes de área trincada. Tendo isso em mãos, rumou-se então para as simulações com variações na camada de revestimento e no tráfego.

Foram considerados os mesmos tráfegos hipotéticos utilizados no LVECD, apresentados no item anterior e expostos novamente na Tabela 3.14, além do tráfego de projeto de $2,5 \times 10^7$ que está entre o limite inferior de alto volume e o

superior de volume muito pesado. As espessuras do concreto asfáltico foram de 60, 75, 100, 125 e 150 mm, sem alterar as camadas subjacentes.

Tabela 3.14 - – Níveis de tráfego de projeto utilizados

Designação segundo o nível de tráfego	N_{USACE} - DNIT, 2006
Baixo Volume de Tráfego	$N \leq 10^6$
Moderado Volume de Tráfego	$10^6 < N \leq 10^7$
Alto Volume de Tráfego	$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$
Muito pesado – volume muito alto de tráfego	$N > 5 \times 10^7$

Fonte: Adaptado de Ceratti et al. (2015).

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este capítulo inicia apresentando os resultados relacionados as previsões de área trincada com auxílio do programa computacional LVECD, abordando e discutindo os dados para as distintas situações propostas para ele. Posteriormente, o foco de análise muda para o MeDiNa, de modo a entender melhor as respostas provenientes do mesmo para os diferentes casos simulados. Por fim, já tendo um maior entendimento dos resultados obtidos pelos dois softwares, é feita uma comparação entre eles para ver se ambos convergem para os mesmos valores de área trincada prevista e, se sim, para quais situações.

4.1 RESULTADOS ORIUNDOS DO LVECD

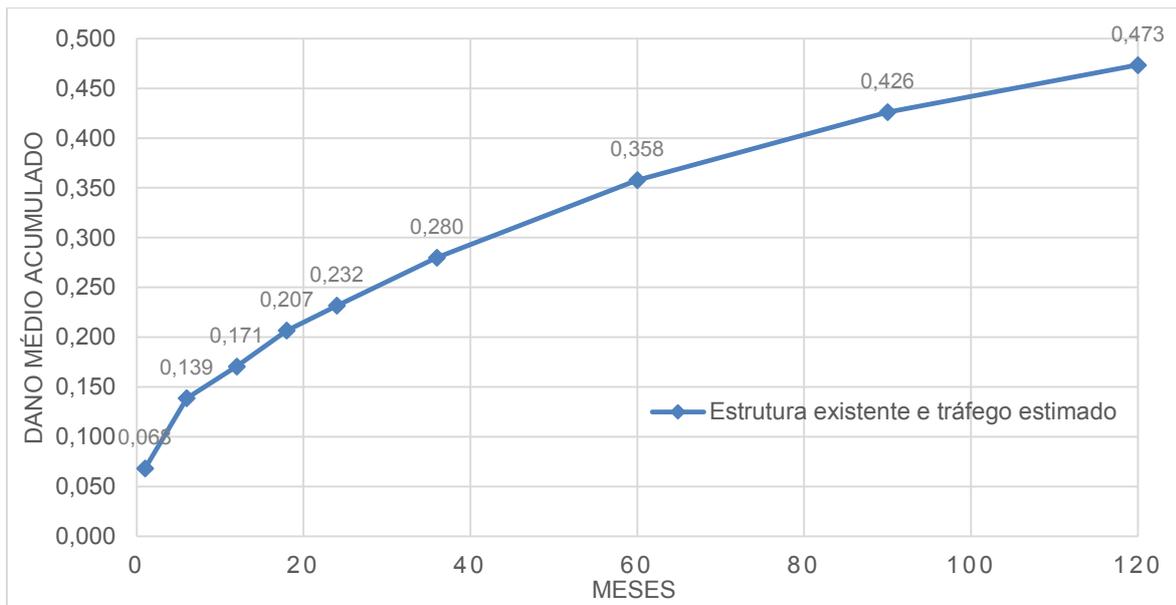
Inicialmente está apresentada a projeção para a situação real de tráfego e de estrutura do pavimento, além de uma comparação entre ela e os dados do levantamento no trecho, de modo a ser possível tirar conclusões sobre a acurácia da metodologia para este cenário em questão. Posteriormente, encontra-se o conteúdo referente às simulações em que foi mantida o pavimento original e alterado o número de solicitações do tráfego, desde valores bem baixos até bem elevados, fazendo assim uma ampla varredura da influência do volume de tráfego nos resultados da projeção. Por último, estão as simulações que tinham como foco auxiliar a mensurar o grau de importância da espessura do revestimento asfáltico nas estimativas de área trincada, apresentando as projeções feitas para distintas espessuras de concreto asfáltico para o tráfego real e também para um tráfego convenientemente escolhido, de modo que com este seja possível destacar melhor as diferenças dos resultados para cada espessura.

4.1.1 Simulação da situação real e comparação com a área trincada atual

Ao promover a simulação no software LVECD da estrutura existente (6 cm de concreto asfáltico, 20 cm de BGS e 40 cm de macadame seco) com o tráfego real ($N_{USACE} = 7,18 \times 10^5$ anual), estimado por Bueno (2019) para o trecho, obteve-se a curva de danificação exposta na Figura 4.1, com dano médio ao final do período de projeto de 0,473. Como o último levantamento de área trincada feito por Bordin

(2020) foi na época em que o pavimento possuía 68 meses de idade, este é período considerado como atual para este trabalho. Sendo assim, para esta data a danificação média prevista do concreto asfáltico é de 0,376.

Figura 4.1 - Evolução de dano médio da estrutura existente para o tráfego estimado ($N = 8,18 \times 10^5$)

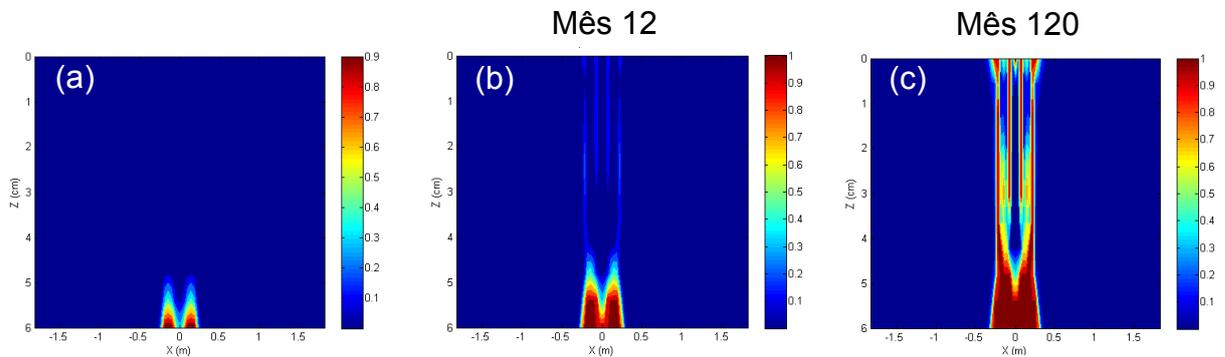


Fonte: Autor.

Inicialmente a curva tem uma taxa alta de crescimento, mas nos primeiros meses cai bruscamente e nos seguintes vai diminuindo constantemente. Com isso, a curva apresenta um comportamento de crescimento contínuo, mas ao que tudo indica possui tendência de ter incrementos de dano cada vez menores com o passar do tempo.

Uma análise mais visual da evolução de dano no revestimento pode ser encontrada nos gráficos de contorno gerados pelo software, no qual as cores mais quentes (tendendo ao vermelho) representam maior danificação e as mais frias (tendendo ao azul) representam maior integridade. Na Figura 4.2 estão exibidas as representações gráficas de danificação para os meses 1, 12 e 120, dispostos da esquerda para direita exatamente nessa ordem. A direita de cada imagem há uma escala referente ao valor de danificação para cada região do concreto asfáltico de acordo a coloração representada no gráfico.

Figura 4.2 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c)



Fonte: Adaptado do software LVECD.

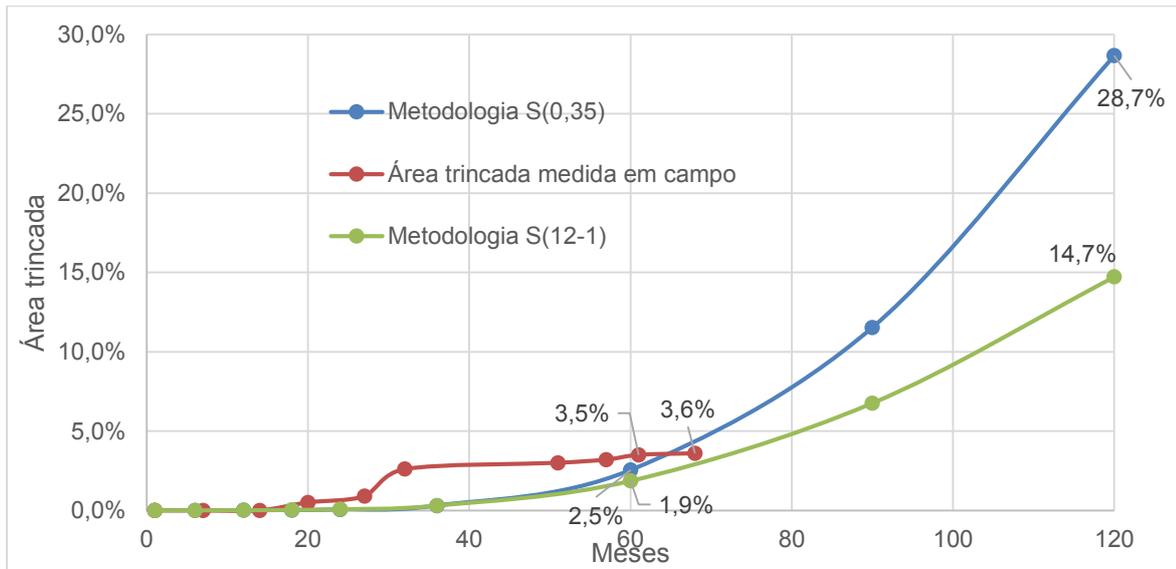
É possível perceber que a degradação começa na parte inferior, estando inicialmente branda e contida em uma pequena região da camada. Com o decorrer do tempo, as danificações crescem e se expandem para outras áreas, de modo que há sinais de dano no topo logo nos primeiros 12 meses. Ao final do período de projeto, o concreto asfáltico se mostra bem danificado na parte inferior (em alguns pontos possui danificação muito próximo a 1) e, ao que demonstra, tende a progredir para a parte superior caso seja mantida a estrutura presente e o tráfego continue atuando do mesmo modo.

A partir da curva de dano médio, aplicou-se as duas funções de transferência de Nascimento (2015) para obter o dano reduzido. Para usá-las, encontrou-se o $T_{0,35}$, que para o caso em questão é igual a 36 meses, levando a um $S_{0,35}$ de 1,115 e por conseguinte ao seu respectivo dano reduzido. O resultado calculado do R_{12-1} foi de 0,009, proporcionando um S_{R12-1} de 1,001.

Seguindo com a metodologia, a partir do dano reduzido chegou-se aos valores do percentual de área trincada, que foram 29% e 15% para o final do período de projeto, respectivamente. Quando comparado com a curva de área trincada medida em campo, observa-se que as previsões estão bem coerentes para os primeiros 68 meses, como pode ser visto na Figura 4.3. Entretanto, para tempos posteriores a este, não é possível saber se essa correspondência continua assim tão próxima. Contudo, percebe-se que na estimativa há um crescimento elevado da porcentagem de área trincada para os períodos finais, o que vai de encontro ao encontrado na bibliografia sobre a evolução das curvas de porcentagem de área

trincada de pavimentos com revestimento de concreto asfáltico, como mostrado anteriormente durante a revisão bibliográfica a respeito do tema.

Figura 4.3 - Comparação entre a porcentagem de área trincada medida em campo e as porcentagens de área trincada previstas pelas diferentes funções de transferência de Nascimento (2015).



Fonte: Autor.

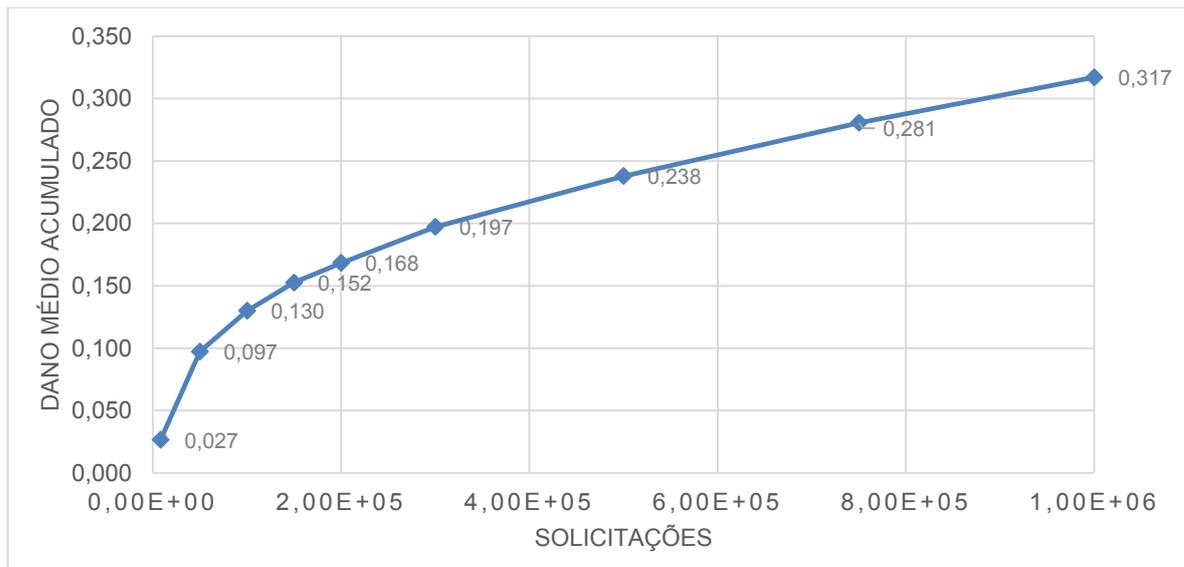
Como percebe-se, a porcentagem de área trincada prevista nos primeiros anos é bem baixa, o que acompanha a situação existente no trecho. As pequenas diferenças dos resultados são perfeitamente aceitáveis quando se fala a respeito de previsões de área trincada, podendo-se afirmar que para este período as estimativas são satisfatórias. Destaca-se também que, de acordo com as predições, esta estrutura irá chegar ao seu período de projeto de 10 anos com área trincada inferior a 30% ou próximo a isso, atendendo assim adequadamente ao tráfego. Vale ressaltar que ao longo do tempo podem ocorrer alterações no volume de solicitações que, caso ocorram, irão interferir na vida útil da estrutura.

4.1.2 Influência do tráfego na danificação e na estimativa da porcentagem de área trincada

Mantendo a estrutura existente, para o tráfego mais leve testado neste trabalho ($N = 10^6$), obteve-se danificação média baixa, ficando em torno de 0,32,

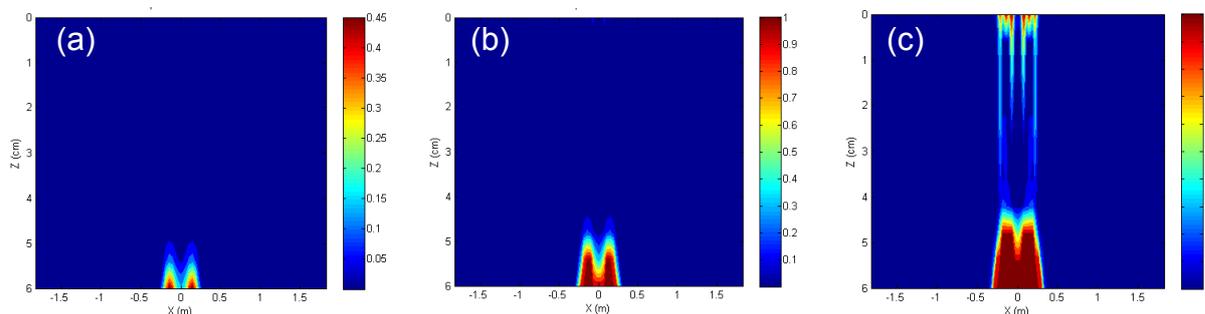
como pode ser visto na Figura 4.4 e nos gráficos de contorno presentes na Figura 4.5. As funções de transferência apresentaram diferenças consideráveis ($S_{0,35}=1,297$ e $S_{R12-1}=0,999$), entretanto como a danificação foi baixa quase não houve diferença no resultado de área trincada, estando ambas muito próximo de 0%.

Figura 4.4 - Curva de danificação para 10^6 solicitações



Fonte: Autor.

Figura 4.5 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para um projeto com 10^6 solicitações

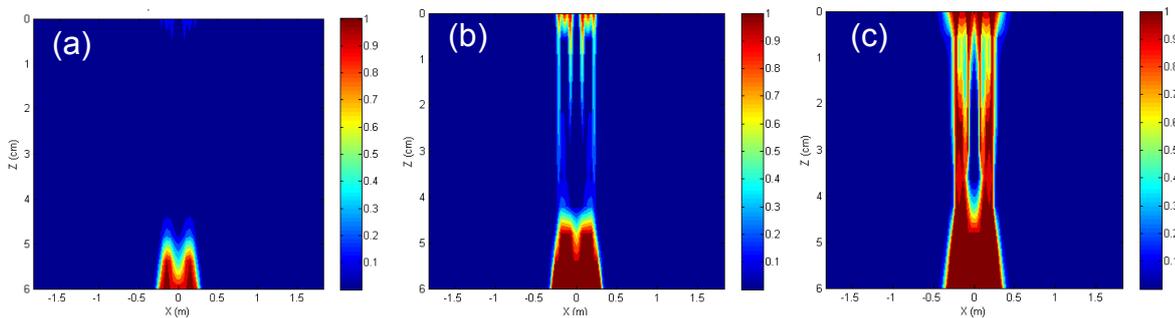


Fonte: Adaptado do software LVECD.

Ao aumentar para o tráfego moderado (10^7 solicitações) como esperado, nota-se que a danificação aumenta consideravelmente, tendo seu valor de dano médio máximo de 0,677. Essa danificação maior também fica evidente ao se

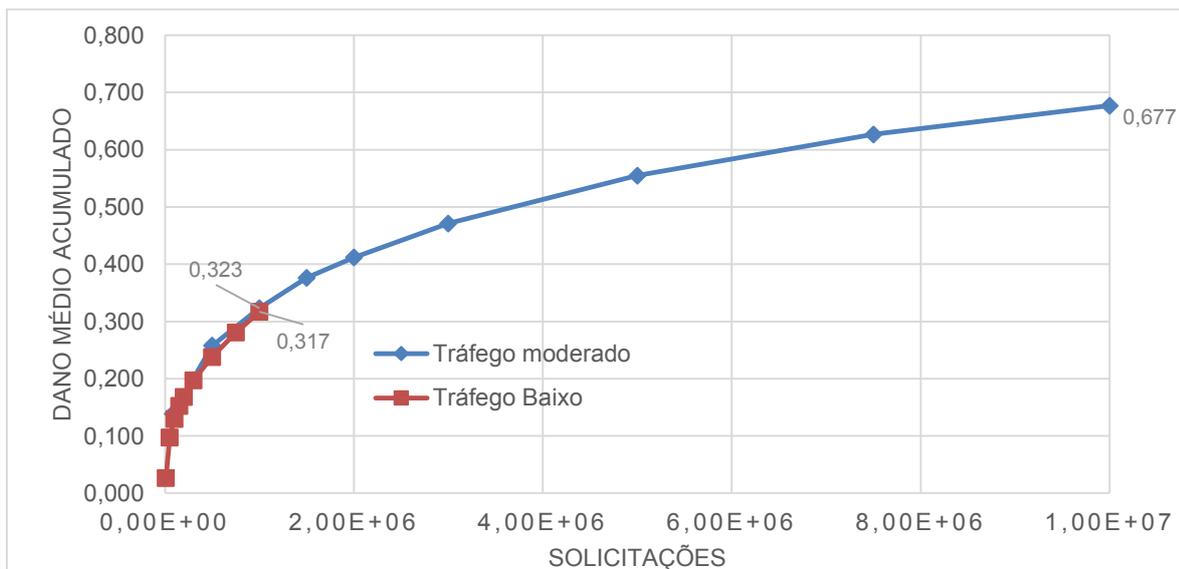
analisar os gráficos de contorno, que mostram uma considerável evolução do dano de um caso para o outro, como pode ser visto na Figura 4.6. Outro ponto que se destaca, que também é esperado, é que as curvas de dano para o tráfego baixo e moderado se sobrepõem, como pode ser visto na Figura 4.7, pois são mantidas as mesmas condições para ambas.

Figura 4.6 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para 10^7 solicitações



Fonte: Retirado pelo autor do software LVECD.

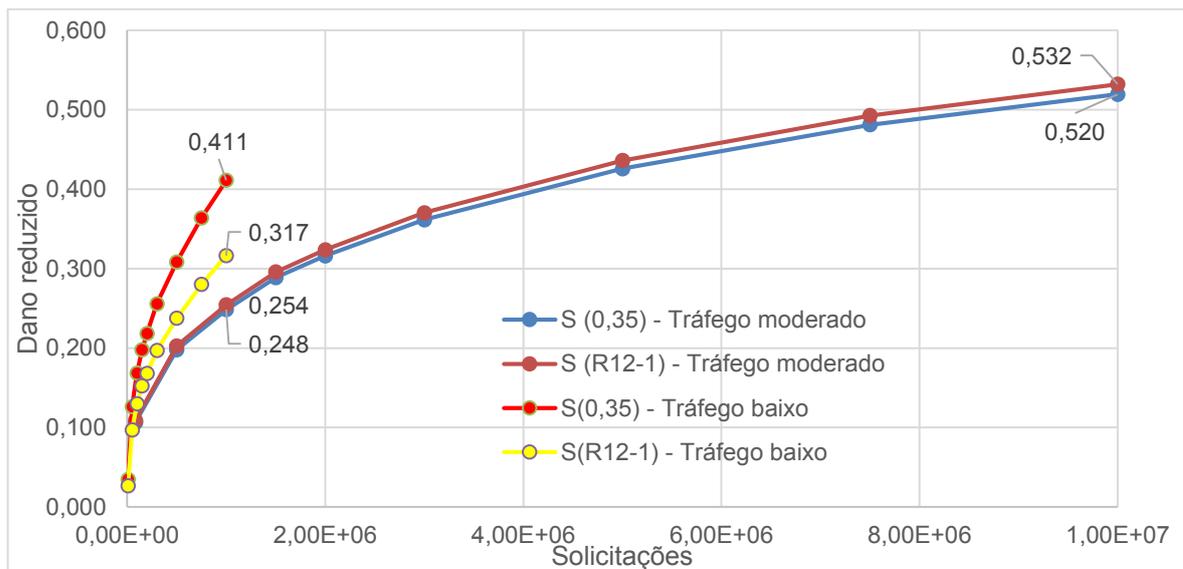
Figura 4.7 - Curva de danificação para volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$)



Fonte: Autor.

Entretanto, os valores encontrados para os *shift factors* são $S_{0,35} = 0,768$ e $S_{R12-1} = 0,786$, bem diferentes dos referentes ao tráfego menor. Com isso, o dano reduzido deste caso, para o mesmo número de solicitações, é bem menor do que quando comparado ao anterior, como pode ser visualizado na Figura 4.8. Por se tratar de uma simples multiplicação da curva de dano por esses fatores, e como os mesmos deram menores do que os anteriores, naturalmente se espera que a curva de dano reduzido seja deslocada para baixo. Entretanto, isso implica que para um mesmo número de solicitações e a sua respectiva danificação, há diferentes valores de dano reduzido, o que causa desdobramentos importantes na curva de porcentagem área trincada.

Figura 4.8 - Comparação entre o dano reduzido entre o volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$)

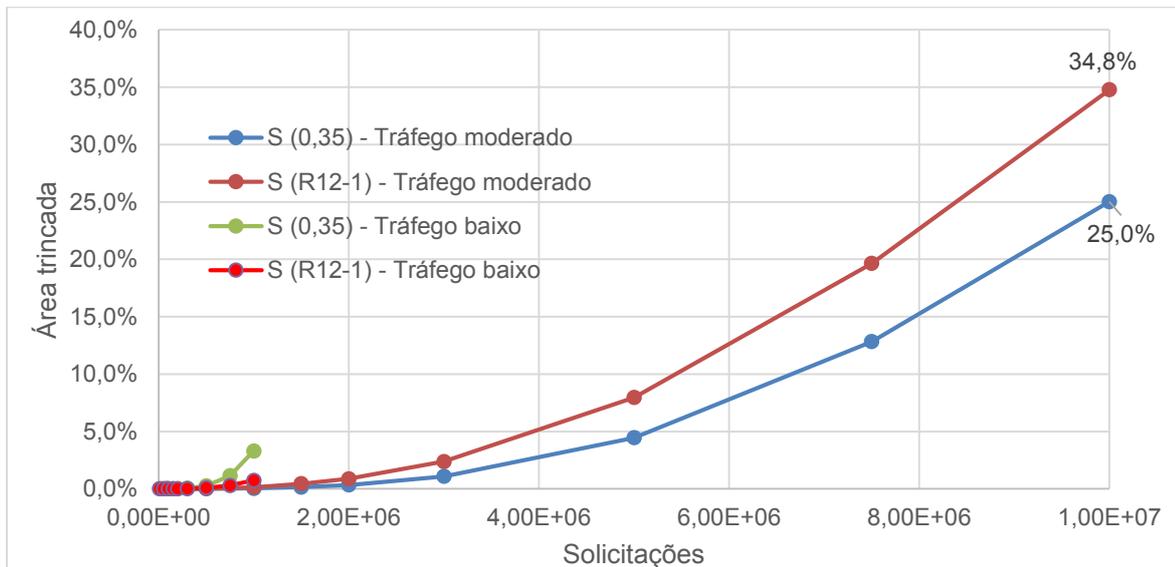


Fonte: Autor.

Como pode-se perceber, há uma divergência das curvas de dano reduzido para os diferentes níveis de tráfegos, em que para 10^6 solicitações encontra-se valores bem diferentes, estando em torno de 0,250 para o tráfego moderado, enquanto que para um dos casos de tráfego baixo o valor atinge 0,411. Como o dano reduzido é utilizado para calcular a porcentagem de área trincada, é esperado diferença também nestes resultados. Entretanto, apesar de haver indícios, não é possível confirmar essa hipótese para este caso, pois para este volume de tráfego

tão baixo, a porcentagem de área trincada ficou muito pequena para realizar as devidas comparações, deixando em aberto esta questão para ser melhor esclarecida no próximo volume de tráfego. As curvas de área trincada para o tráfego baixo e moderado estão na Figura 4.9, que mesmo não sendo de muita valia para realizar comparações entre os níveis de tráfego, ainda justifica seu aparecimento por mostrar com o devido grau de detalhamento o comportamento exponencial do crescimento da curva de porcentagem de área trincada prevista pelo LVECD para até 10^7 solicitações.

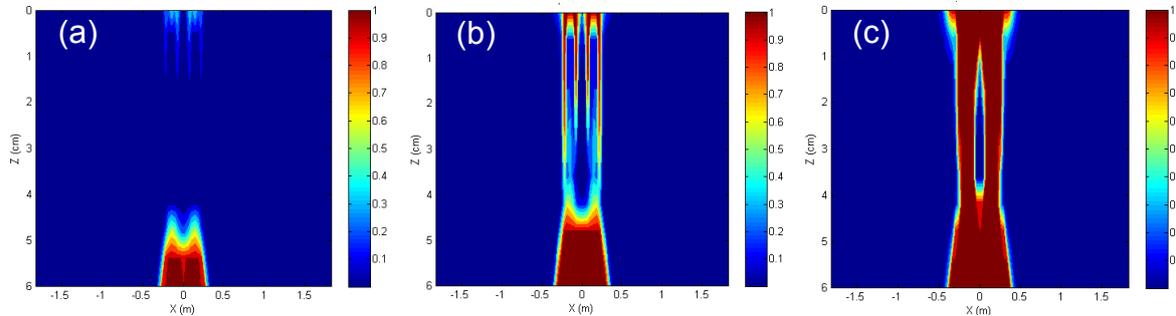
Figura 4.9 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego baixo ($N=10^6$) e moderado ($N=10^7$)



Fonte: Autor.

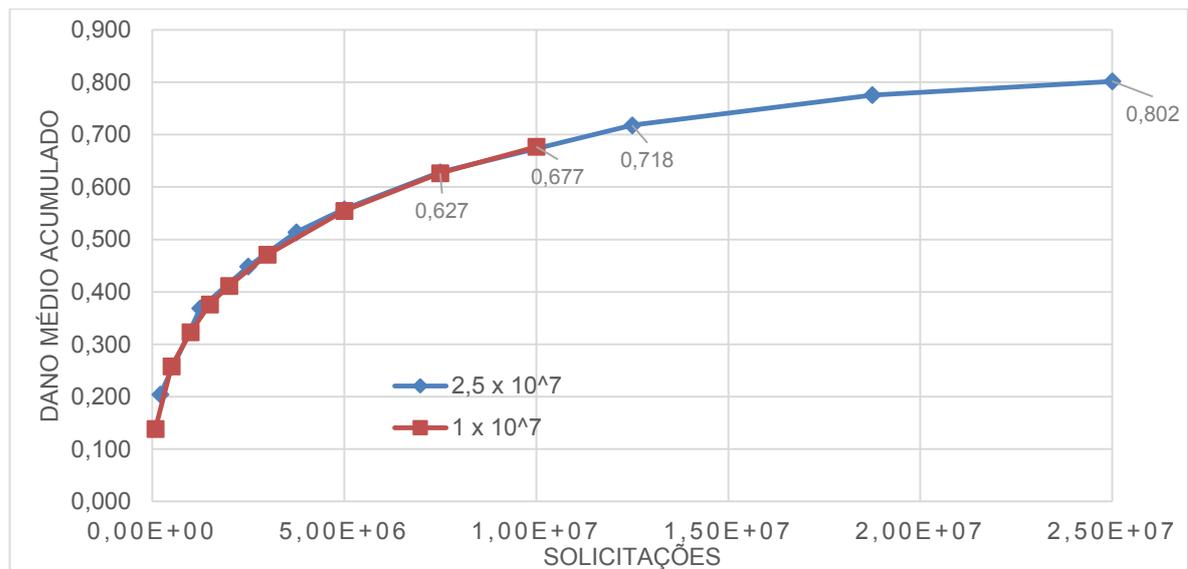
Partindo para o tráfego com $2,5 \times 10^7$ solicitações, verificou-se que o dano médio acumulado atingiu 0,802 no final da simulação, valor acima do 0,677 referente à anterior. Essa ampliação no dano médio calculado pode parecer pouco, entretanto ao se observar a camada como um todo percebe-se que houve mudança drástica na sua danificação, como pode ser visto na Figura 4.10, o que nos leva a inferir que neste caso o pavimento estaria muito mais degradado. Quanto as curvas de danificação obtidas com auxílio do LVECD para os dois últimos tráfegos mencionados, mais uma vez observa-se a sobreposição delas, como já era esperado. Ambas estão expostas na Figura 4.11.

Figura 4.10 - Danificação do mês 1 (a), mês 12 (b) e mês 120 (c) para $2,5 \times 10^7$ solicitações



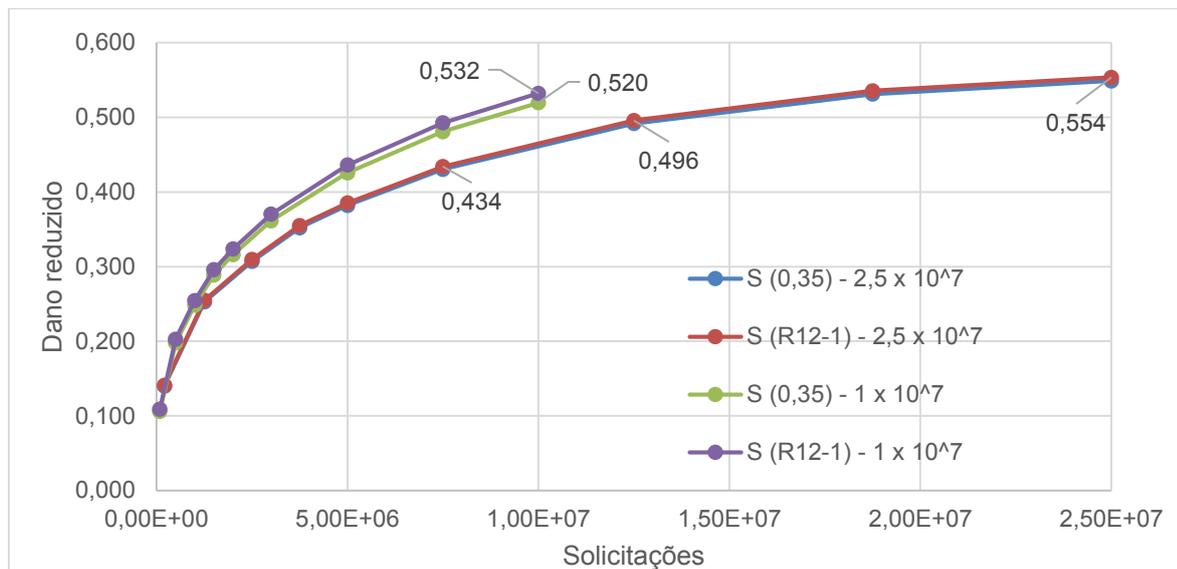
Fonte: Adaptado do software LVECD.

Figura 4.11 - Curva de dano para o tráfego com 10^7 e $2,5 \times 10^7$ solicitações



Fonte: Autor.

Os valores de *shift factor* para este caso foram de $S_{0,35} = 0,685$ e $S_{R12-1} = 0,691$, estando um bem próximo ao outro. Se comparado estes valores ao caso anterior, nota-se que houve novamente uma redução dos valores encontrados. Ao plotar as curvas de dano reduzido para os diferentes tráfegos, percebe-se que há uma desconexão das curvas obtidas para os distintos volumes de solicitações, mas que as funções de transferência apresentam resultados semelhantes quando contidos no mesmo volume de tráfego, como pode ser visto na Figura 4.12.

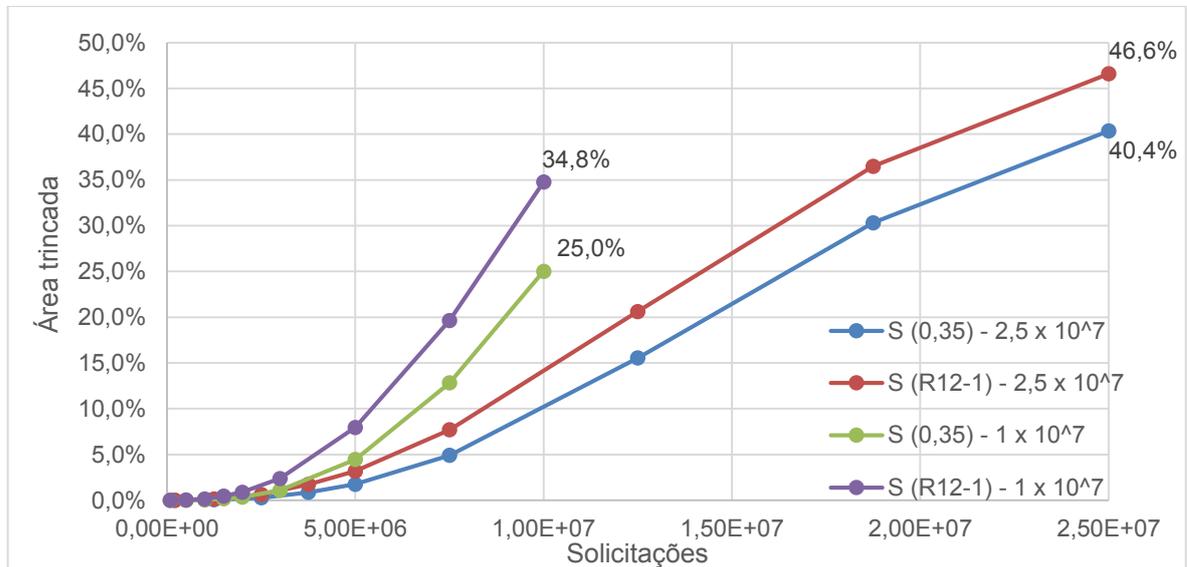
Figura 4.12 - Curva de dano reduzido com 10^7 solicitações e $2,5 \times 10^7$ solicitações

Fonte: Autor.

Essas diferenças apontadas nas curvas de dano reduzido, quando em níveis de tráfegos diferentes, se refletem claramente na previsão de área trincada. Analisando os resultados, no final do período de projeto encontra-se 40% de área trincada por uma metodologia e 47% por outra. Essa pequena diferença entre ambas é perfeitamente aceitável. Entretanto, ao expandir a análise e plotar os resultados encontrados para o tráfego moderado percebe-se que há divergências consideráveis, como pode ser visto na Figura 4.13.

Para exemplificar tais diferenças é necessário comparar os valores de porcentagem de área trincada para 10^7 solicitações, pois esse é o ponto final da curva de tráfego moderado. Neste ponto do eixo de solicitações, para a função de transferência que leva em conta a taxa secante entre o mês 12 e o mês 1, encontra-se um valor de 35% de área trincada quando feito com os parâmetros do tráfego moderado e algo em torno de 15% quando feito de acordo com os parâmetros do tráfego maior. O mesmo se aplica para a outra função de transferência, mas agora com valores de 25 e 10%. Logicamente isto causa estranheza, pois se naquele ponto o pavimento sofreu o mesmo número de solicitações não pode haver valores tão incongruentes assim. Além disso, pode-se perceber que essas diferenças não são pontuais, pelo contrário, elas acompanham por toda a curva, tendendo a aumentar o seu descolamento conforme cresce o número de solicitações.

Figura 4.13 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com 10^7 e $2,5 \times 10^7$ solicitações

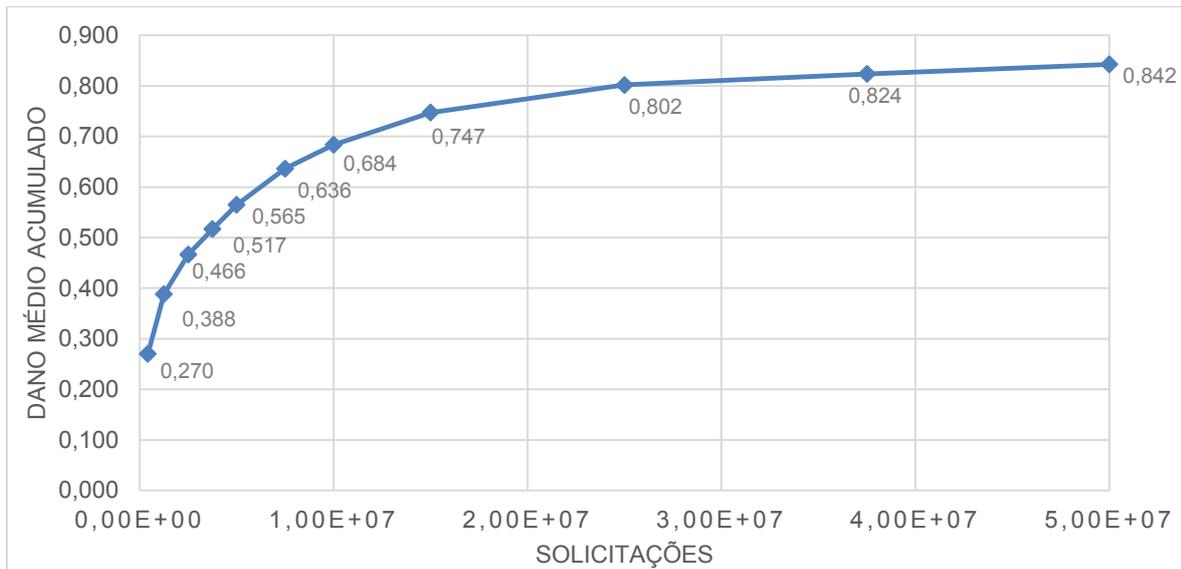


Fonte: Autor.

Ao continuar aumentando o tráfego e então chegando ao divisor superior do nível de alto volume de tráfego, mais uma vez as curvas de dano se sobrepõem, e como esse comportamento já foi observado anteriormente nos outros casos, julgou-se não necessário a apresentação gráfica da sobreposição e assim possibilitando expor com maior nível de detalhe a curva tráfego em questão. Para este volume de tráfego, a danificação média máxima foi de 0,842, como está exposto na Figura 4.14, cujo qual é um valor bem próximo ao 0,802 encontrado anteriormente, em que havia apenas metade das solicitações. Isso indica que o dano médio acumulado da camada tende a se estabilizar quando submetido a um elevado número de solicitações.

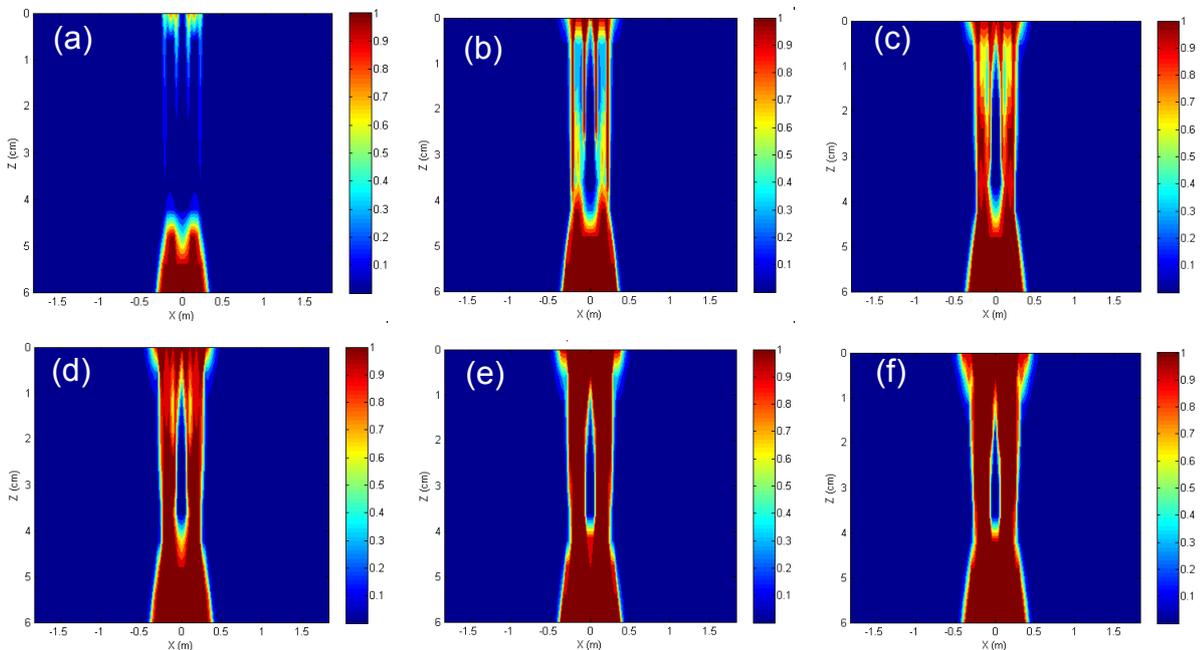
Vale destacar que, como o volume de tráfego anual é bem maior, a danificação ocorre de maneira bem mais acelerada nos períodos iniciais do tempo total de projeto, como pode ser observado na Figura 4.15 que mostra de forma bem completa e esclarecedora a evolução da danificação nas diferentes regiões da camada de concreto asfáltico conforme vão incidindo as solicitações no pavimento provenientes do tráfego de veículos.

Figura 4.14 - Curva de dano para o tráfego de projeto com 5×10^7 solicitações



Fonte: Autor.

Figura 4.15 - Danificação dos meses 1 (a), 12 (b), 24 (c), 36 (d), 60 (e) e 120 (f) para o tráfego alto

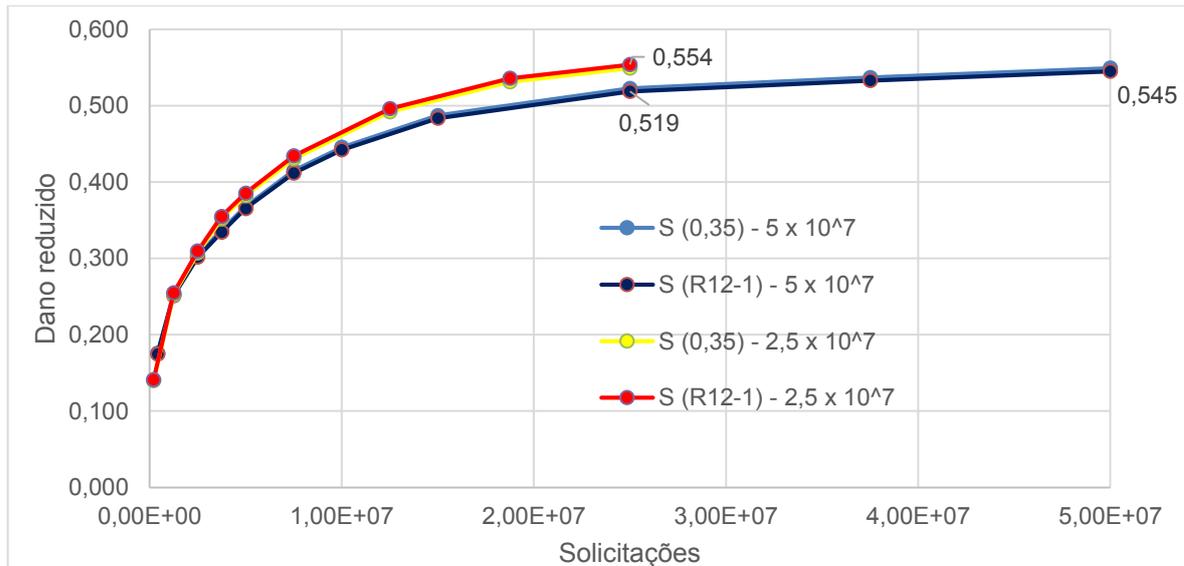


Fonte: Adaptado do software LVECD.

Após trabalhar os dados de danificação, encontrou-se $S_{0,35} = 0,652$ e $S_{R12-1} = 0,647$, valores que podem ser considerados praticamente idênticos visto a tão

pequena diferença entre eles. Com eles estão próximos, as curvas de dano reduzido para os dois também são muito semelhantes, porém com leve diferença quando comparada aos resultados encontrados para o caso anterior, como pode ser visto na Figura 4.16.

Figura 4.16 - Curva de dano reduzido para $2,5 \times 10^7$ e 5×10^7 solicitações



Fonte: Autor.

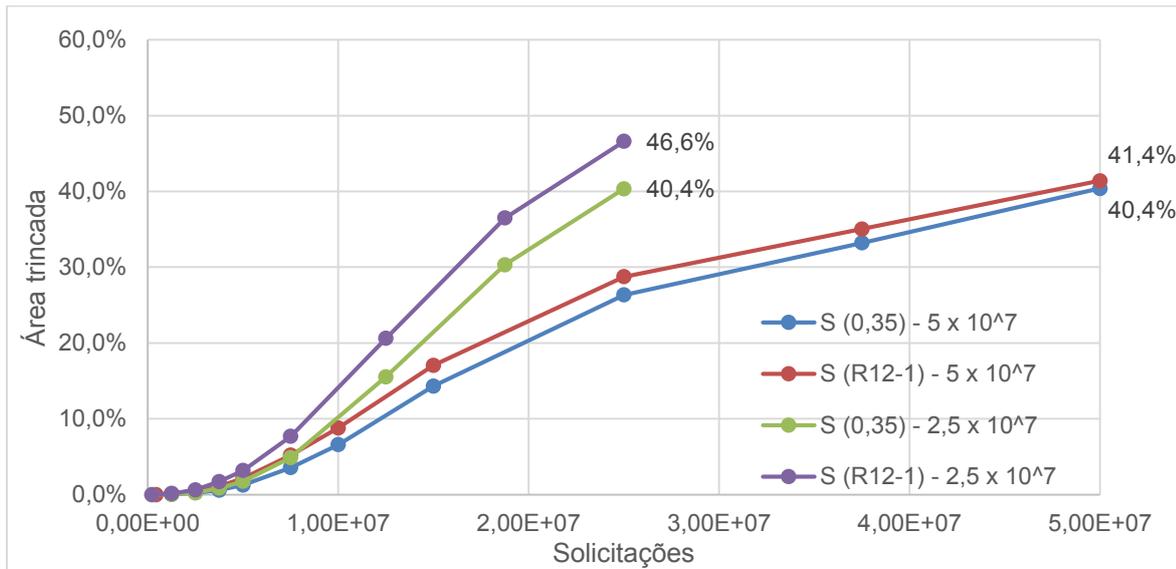
Ao obter as previsões de porcentagem de área trincada, as diferentes funções de transferência mantiveram a tendência e apresentaram valores muito próximos quando contidas no mesmo volume de tráfego, apresentando valores próximos de 40% ao final dos 10 anos de projeto com 5×10^7 solicitações. Entretanto, eles são menores do que a previsão feita com $2,5 \times 10^7$ solicitações, cujos valores ficaram em 47 e 41%. As curvas de área trincada podem ser vistas na Figura 4.17.

Analisando a porcentagem de área trincada, as observações reforçam a tese de que há divergências dos resultados quando se altera o nível de tráfego, chegando ao ponto de um tráfego com metade das solicitações apresentar previsão de maior porcentagem de área trincada do que à previsão referente ao tráfego com dobro de volume.

Realizando a simulação para o tráfego muito carregado, com 10^8 solicitações, foi possível fazer uma ampla varredura dos diferentes níveis de tráfego. Para este último, encontrou-se resultados bem próximos ao do caso anterior, apresentando

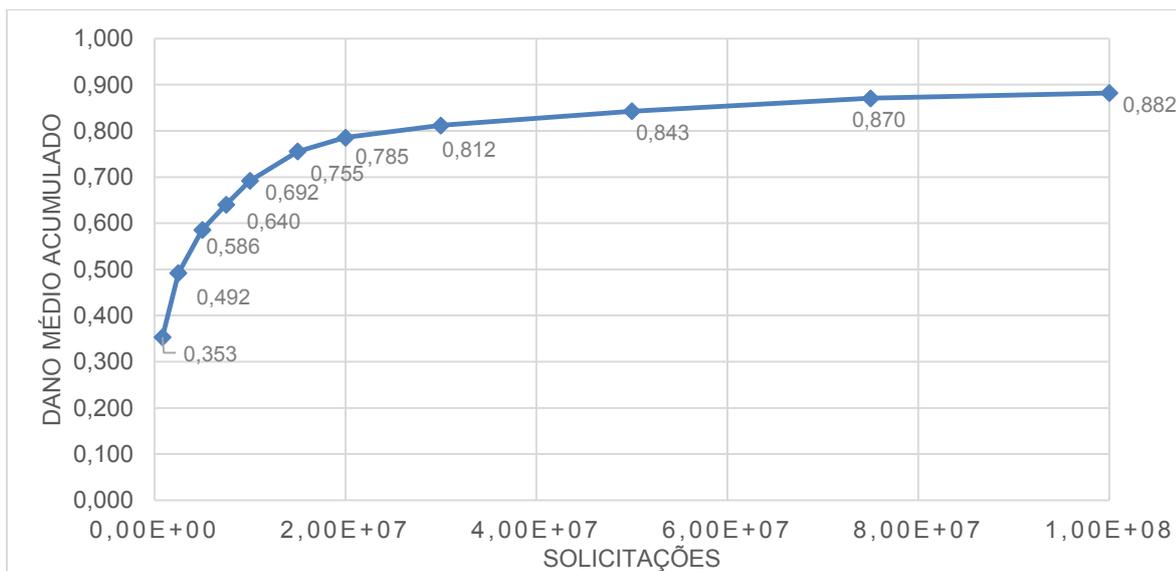
dano médio máximo de 0,882 e com sua curva de danificação crescendo pouco após as 5×10^7 solicitações, como pode ser visto na Figura 4.18 que mostra toda a evolução da danificação média para este caso.

Figura 4.17 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com $2,5 \times 10^7$ e 5×10^7 solicitações



Fonte: Autor.

Figura 4.18 - Curva de dano para o tráfego de projeto com 10^8 solicitações

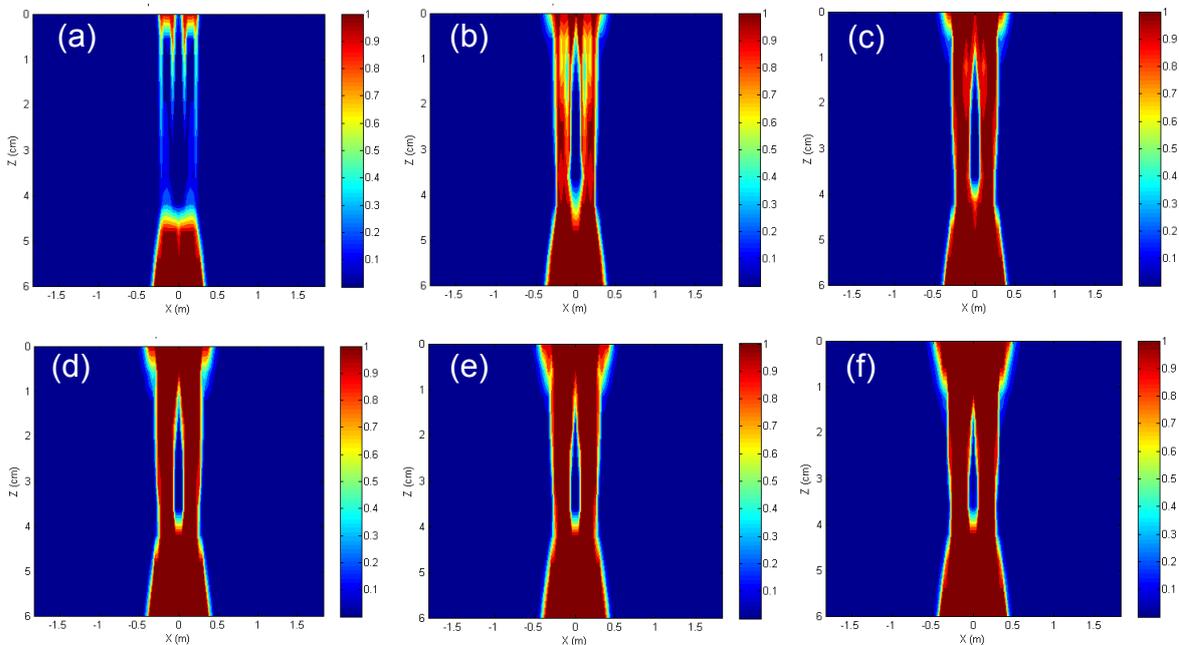


Fonte: Autor.

Percebe-se que a danificação cresce de forma muito rápida nas primeiras 10 milhões de solicitações, diminuindo parcialmente o ritmo até que quando chega nos 50 milhões praticamente não evolui, tendo uma assíntota próxima de 0,9 para o dano médio. Este gráfico nos indica que para volumes de tráfego ainda maiores o dano calculado pelo software seria praticamente o mesmo do encontrado para esta simulação, podendo-se tranquilamente dizer que essa é a danificação máxima plausível de ser encontrada para este trecho.

O rápido avanço nos períodos iniciais pode ser observado na Figura 4.19, cuja qual expõe de forma visual a degradação encontrada na camada ao longo do tempo e que muito se parece com as fases finais (mês 60 e 120) apresentadas na Figura 4.15, que é referente à um tráfego com metade do seu volume. As diferenças mais perceptíveis entre estas duas figuras citadas são relativas às imagens dos primeiros 36 meses, pois para esse tempo as duas simulações estão com $1,5 \times 10^7$ e 3×10^7 solicitações, estando contidas dentro do trecho em que a danificação média acumulada ainda sofre razoável influência do tráfego.

Figura 4.19 - Danificação dos meses 1 (a), 12 (b), 24 (c), 36 (d), 60 (e) e 120 (f) para o tráfego alto



Fonte: Adaptado do software LVECD.

Após esse período, ou seja, do mês 60 em diante a aparência entre elas aumenta bastante, ficando as mesmas praticamente idênticas. Isso corrobora com análise feita a partir da curva exposta na Figura 4.18, cuja qual apontou para uma baixa interferência do número de solicitações no dano médio acumulado da camada de concreto asfáltico.

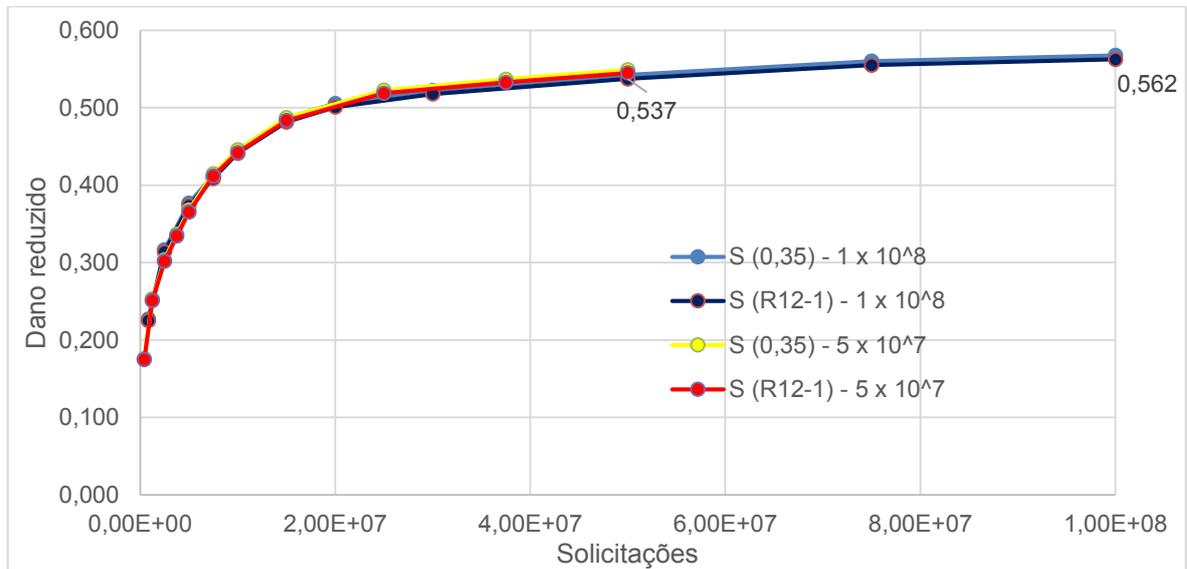
Ao trabalhar os dados obtidos, encontrou-se $S_{0,35} = 0,644$ e $S_{R12-1} = 0,638$, que são muito próximos entre si e se assemelham aos encontrados no caso anterior. Com isso, a curva de dano reduzido também é muito parecida com a encontrada anteriormente, como pode ser visto na Figura 4.20.

Como pode-se notar, a área trincada no final do período de projeto ficou em torno de 53%. Esse valor vai na contramão ao resultado encontrado de danificação média na camada, que apresenta valor máximo (próximo a 1). Além da baixa porcentagem de área trincada para o tráfego muito carregado, a curva apresenta tendência de diminuir o crescimento de área trincada, ou seja, é necessário aumentar muito o número de solicitações para que se atinja valores próximos dos 100%.

Tendo em vista a diminuição da sua taxa de crescimento, muito provavelmente seja preciso mais do que triplicar o tráfego utilizado na simulação atual. Por mera especulação, sem realizar análise pelo software LVECD e muito menos seguir a metodologia utilizada anteriormente, ao fazer uma projeção linear dos últimos dois pontos disponíveis na curva (desconsiderando a queda da taxa de crescimento), com a triplicação do número de solicitações obtêm-se 91,4% de projeção de área trincada. Como pode-se ver, é necessário um tráfego descomunal para chegar próximo da totalidade de área trincada, situação cuja qual é de se desconfiar se realmente irá ocorrer no trecho, ainda mais que, conforme a integridade da camada diminui, maiores serão as deformações sofridas e consequentemente mais aceleradamente o concreto asfáltico irá fadigar e virá a trincar.

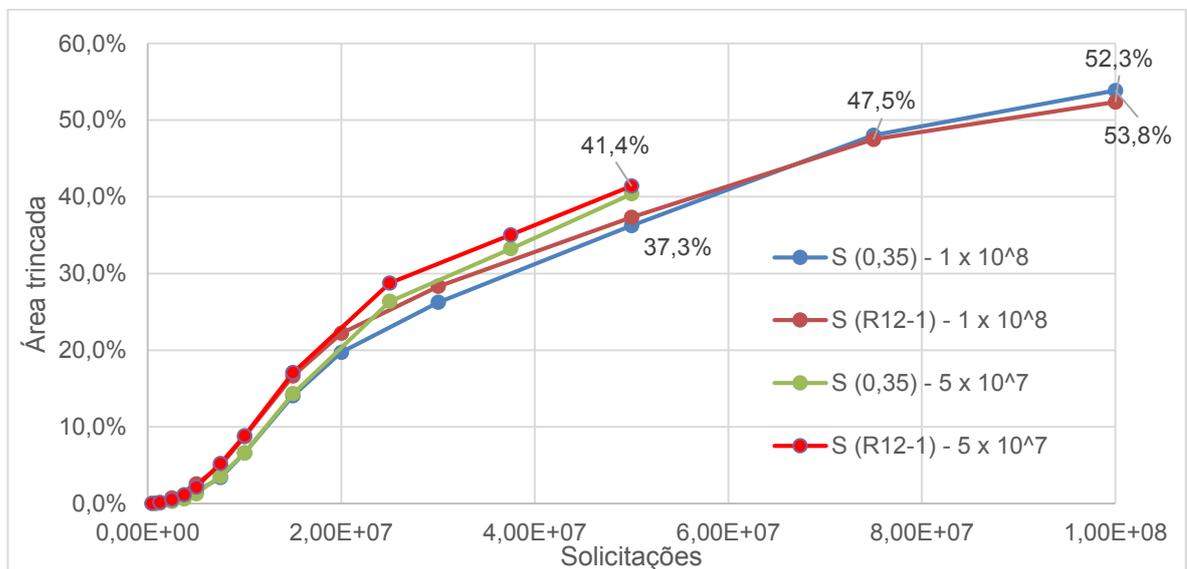
Para esta situação, pode-se perceber que o crescimento praticamente se extingue após 50 milhões de solicitações, avançando de 0,537 a 0,562 quando chega em 100 milhões. Sendo assim, a porcentagem de área trincada mantém comportamento parecido com o caso anterior, tendendo a diminuir a taxa de crescimento ao longo do tráfego, como mostra a Figura 4.21.

Figura 4.20 - Curva de dano reduzido para o tráfego com 5×10^7 e 10^8 solicitações



Fonte: Autor.

Figura 4.21 - Porcentagem de área trincada estimada para o volume de tráfego com 5×10^7 e 10^8 solicitações

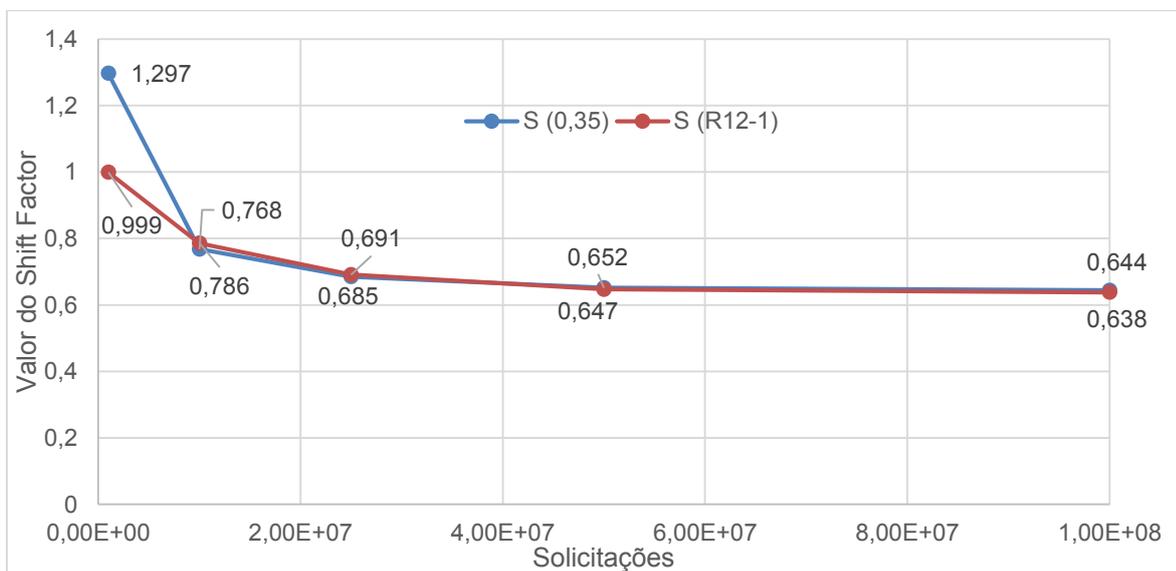


Fonte: Autor.

Durante as variações dos níveis de tráfego, notou-se diminuição nos valores de *shift factor* utilizados para encontrar o dano reduzido, como pode ser visto na Figura 4.22. Percebe-se que só há diferenças consideráveis entre eles quando a

situação analisada possui tráfego baixo, sendo que para os demais níveis elas decrescem juntas, podendo-se tranquilamente utilizar qualquer uma das duas pois as diferenças dos resultados são insignificantes para previsões de área trincada, que geralmente não garantem muita acurácia por possuir inúmeras variáveis e algumas necessárias aproximações. Ambas possuem a taxa de decréscimo reduzindo conforme o tráfego aumenta, ficando assim com uma assíntota próxima de 0,6.

Figura 4.22 - Valores encontrados de *Shift Factor* para os diferentes volumes de tráfego



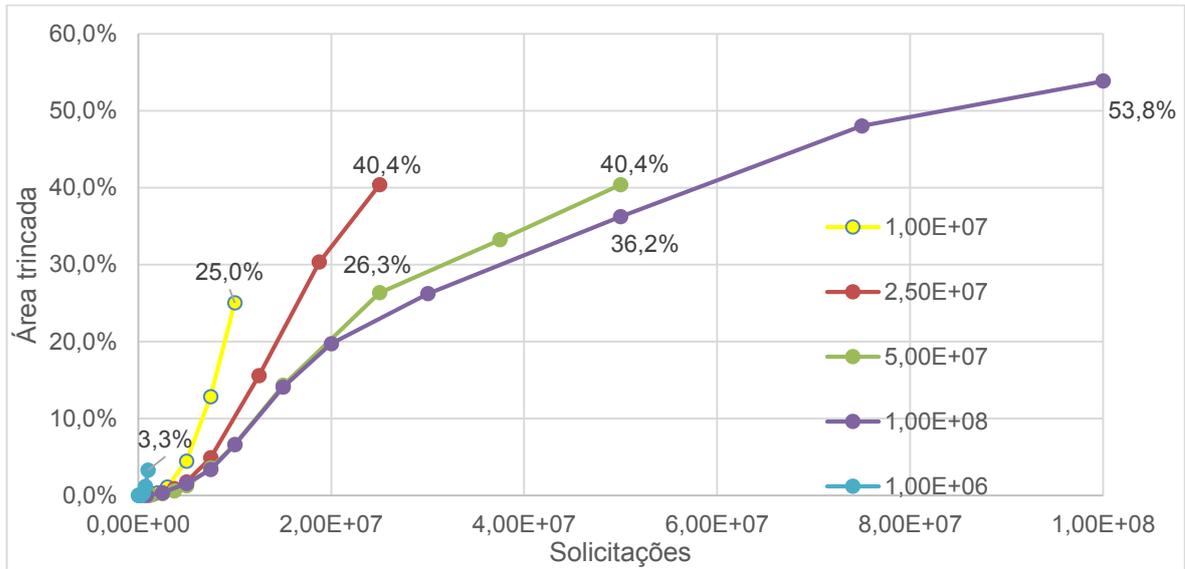
Fonte: Autor.

Diferentes valores de *shift factor* levam a diferentes danos reduzidos, que por sua vez geram valores de porcentagem de área trincada distintos. Isso fica exemplificado na Figura 4.23 e na Figura 4.24, que mostram os valores encontrados nas simulações dos níveis de tráfego propostos nesse trabalho, sendo colocados separadamente os resultados obtidos pelas duas metodologias.

Nota-se que quanto maior o número de solicitações previstas em projeto, menor será a relação entre a porcentagem de área trincada e o número de solicitações. Isso mostra que os parâmetros encontrados pela metodologia proposta por Nascimento (2015) são dependentes do volume total de tráfego da simulação. A figura 4.25 exemplifica o comentado anteriormente, pois ela compila todas as

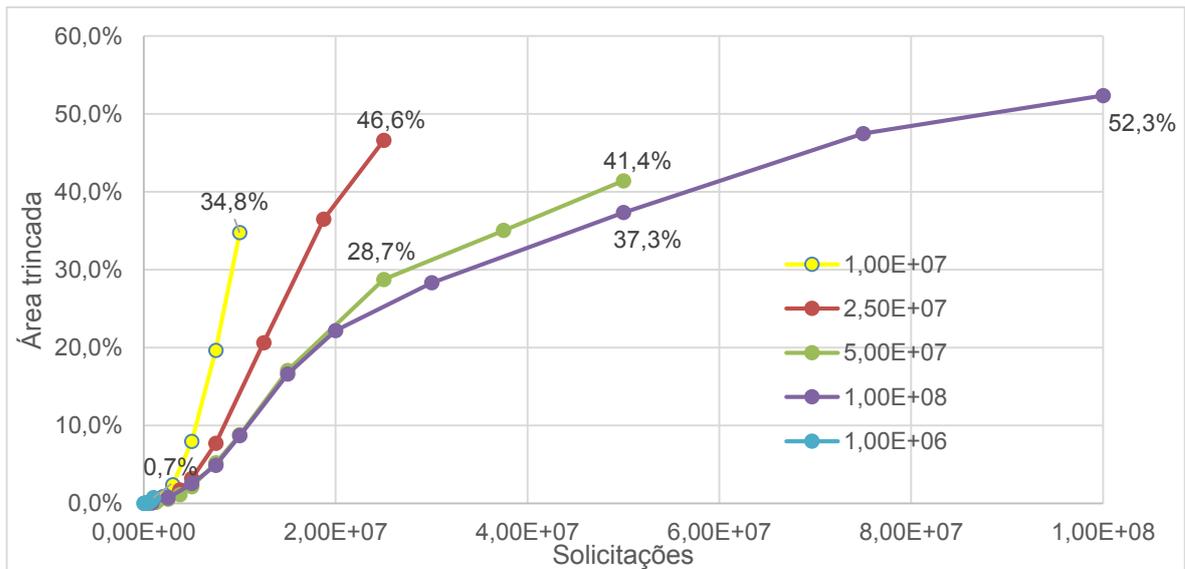
simulações e apresenta valores de percentagem de área trincada encontrada para cada caso e o seu respectivo tráfego de projeto.

Figura 4.23 - Evolução da percentagem de área trincada para diferentes volumes de tráfego ($D_{0,35}$)



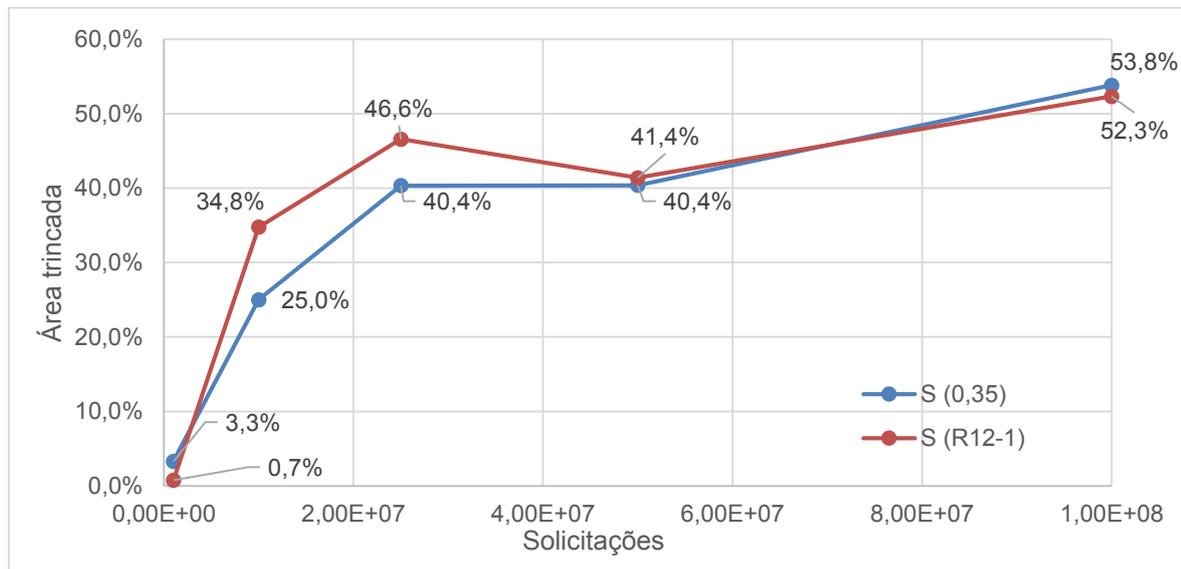
Fonte: Autor.

Figura 4.24 - Evolução da percentagem de área trincada para diferentes volumes de tráfego (R_{12-1})



Fonte: Autor.

Figura 4.25 - Resultados encontrados para o período final de projeto de todas as simulações



Fonte: Autor.

Fica evidenciado na Figura 4.25 que o comportamento da curva para solicitações acima de $2,5 \times 10^7$ é bem inusitado, uma vez que ao se aumentar tanto o tráfego é esperado um aumento considerável da porcentagem de área trincada, mas para um dos casos essa porcentagem inclusive cai, o que é bem controverso. De fato, não há como negar que os resultados obtidos para volumes elevados de tráfego são, no mínimo, intrigantes e faz-se necessário novos estudos em novos cenários para ser possível tirar conclusões mais concretas a respeito.

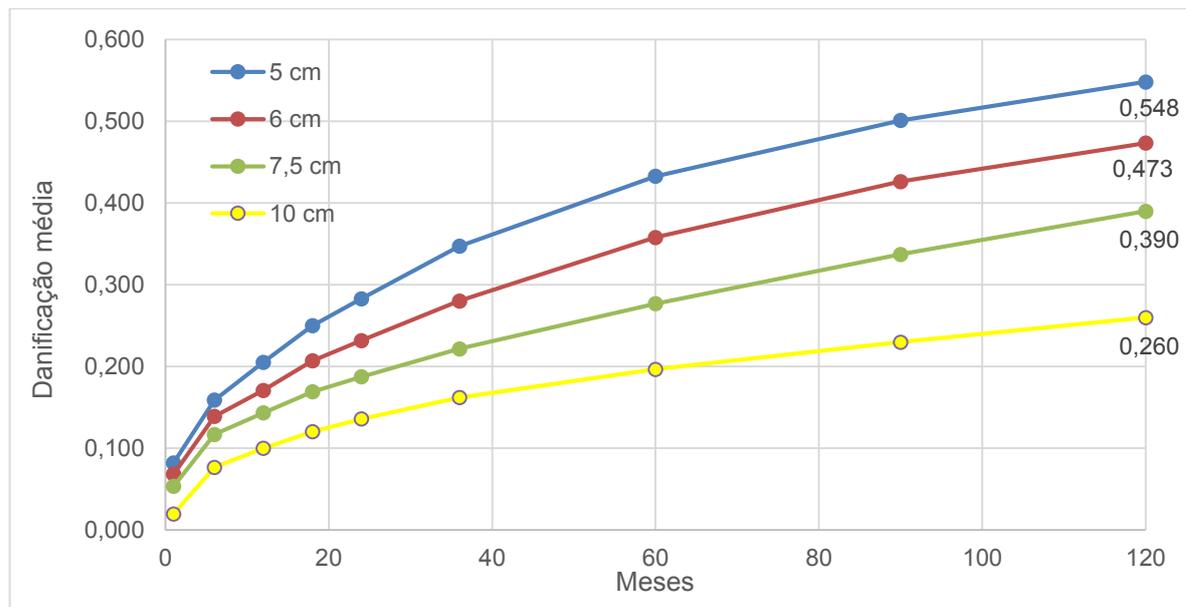
4.1.3 Influência da espessura da camada de revestimento na danificação e na estimativa da porcentagem de área trincada

A fadiga dos pavimentos está diretamente ligada às propriedades da mistura empregada e das deformações que o concreto asfáltico sofre com a incidência das solicitações. Quanto maior forem as deflexões impostas, mais aceleradamente ocorrerá a fadiga e conseqüentemente menor será o tempo de vida útil da estrutura. Como para este caso a mistura asfáltica é mantida a mesma, e a estrutura subjacente ao revestimento permanece inalterada, foi possível verificar a sensibilidade das simulações do LVECD quanto à variação da espessura do

concreto asfáltico para o tráfego estimado na época de abertura do trecho ($7,18 \times 10^5$ solicitações por ano), com taxa de crescimento de 3%, igual à taxa utilizada nas outras simulações que consideraram crescimento.

Quanto aos valores de danificação média, nota-se que de fato há variação significativa dos resultados com pequenos incrementos na espessura. As curvas de danificação para camadas de 5, 6, 7,5 e 10 cm estão expostas na Figura 4.26. Os gráficos de contorno gerados pelo software para a danificação do concreto asfáltico mostraram-se muito semelhantes aos encontrados na seção anterior, que já demonstraram adequadamente a forma de evolução da danificação. Sendo assim, para as próximas análises serão suprimidos os gráficos de contorno, pois os mesmos não acrescentam mais conteúdo útil ao trabalho.

Figura 4.26 - Curva de danificação média para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real



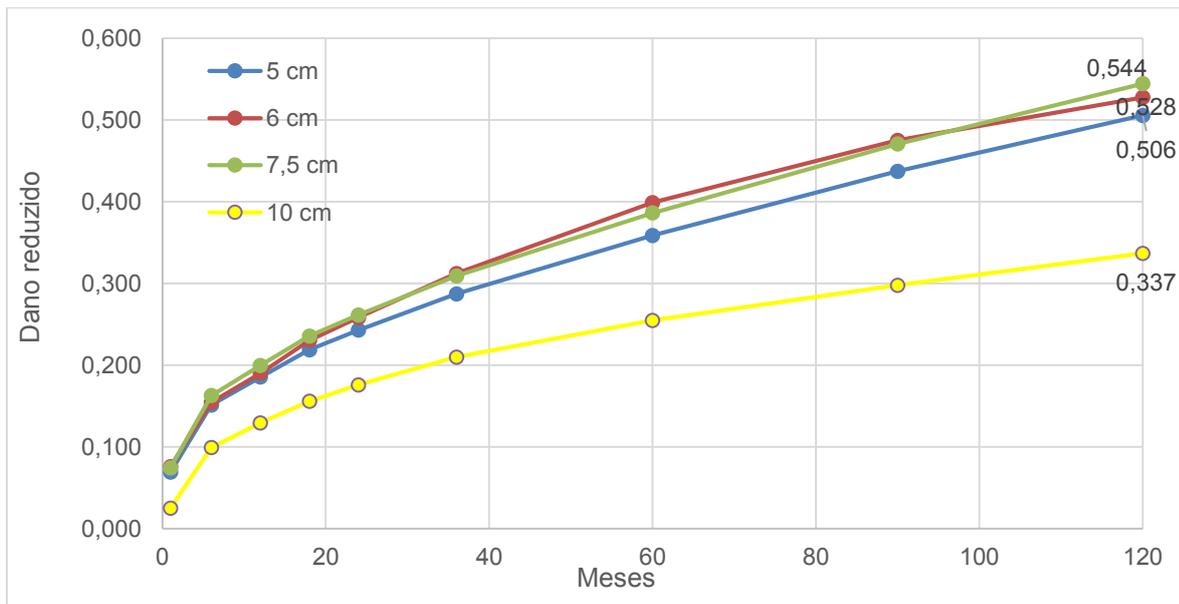
Fonte: Autor.

É possível perceber que ao mudar de 5 para 6 cm a danificação caiu de 0,548 para 0,473, o que representa uma redução de 14%. Ao modificar a configuração de 6 para 7,5 cm o valor caiu para 0,390, tendo uma queda da danificação de 18% em relação aos 6 cm e 29% em relação aos 5 cm. Com 10 cm, obteve-se 0,260, cujo valor é 33% menor quando comparado aos 7,5 cm e 53% menor quando comparado

à espessura mínima de 5 cm. Dito isso, confirma-se que a espessura da camada de concreto asfáltico tem grande influência nas estimativas de danificação média oriundas do LVECD.

Ao dar prosseguimento na metodologia proposta, percebe-se uma leve divergência entre as funções de transferência, o que até então não havia sido encontrado. Para a metodologia que se baseia no tempo necessário para atingir danificação média de 0,35 ($D_{0,35}$), os valores de dano reduzido para 5, 6 e 7,5 cm ficaram muito próximos, com a intrigante situação de que uma espessura maior apresentou dano reduzido maior. Mas para 10 cm, ao que parece ele seguiu a tendência esperada e apresentou valores de dano reduzido menor. As curvas de dano reduzido para esse método estão expostas na Figura 4.27.

Figura 4.27 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia $D_{0,35}$

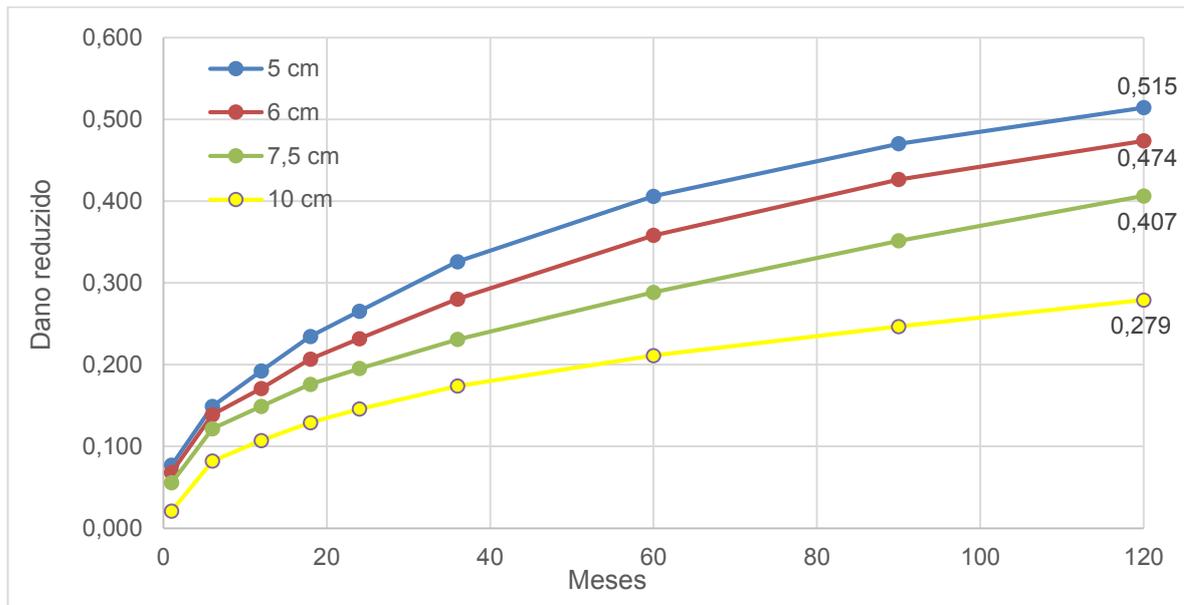


Fonte: Autor.

O mesmo não se aplica para a metodologia que utiliza a taxa secante entre a danificação média do mês 12 e do mês 1 (R_{12-1}), com seus dados representados na Figura 4.28. Para esse caso, as curvas se mostram separadas uma das outras com uma tendência bem clara de diminuição do dano conforme ocorre o aumento das espessuras. Ao migrar de 5 para 7,5 cm, passou de 0,514 para 0,407 (redução de

21%) e alcançou 0,279 para 10 cm de revestimento, 46% de redução do dano. Note-se que os valores encontrados de dano reduzido para este caso são de comportamento bem mais semelhantes ao da danificação média acumulada.

Figura 4.28 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia R_{12-1}



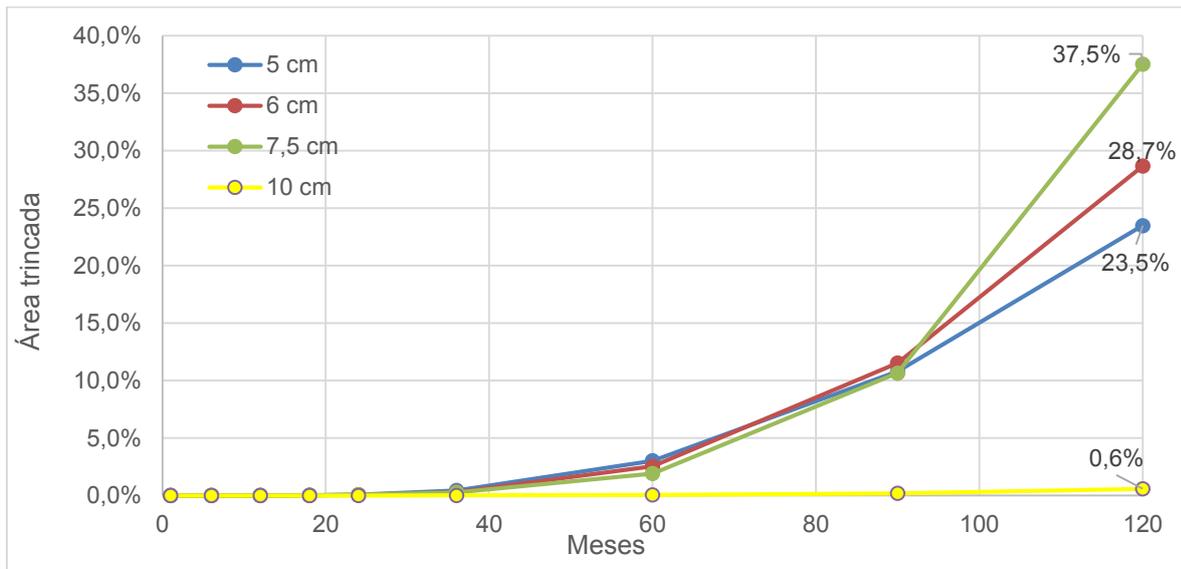
Fonte: Autor.

Como os resultados do percentual de área trincada são reflexos das curvas de dano reduzido, já é esperado que eles apresentem os mesmos aspectos mencionados anteriormente. Para a metodologia $D_{0,35}$, os valores de área trincada para 5, 6 e 7,5 cm foram muito próximos e, considerando as imprecisões relativas as estimativas desse gênero, pode-se afirmar que são praticamente iguais, mas vale a ressalva de que com 7,5 cm de espessura apresentou maior porcentagem de área trincada (37%), depois vem a configuração com 6 cm (29%) e 5 cm (23%). Já para a estrutura com 10 cm de concreto asfáltico, a previsão de área trincada ao fim do período de projeto é praticamente nula, o que pode ser considerado um pouco estranho. As evoluções de área trincada para as quatro simulações feitas estão expostas na Figura 4.29.

Já para os resultados obtidos pela metodologia R_{12-1} , há uma sensação de maior coerência entre espessura e porcentagem de área trincada, pois para os

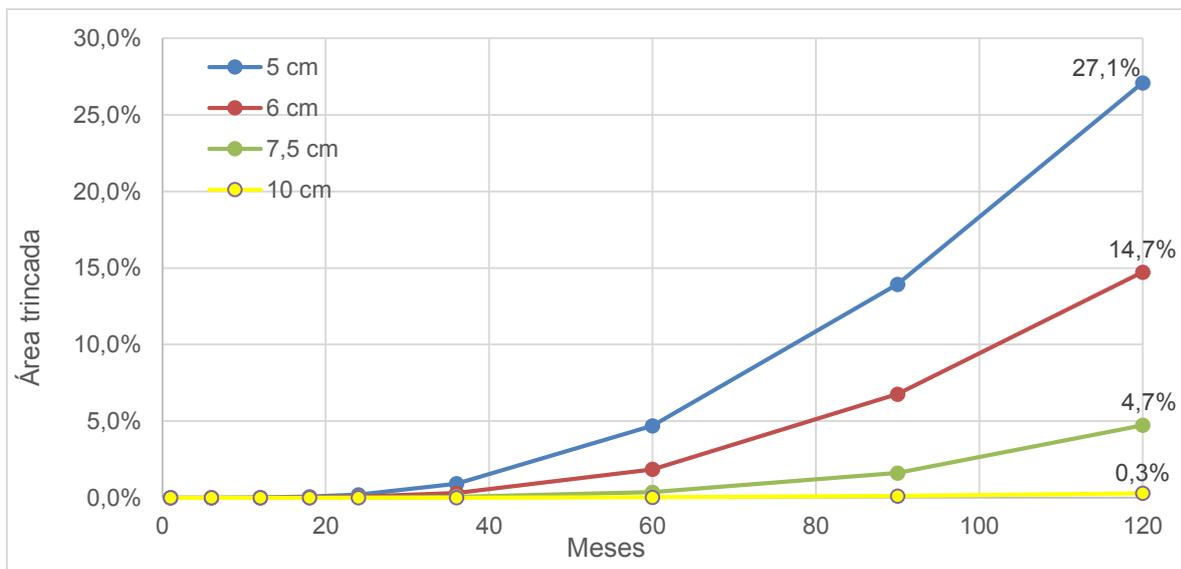
casos com o revestimento mais esbelto há previsão de maior incidência de área trincada, como pode ser visto na Figura 4.30 e que parece ser mais razoável que o anterior.

Figura 4.29 - Evolução da área trincada para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia $D_{0,35}$



Fonte: Autor.

Figura 4.30 - Evolução da área trincada para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para o tráfego real, utilizando a metodologia R_{12-1}

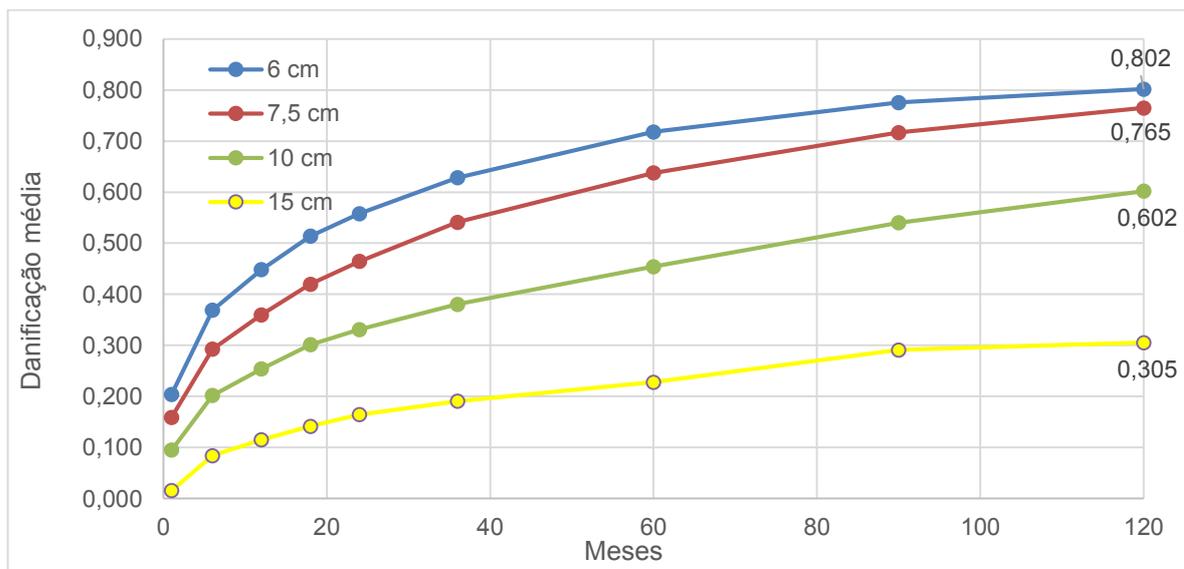


Fonte: Autor.

Ao final do período de projeto encontra-se 27% de área trincada para o revestimento mais delgado, valor quase o dobro da encontrada para a simulação com a espessura real. Com 7,5 cm e 10 cm a área trincada encontrada é praticamente irrisória, o que demonstra que a dimensão da camada de concreto asfáltico de fato possui importância com esta metodologia, diferentemente da outra que se mostrou pouco influenciável. Entretanto, tem que se considerar que o tráfego imposto nessa simulação (tráfego considerado como o real) é baixo, podendo ser que essa seja a explicação para os resultados controversos. Justamente por isso, foram feitas novas simulações com um tráfego mais elevado, como será visto logo à frente.

Com o objetivo de que as simulações apresentem valores consideráveis de danificação e tomando como base os resultados obtidos das comparações de resposta quanto ao volume de tráfego, foi escolhido um tráfego com $2,5 \times 10^7$ solicitações, que teve a porcentagem de área trincada em torno de 50%. Os resultados encontrados para esse tráfego com as distintas espessuras de revestimento estão expostos na Figura 4.31.

Figura 4.31 - Curva de danificação média para um tráfego com com $2,5 \times 10^7$ solicitações, nas espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm

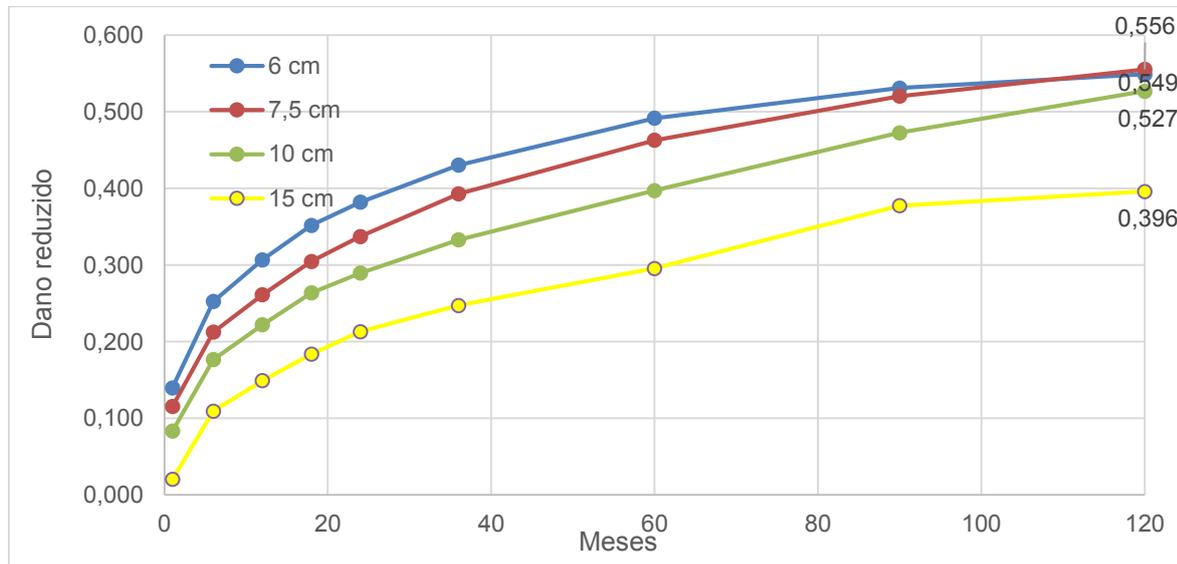


Fonte: Autor.

Com 6 cm o valor encontrado é de 0,802, que ao mudar para 7,5 e 10 cm cai pouco e atinge 0,765 e 0,602, redução em torno de 5% e 25% respectivamente. As maiores diferenças estão para as maiores espessuras, como fica evidente ao contrapor o dano de 10 cm (0,602) contra o dano de 15 cm (0,305), cujo valor cai pela metade com o aumento de apenas 5 cm. Nota-se mais uma vez que as curvas de danificação média apresentam mesmo aspecto, porém estão deslocadas entre si, sendo que para espessuras maiores a danificação do concreto asfáltico diminui, como é de se esperar.

Entretanto, mudando o foco para o dano reduzido, as curvas se acompanham e até se cruzam em alguns pontos, tanto para a metodologia $D_{0,35}$ quanto para a metodologia R_{12-1} , exceto para a simulação com 15 cm que se destaca das demais, como pode ser visto na Figura 4.32 para a metodologia $D_{0,35}$ e na Figura 4.33 para a metodologia R_{12-1} .

Figura 4.32 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia $D_{0,35}$

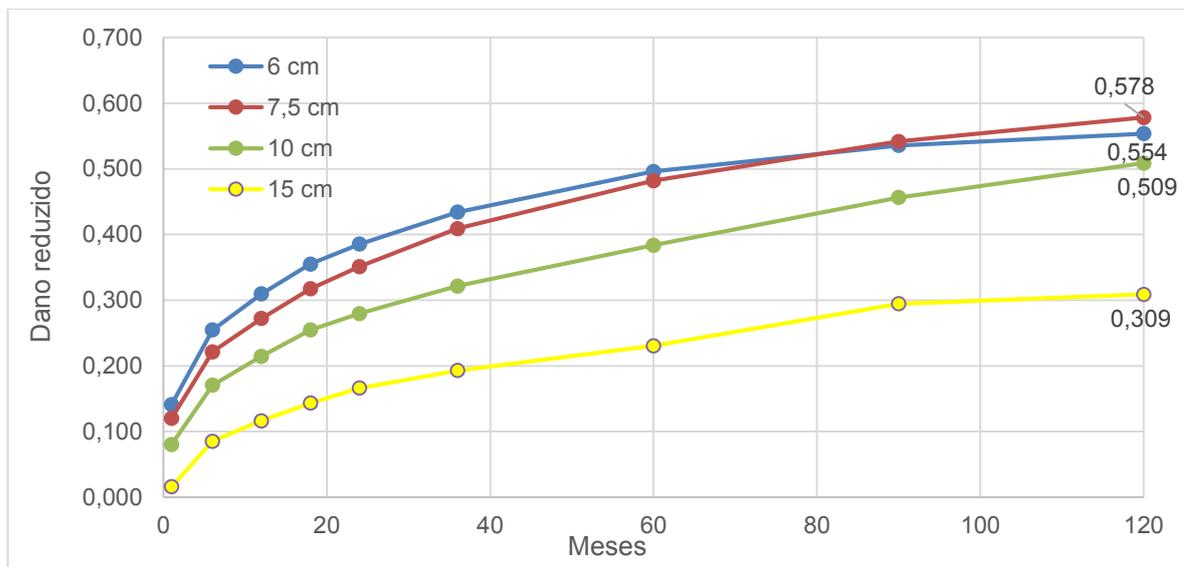


Fonte: Autor.

Para este caso, vale destacar que os valores encontrados após seguir as duas metodologias são muito próximos entre si e as curvas apresentam comportamento bem parecido, levando a crer que o fato de optar por uma ou pela outra no momento de realização da previsão da porcentagem de área trincada para

um determinado pavimento e seu respectivo cenário, não proporcionará diferenças significativas nos resultados encontrados.

Figura 4.33 - Curva de dano reduzido para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia R₁₂₋₁

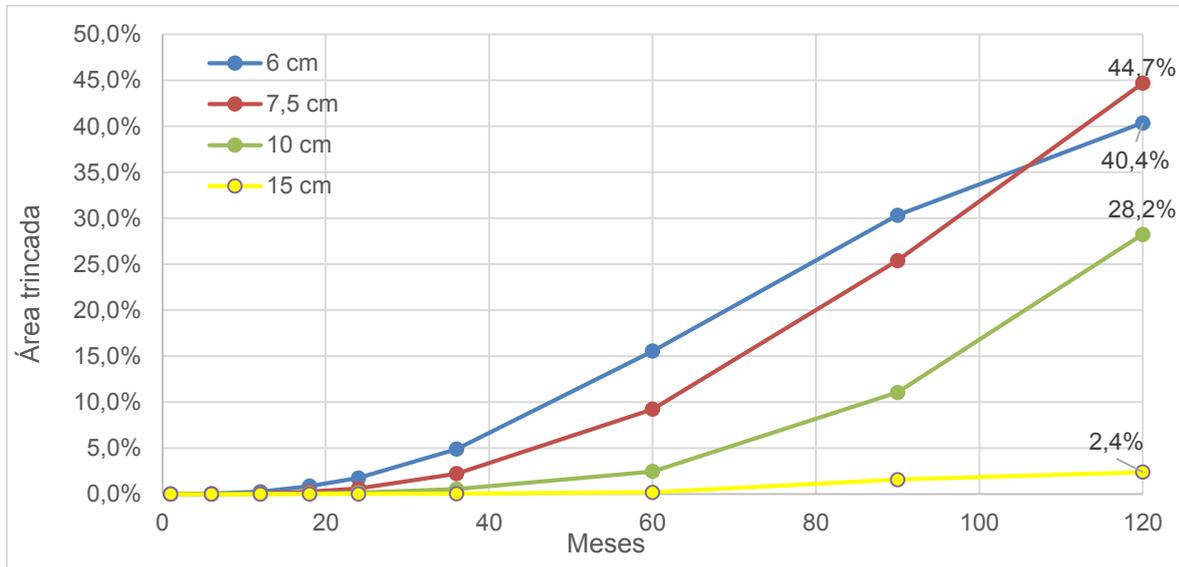


Fonte: Autor.

Após processar os dados e calcular a estimativa de área trincada pela metodologia $D_{0,35}$, o resultado encontrado para 6 cm foi de 45% enquanto que o de 7,5 cm ficou em 40%, o que claramente não faz sentido lógico. Para 10 cm a porcentagem ficou em 28% e para 15 cm praticamente não houve área trincada. A evolução de área trincada pode ser vista na Figura 4.34.

Ao fazer um esforço mental, é fácil imaginar que uma camada de 7,5 cm tenha desempenho superior, ou no mínimo igual, ao de uma camada de 6 cm (mantida as mesmas condições, é claro). Como a camada mais esbelta teve menor porcentagem de área trincada (40% contra 45%), tendo diferença absoluta entre elas de 5% é razoável estimar que pode haver um erro intrínseco da metodologia significativo. Ao olhar para os 28% encontrados para 10 cm é possível dizer que essas três configurações apresentam resultados muito semelhantes. O fato de que um pavimento com 6 cm de concreto asfáltico e outro com 10 cm, mantido todas as outras condições iguais, apresentarem área trincada por fadiga muito próximas umas das outras, causa de forma natural uma certa estranheza e desconfiança da simulação proposta.

Figura 4.34 - Evolução da área trincada para as espessuras de 6, 7,5, 10 e 15 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia $D_{0,35}$



Fonte: Autor.

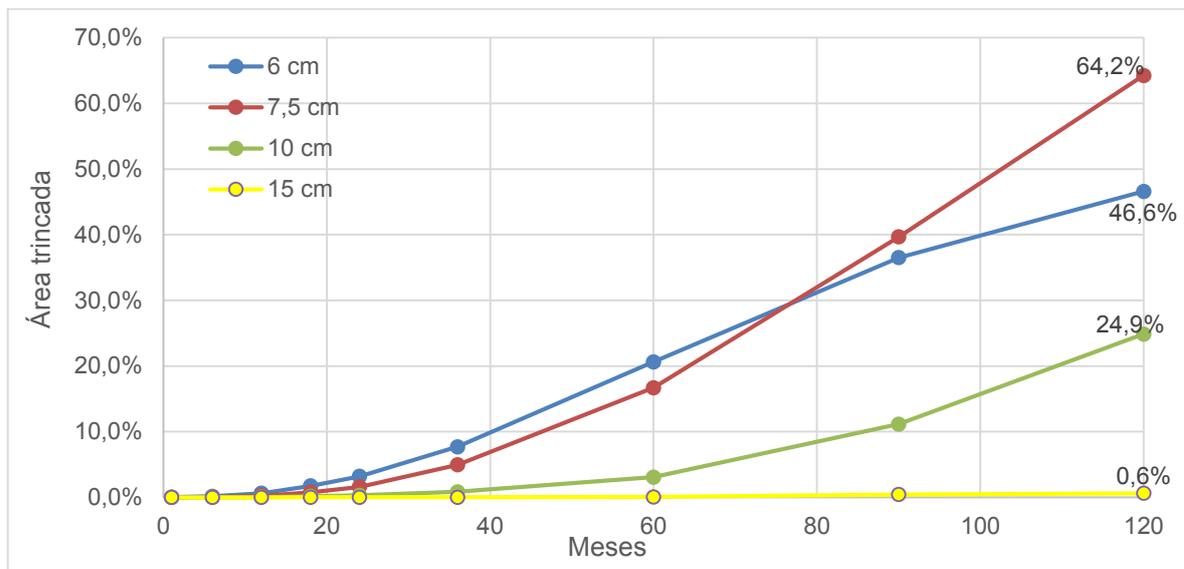
Sabe-se que neste processo de predição de área trincada estão envolvidas muitas variáveis e que a precisão nem sempre é assim tão boa, porém essa situação exposta traz à tona a questão da precisão interna do método, uma vez que todas as variáveis foram mantidas constantes e só foi alterado a camada de revestimento. Como a curva de danificação média apresentou comportamento coerente, a falta de acurácia para estes casos pode ser por conta da função de transferência proposta por Nascimento (2015), que pode não estar tão bem calibrada para este cenário. Entretanto, visto as limitações aplicadas a esse trabalho, é necessário a realização de estudos mais amplos e aprofundados a respeito do tema para que seja possível tirar conclusões mais sólidas.

Os resultados obtidos para a metodologia R_{12-1} podem ser vistos na Figura 4.35, que mostra um maior descolamento entre as curvas, menos para as que representam 6 e 7,5 cm que andam juntas e em um dado momento uma cruza a outra. Os valores finais para todas são bem próximos dos encontrados com a metodologia R_{12-1} .

Vale destacar que para 6 cm e 7,5 cm houve novamente uma inversão dos valores esperados, pois a menor espessura apresentou 47% de área trincada

enquanto que para a camada com 1,5 cm a mais de concreto asfáltico é previsto 64%. Isso reforça o sentimento de dúvida gerada na metodologia $D_{0,35}$ sobre a acurácia da previsão para algumas situações, como por exemplo em tráfegos elevados e para uma faixa de espessuras de concreto asfáltico.

Figura 4.35 - Evolução da área trincada para as espessuras de 6, 7,5, 10 cm com $2,5 \times 10^7$ solicitações, utilizando a metodologia R_{12-1}



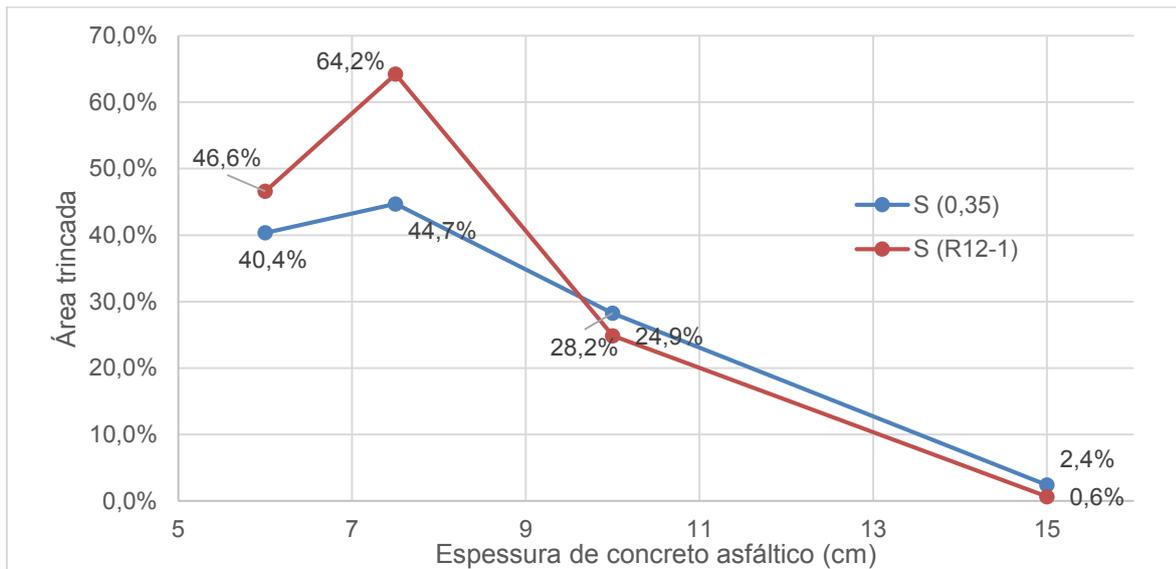
Fonte: Autor.

Se for utilizada a mesma argumentação feita para a metodologia $D_{0,35}$, considerando que uma camada mais espessa apresenta desempenho melhor ou igual à uma de menor dimensão, ao analisar especificamente a previsão para a camada com 6 e 7,5 cm, nota-se que o resultado da de menor espessura apresentou diferença absoluta de 17% (47% contra 64%). Expandindo a análise para a camada de 10 cm, que apresentou 25% no final do período de projeto, é plausível admitir, sem muito desconforto, que esse resultado é praticamente igual ao encontrado para a camada de 6 cm, o que não demonstra uma sensibilidade satisfatória à diferença de espessura das camadas.

A Figura 4.36 traz a porcentagem de área trincada estimada para cada uma das simulações realizadas para este último nível de tráfego, e nela aparece certa incoerência nos valores encontrados ao comparar os resultados encontrados para as estruturas de 6 e 7,5 cm, pois inicialmente a curva apresenta variação para cima

com o aumento de espessura da camada de concreto asfáltico. Após isso ela sofre uma queda acentuada e demonstra tender a zero para revestimentos com 15 cm ou mais de espessura.

Figura 4.36 - Porcentagem de área trincada encontrada para as simulações com diferentes espessuras de concreto asfáltico



Fonte: Autor.

Essa inconsistência encontrada nos resultados da estrutura com 7,5 cm de concreto asfáltico não está ligada ao cálculo de dano médio acumulado, pois para todos os casos foi possível notar afastamento das curvas entre si. Essa divergência na estimativa de porcentagem de área trincada provavelmente está relacionada aos comportamentos inesperados das curvas de dano reduzido, que naturalmente se refletiram nos resultados finais das projeções.

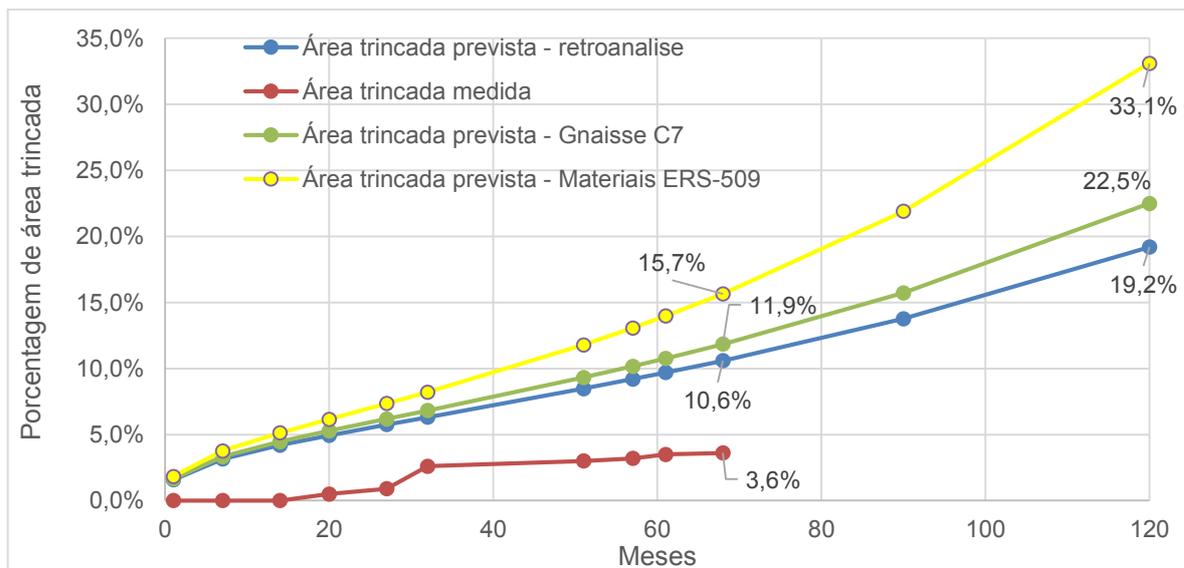
4.2 RESULTADOS ORIUNDOS DO MEDINA

4.2.1 Simulação da situação real e comparação com a área trincada atual

Fazendo a entrada de dados no MeDiNa de modo a representar a situação real do pavimento (módulos obtidos por retroanálise) e do tráfego na época de abertura do trecho, os resultados obtidos foram bem próximos aos de fato

encontrado nos levantamentos, ficando com área trincada estimada para 68 meses em 11%. Ao utilizar as camadas de BGS e MS do banco de dados do MeDiNa (Gnaisse C7) não houve diferença significativa nos resultados, atingindo 12%, também para 68 meses. Já para as camadas caracterizadas do trecho de duplicação da ERS-509, foi previsto 16% de área trincada. Para este tempo de uso, o valor medido em campo foi de 4%. Na Figura 4.37 é posto a evolução da porcentagem de área estimada pelo MeDiNa com os módulos oriundos da retroanálise, do banco de dados e da caracterização referente aos materiais da ERS-509, além dos valores medidos em campo.

Figura 4.37 - Evolução das porcentagens de área trincada previstas e da medida em campo



Fonte: Autor.

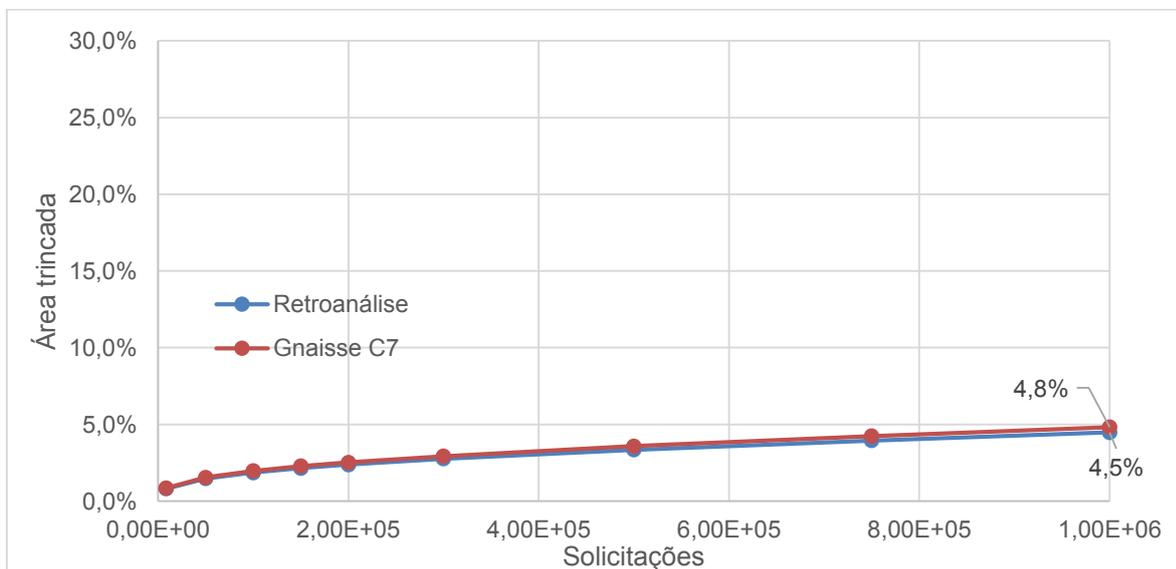
É possível notar que as previsões de área trincada possuem valores um pouco acima da situação real, mas que se assemelham com a mesma. Esta aproximação é tida como aceitável uma vez que a precisão não é tão alta em função das inúmeras variáveis presentes nas simulações deste tipo. Percebe-se que as curvas de previsão da retroanálise e do Gnaisse C7 apresentam crescimento suave e linear por todos os 120 meses, atingindo valores em torno de 20% de área trincada ao fim do período de projeto. Entretanto, a outra projeção não demonstra um crescimento linear, com valores maiores logo nos primeiros meses e no mês 120

atinge 33% de área trincada, estando assim caracterizado o colapso da estrutura por fadiga. Baseado no comentado anteriormente, pode-se afirmar com certa segurança que o pavimento irá atender as solicitações previstas em projeto para duas das três previsões. Entretanto, cabe ressaltar que o tipo e volume de tráfego são muito dinâmicos, podendo haver grandes variações de um ano para o outro.

4.2.2 Influência do tráfego na estimativa da porcentagem de área trincada

Para o menor volume de tráfego de projeto simulado (10^6 solicitações), obteve-se baixíssimo percentual de área trincada para os dois casos, ficando ambos na casa de 5% após todas as solicitações, o que deixa evidente que a estrutura em questão suporta com muita folga esse nível de tráfego. Também se percebe que as duas curvas se mantêm próximas em todos os pontos e seguem o mesmo tipo de comportamento, como pode ser visto na Figura 4.38.

Figura 4.38 - Evolução da porcentagem de área trincada para 10^6 solicitações

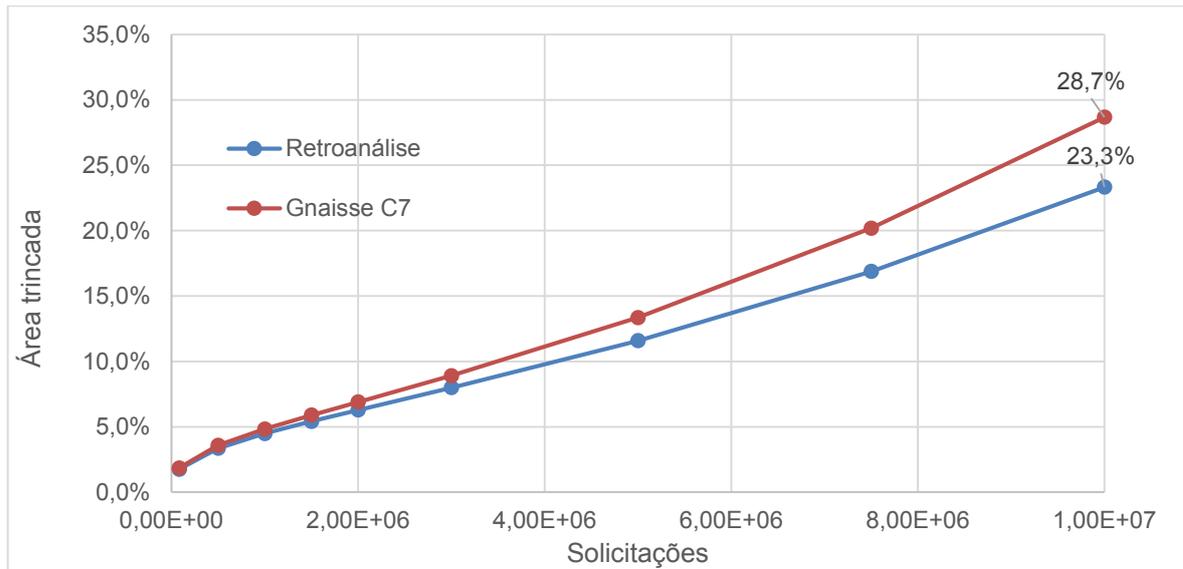


Fonte: Autor.

Aumentando o número de solicitações para 10^7 obteve-se uma porcentagem de área trincada consideravelmente maior para as duas situações, com valores de 29% para a Gnaisse C7 e 23% para a simulação com os dados da retroanálise do pavimento. Mesmo com o aumento, as duas ficaram perto de ter 30% de área

trincada, ou seja, estariam dimensionadas de forma adequada ou próximo a isso. A curva de evolução da porcentagem de área trincada para as duas previsões pode ser vista na Figura 4.39.

Figura 4.39 - Evolução da porcentagem de área trincada para 10^7 solicitações



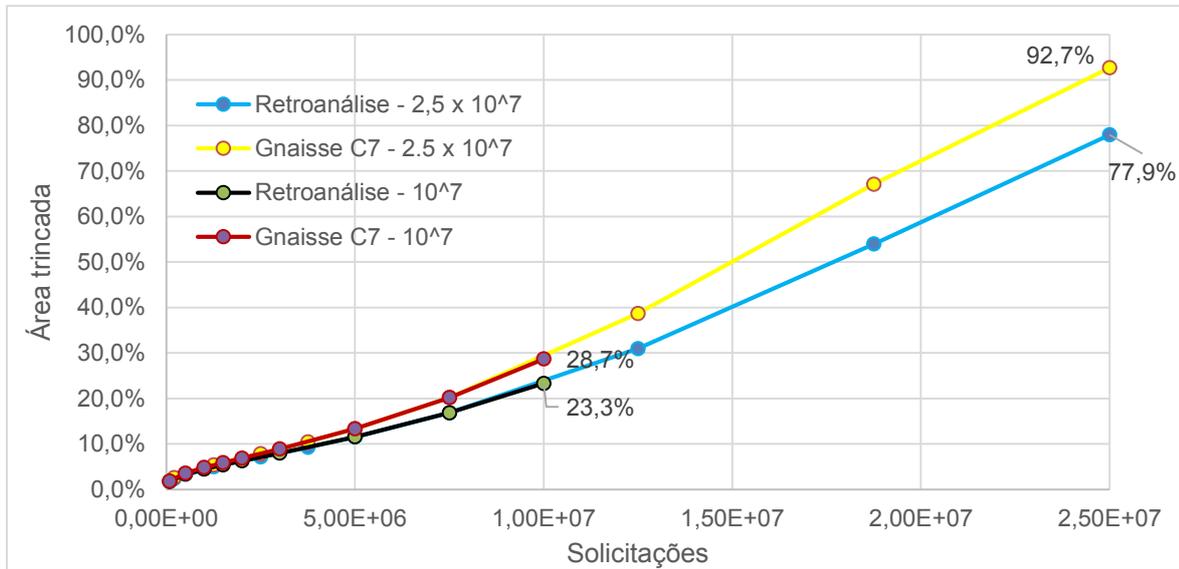
Fonte: Autor.

Neste caso, já é possível perceber que a estrutura com camadas granulares do tipo Gnaisse C7 apresenta desempenho levemente inferior quanto à fadiga quando comparada à estrutura tida como real, mesmo com este material tendo tido o melhor desempenho encontrado no banco de dados do MeDiNa. Entretanto, como a precisão das previsões não é muita alta, pode-se considerar essa diferença como não tão acentuada.

Ao aumentar o número de solicitações para $2,5 \times 10^7$ ocorre um grande aumento do percentual de área trincada, saltando de 29% para 93% e de 23% para 78%, como pode ser visto na Figura 4.40. Um ponto que vale destaque é a coerência dos resultados de área trincada para as duas simulações, tendo valor igual ou muito próximo para o mesmo número de solicitações, como mostra a sobreposição das curvas de mesma estrutura para a previsão feita para o tráfego de projeto de 10^7 e $2,5 \times 10^7$ solicitações. Isto parece lógico, uma vez que mantido as mesmas condições iniciais a porcentagem de área trincada deve ser a mesma para

um determinado número de solicitações, independentemente de qual seja o tráfego de projeto.

Figura 4.40 - Evolução da porcentagem de área trincada para $2,5 \times 10^7$ solicitações



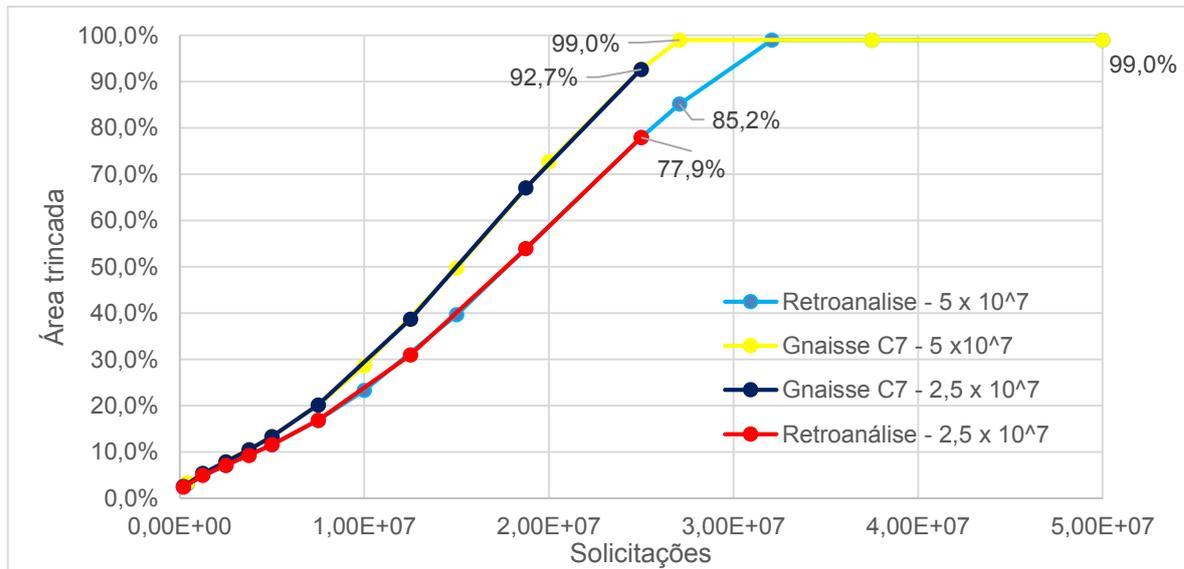
Fonte: Autor.

Neste caso, também fica indicado o pior desempenho da estrutura com as camadas granulares de Gnaisse C7 durante toda a curva, que ao longo das solicitações começa a se distanciar e atinge o valor de 92% enquanto a outra apresenta apenas 78% de área trincada. Apesar de melhor desempenho da estrutura real, ambas ficaram longe de ser capaz de comportar um tráfego deste nível, rompendo por fadiga antes mesmo da metade do tempo de projeto.

Seguindo com o aumento do número de solicitações, passando agora para 5×10^7 atingiu-se as porcentagens máximas de área trincada para ambos os casos bem antes do período de projeto (ao final do período de projeto deveria haver apenas 30% de área trincada), como mostra a Figura 4.41, com a estrutura real chegando a 99% de área trincada com apenas, aproximadamente, $3,21 \times 10^7$ solicitações que correspondem a 77 meses deste volume de tráfego e a outra configuração atingiu o mesmo valor com, aproximadamente, $2,71 \times 10^7$ solicitações que equivalem à 65 meses de projeto. Vale destacar que no MeDiNa o máximo

percentual de área trincada é de 99%, ou seja, para ambos os casos o pavimento apresentou o máximo de danificação possível.

Figura 4.41 - Evolução da porcentagem de área trincada para 5×10^7 solicitações



Fonte: Autor.

Plotando as curvas desta simulação e da anterior, mais uma vez se percebe que há uma sobreposição das mesmas para as estruturas com mesmo tipo material, reforçando o ponto de que para este software, quando mantido as mesmas condições iniciais, a porcentagem de área trincada é unicamente dependente do número de solicitações impostas ao pavimento.

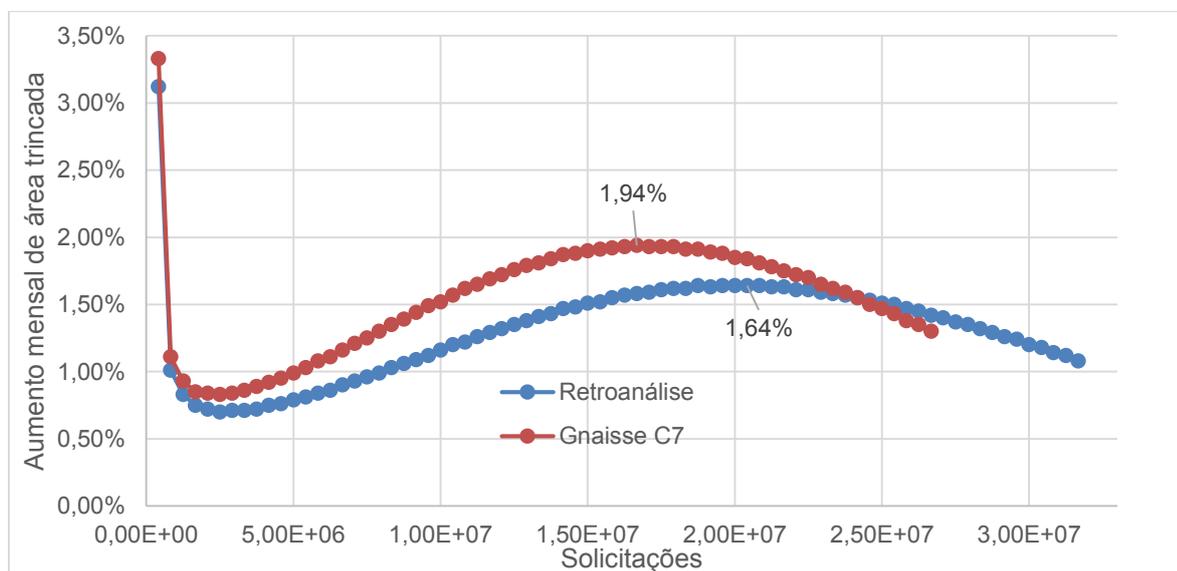
Sabendo disso, é possível afirmar que uma curva que atinja 99% de área trincada com um certo número de solicitações é representativa de todas as outras hipóteses de tráfego, seja para baixo ou para cima. Portanto não é necessário simular tráfegos com maior número de solicitações do que este último.

Baseado nisso, fazendo a análise do comportamento da curva de evolução de área trincada oriunda do MeDiNa para a simulação com 5×10^7 solicitações, ao calcular o aumento de área trincada mês a mês, nota-se que não há incrementos lineares mesmo com a quantidade de solicitações sendo a mesma para todos os meses. A Figura 4.42 mostra o comentado anteriormente.

Como pode ser visto, ambas apresentam comportamento semelhante, tendo inicialmente uma queda na taxa de crescimento, seguida por um aumento gradual e

que se mantêm até atingir uma assíntota de crescimento máximo mensal, e ao que tudo indica é variável de acordo com a estrutura do pavimento, pois para a estrutura com Gnaisse C7 o valor foi de 1,94% enquanto para a outra foi de 1,64%. Após atingir esse valor máximo, por volta dos 60% de área trincada total para os dois casos, a curva da taxa de crescimento declina progressivamente com rapidez de queda semelhante à que teve durante sua fase de ascendência. Por fim, quando a porcentagem de área trincada atinge 99% não há mais incrementos mensais.

Figura 4.42 - Aumento da porcentagem de área trincada a cada mês



Fonte: Autor.

Essas variações da taxa de crescimento de área trincada mensal causam certa desconfiança por dois motivos. O primeiro é que, caso o software considere a estrutura de forma inalterada ao longo do tempo, a taxa de crescimento de área trincada deveria ser constante após o surgimento das primeiras trincas. Entretanto, sabe-se que a estrutura não permanece exatamente igual durante toda a sua vida, o que leva ao segundo ponto: levando em consideração a danificação que ocorre na camada de concreto asfáltico ao longo das solicitações e a sua decorrente diminuição do módulo de resiliência, para uma mesma intensidade de carga as deformações seriam maiores o que acarretaria em um processo de fadiga mais acelerado e assim ocorreria mais danificação por cada solicitação, o que fecha um círculo vicioso que cada vez mais aumenta a velocidade do surgimento de trincas.

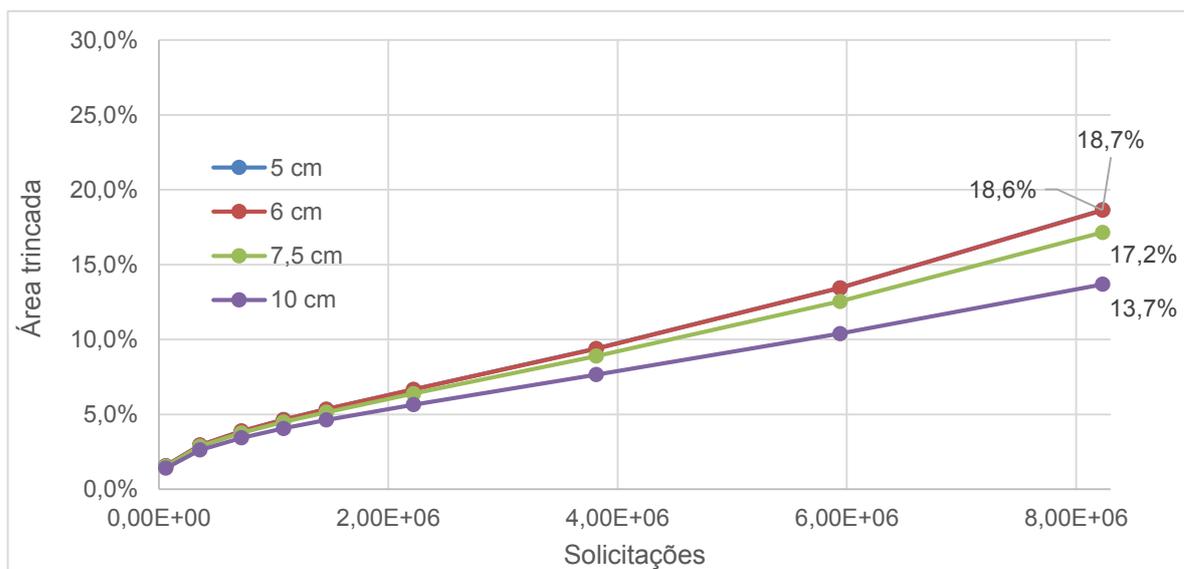
Dito isto, percebe-se que após atingir a assíntota máxima da taxa de crescimento mensal o software vai no sentido oposto ao argumentado anteriormente.

4.2.3 Influência da espessura da camada de revestimento na estimativa da porcentagem de área trincada

O objetivo dessa parte do trabalho é verificar a sensibilidade das simulações do MeDiNa quanto à variação da espessura do concreto asfáltico. Primeiramente, para a simulação com o tráfego estimado na época de abertura do trecho ($7,18 \times 10^5$ solicitações anuais) e considerando crescimento de 3% ao ano, mantendo a mesma mistura asfáltica e a estrutura subjacente ao revestimento (estrutura real ou Gnaisse C7) e posteriormente com um tráfego hipotético.

Iniciando a análise para a estrutura granular presente no trecho, ao simular revestimentos com 5, 6, 7,5 e 10 cm obteve-se os resultados expostos na Figura 4.43, que apresenta baixo percentual de área trincada ao fim do período de projeto. Talvez por isso, as diferenças entre as quatro espessuras foram tão baixas, chegando ao ponto de as camadas com 5 e 6 cm apresentarem valores praticamente idênticos e, por conseguinte, curvas sobrepostas.

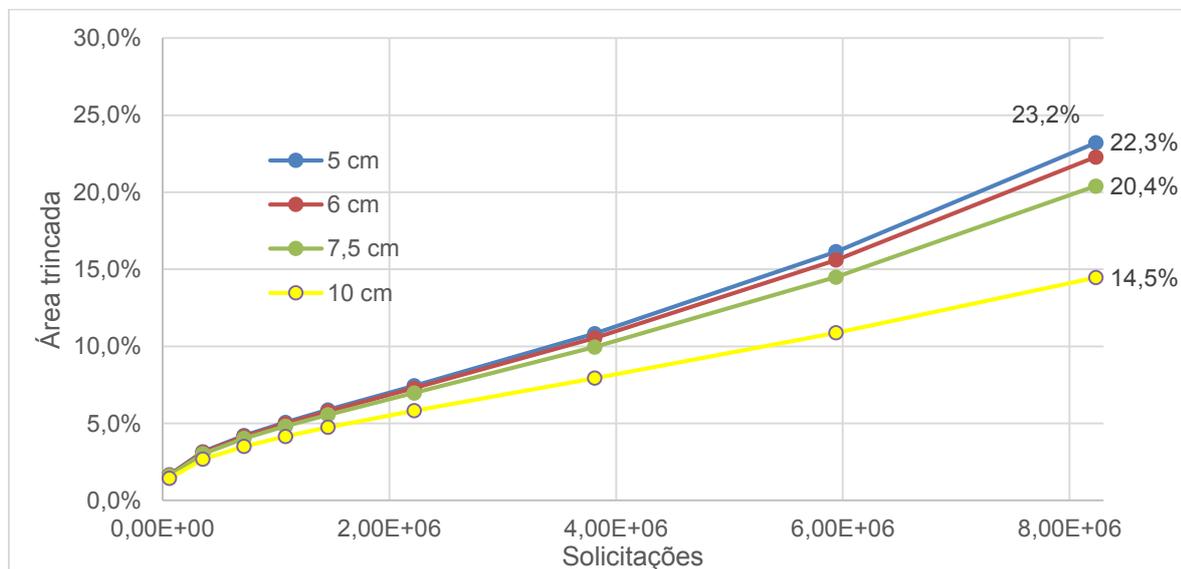
Figura 4.43 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares reais



Fonte: Autor.

Com as camadas granulares compostas pelo Gnaisse C7, os valores encontrados ficaram bem parecidos, porém um pouco acima. Novamente não é possível perceber grande diferença ao comparar as áreas trincadas entre as diferentes espessuras (Figura 4.44), exceto a de 10 cm que apresenta certo distanciamento das demais, mas que não representa algo significativo no final do período de projeto.

Figura 4.44 - Evolução da porcentagem de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares de Gnaisse C7



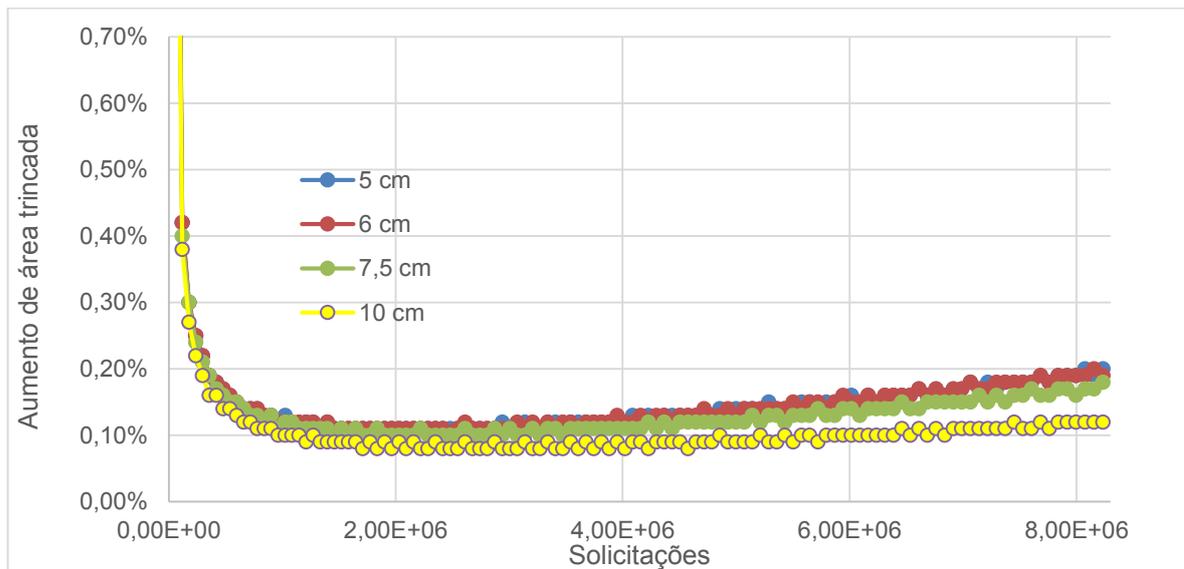
Fonte: Autor.

Como visto anteriormente, de acordo com a previsão pelo MeDiNa, o surgimento das trincas ocorre em velocidades diferentes ao longo das solicitações e, para este volume de tráfego, as curvas estão na fase em que há baixo crescimento da área trincada, como pode ser visto na Figura 4.45 que mostra os incrementos mensais de área trincada para as espessuras de 5, 6, 7,5 e 10 cm para a estrutura com as camadas granulares reais e a Figura 4.46 mostra os resultados para a estrutura com as camadas granulares de Gnaisse C7.

Na Figura 4.45 é possível notar que os incrementos mensais para as 4 situações são estáveis, apresentando leve crescimento para este número de solicitações, ficando entre 0,1 e 0,3% ao mês. Além disso, apesar de serem bem

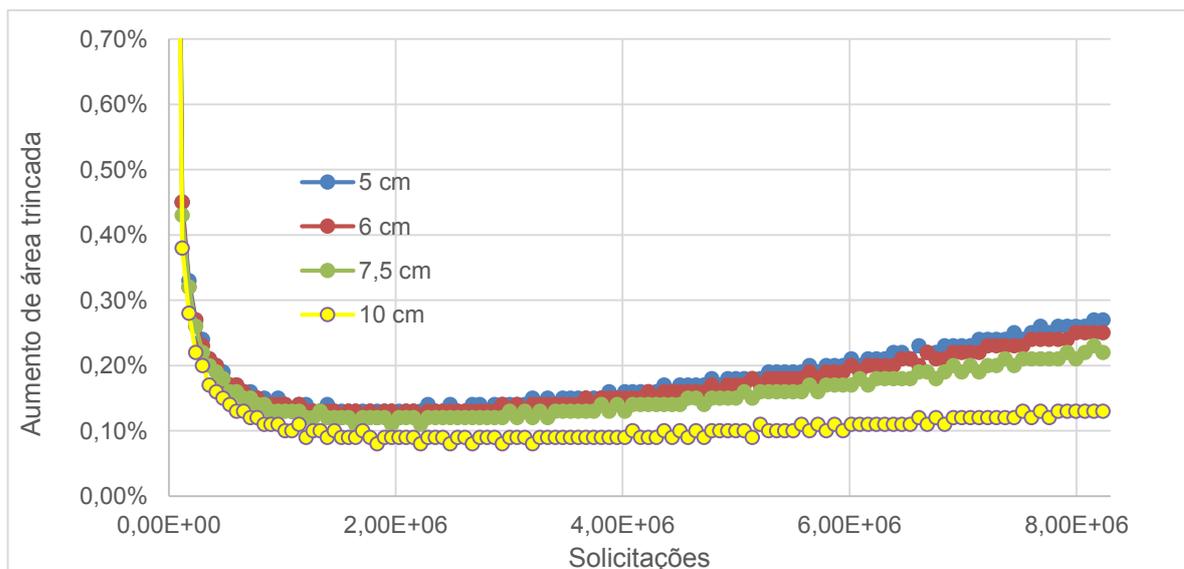
semelhantes entre si, há como notar que as curvas que representam maior espessura estão com incremento menores, como é o caso da de 10 cm.

Figura 4.45 - Incremento mensal de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares reais



Fonte: Autor.

Figura 4.46 - Incremento mensal de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico com as camadas granulares de Gnaiss C7

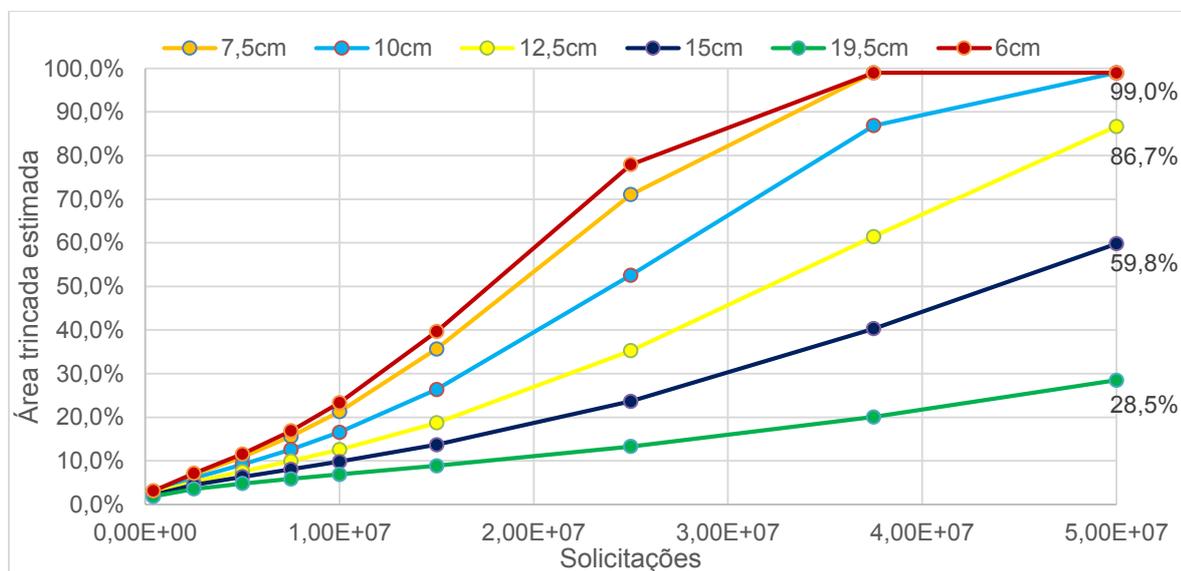


Fonte: Autor.

Como visto, a curva está na sua fase inicial e não apresenta grande crescimento mensal. Para abranger todo o seu desenvolvimento e ter um melhor entendimento da influência da espessura nos resultados é necessário aumentar o volume de tráfego e, com base nos resultados da seção 4.1.2 o número de solicitações escolhido para análise é 5×10^7 , pois com ele a estrutura com 6 cm atingiu 99% de área trincada precocemente e então será possível ver com clareza as diferenças para espessuras maiores.

Realizando as simulações para as espessuras de 6, 7,5, 10, 12,5, 15 e 19,5 cm (esta última convenientemente escolhida para que a área trincada ficasse imediatamente inferior a 30%), mostrou-se significativa a diferença dos comportamentos das curvas de evolução da área trincada. De modo geral, quanto maior a espessura menor foi o percentual encontrado, como já era de se esperar. Os resultados para esses casos estão expostos na Figura 4.47 para a simulação da situação real e na Figura 4.48 com o uso do Gnaisse C7.

Figura 4.47 - Curvas de evolução de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com camadas granulares reais

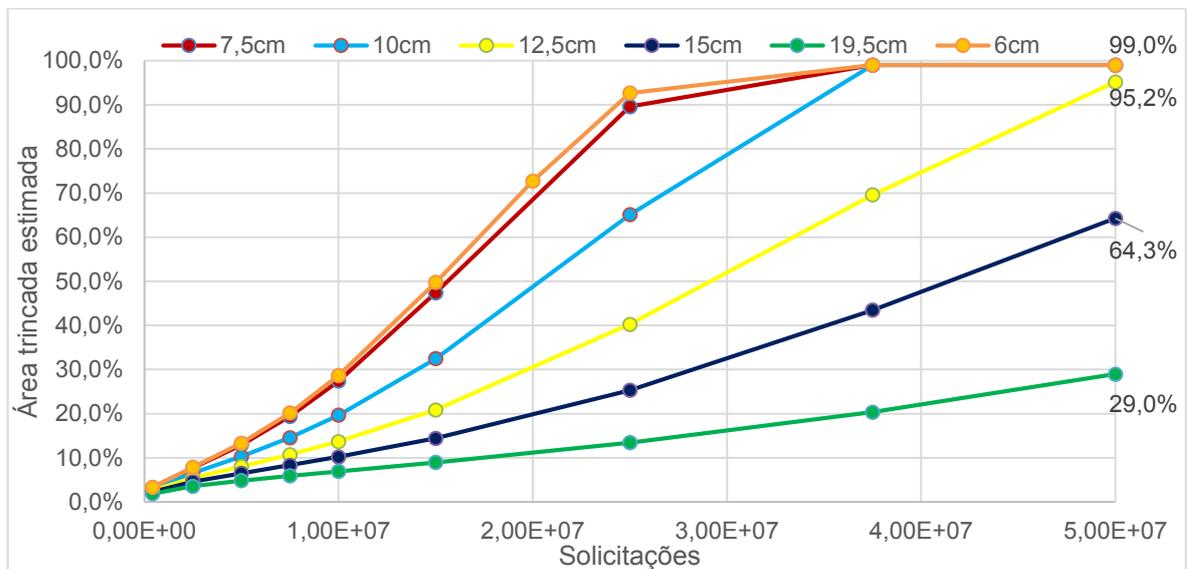


Fonte: Autor.

Percebe-se que as estruturas com 6, 7,5 e 10 cm de concreto asfáltico atingiram rapidamente os 30% de área trincada que caracterizam o colapso da estrutura por fadiga, tendo os mesmos alcançado esse valor, respectivamente, a

$1,21 \times 10^7$, $1,29 \times 10^7$, $1,63 \times 10^7$ solicitações. A partir de $12,5 \text{ cm}$ já é possível perceber considerável melhora, com o mesmo suportando $2,21 \times 10^7$ e a estrutura com 15 cm de concreto asfáltico chegando à ruptura apenas com 3×10^7 solicitações. Já a estrutura com $19,5 \text{ cm}$ não chegaria ao colapso pelo fenômeno de fadiga para este volume de tráfego.

Figura 4.48 - Curvas de evolução de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com camadas de Gnaisse C7



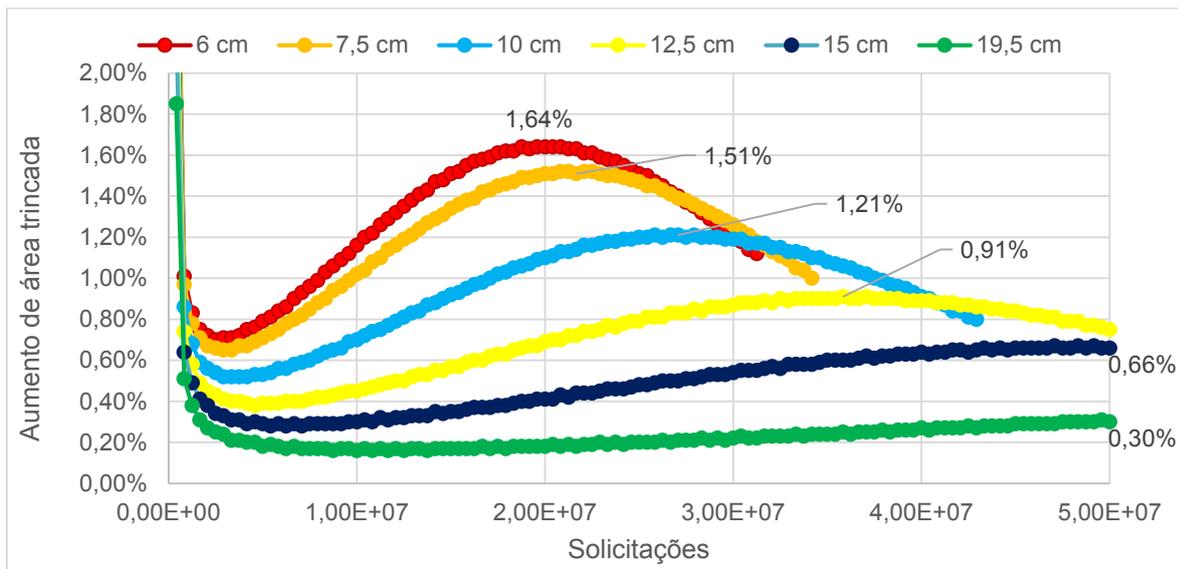
Fonte: Autor.

Com as camadas granulares compostas por Gnaisse C7 os resultados foram bem parecidos, mas novamente com desempenho inferior ao das camadas reais, sendo desta vez com diferenças menores entre elas, especialmente para as situações com maior espessura de concreto asfáltico. Isso se deve ao fato de que com o aumento da camada de concreto asfáltico as camadas granulares transferem parte da importância ao revestimento, que passa a ter maior relevância nas respostas estruturais do pavimento.

Mudando o foco para os incrementos mensais de área trincada, nota-se claramente a diferença de comportamento entre as curvas de diferentes espessuras, como apresentado na Figura 4.49 para as camadas granulares reais e na Figura 4.50 para as camadas com Gnaisse C7. Para ambos os materiais, quanto maior a

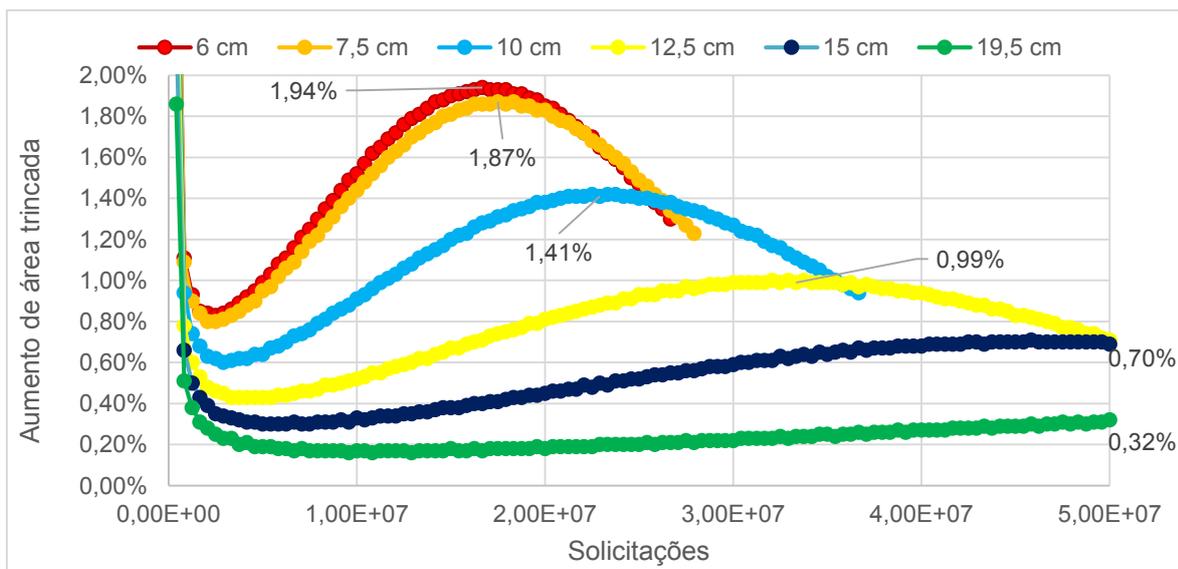
espessura menor é o crescimento mensal de área trincada, apresentando diferenças bem significativas tanto de valor médio quanto de valor máximo entre elas.

Figura 4.49 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas granulares reais



Fonte: Autor.

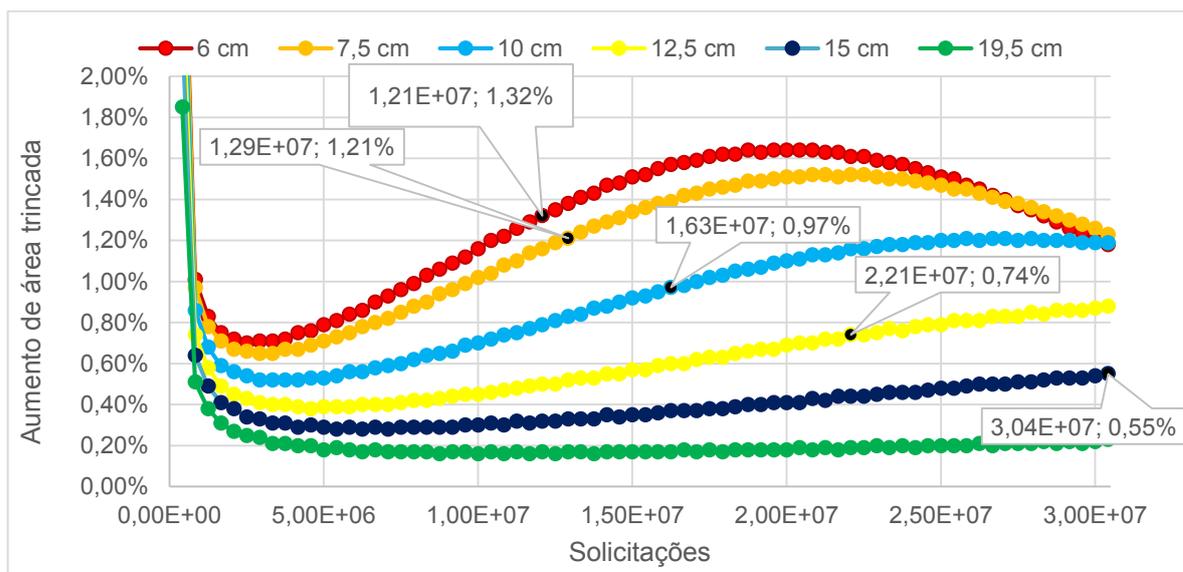
Figura 4.50 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas de Gnaisse C7



Fonte: Autor.

Para os casos mostrados acima, há desde situações que atingem os valores máximos de área trincada muito precocemente até ao caso de que a porcentagem de área trincada fica abaixo de 30%, tendo como exemplo a estrutura com 19,5 cm de concreto asfáltico como revestimento. Como atualmente o pavimento é considerado colapsado por fadiga quando atinge 30% de área trincada, é importante examinar de forma detalhada a parte da curva anterior a este valor. Para uma melhor visualização desta região, a Figura 4.51 e a Figura 4.52 trazem novamente os dados expostos acima, mas de forma mais focada na região de interesse e destacando o ponto imediatamente anterior ao da ruptura da estrutura por fadiga.

Figura 4.51 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas granulares reais, com foco na região de interesse

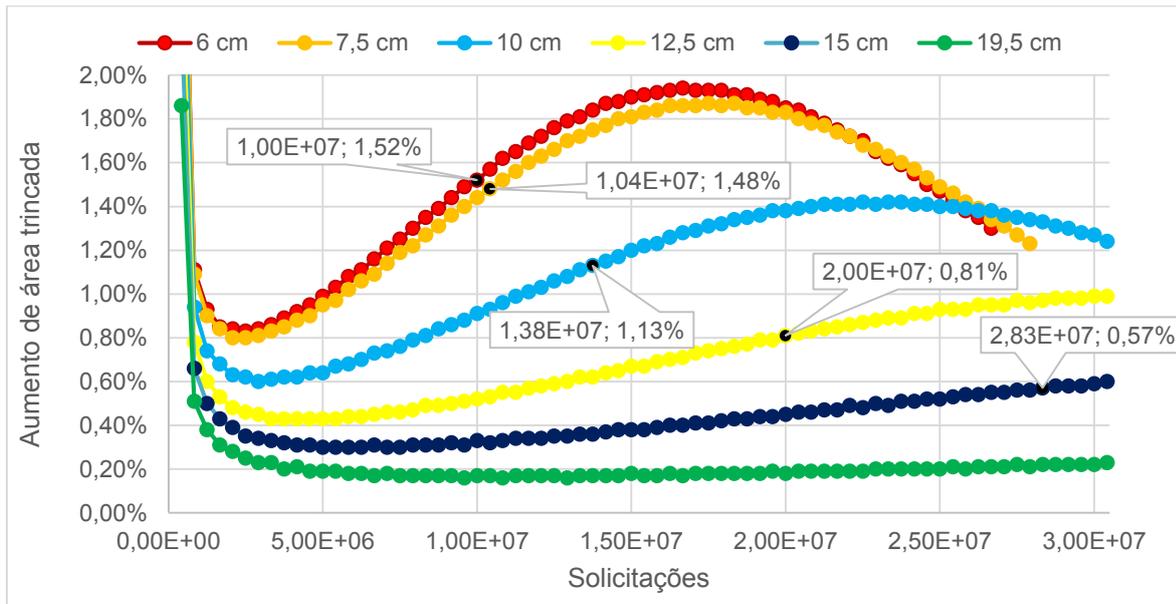


Fonte: Autor.

Como já visto, a curva de crescimento da área trincada possui diferentes fases, umas de crescimento mais rápido e outras de crescimento mais lento. Observando a Figura 4.52 é possível concluir que as espessuras mais delgadas já iniciam com altos incrementos mensais de área trincada em função das altas deformações a que estão sujeitas, e que aumentam ainda mais a medida em que a curva atinge as fases de maior crescimento. Conforme se aumenta a espessura da camada de concreto asfáltico, diminui consideravelmente a taxa inicial de crescimento de área trincada mensal, ficando a mesma com valores bem baixos.

Além disso, para espessuras maiores, a taxa inicial permanece baixa por mais tempo, apresentando uma certa estabilidade dependendo da espessura em questão.

Figura 4.52 - Incrementos mensais de área trincada para diferentes espessuras de concreto asfáltico para a estrutura com as camadas de Gnaisse C7, com foco na região de interesse

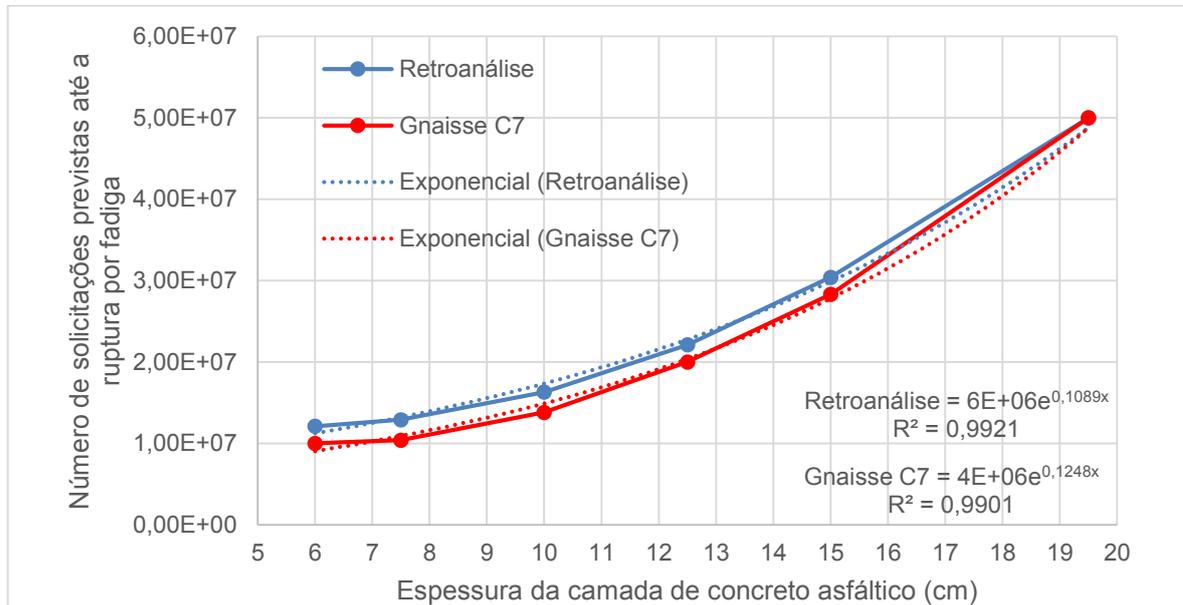


Fonte: Autor.

Esses fatos acumulados levam a números de solicitações admissíveis bem distintos para as estruturas analisadas. Eles demonstram que o aumento da espessura de concreto asfáltico aumenta de forma exponencial a capacidade resistiva da estrutura perante o fenômeno da fadiga, como fica evidenciado na Figura 4.53, que traz uma curva onde mostra as espessuras de concreto asfáltico e suas respectivas solicitações necessárias para a ruptura do pavimento por fadiga, de acordo com a simulação feita.

É possível notar que para as duas situações simuladas o aumento de espessura promove um aumento exponencial no desempenho à fadiga. Entretanto, dependendo da faixa de espessuras em que ocorre o aumento, o mesmo não promove melhora significativa no desempenho, como fica exemplificado na Tabela 4.1.

Figura 4.53 - Influência do aumento da espessura no número de solicitações admissíveis da estrutura para as camadas granulares reais e para Gnaisse C7



Fonte: Autor.

Tabela 4.1 - Resultados dos aumentos de espessura de concreto asfáltico e suas decorrentes melhoras no desempenho à fadiga

Espessura (cm)	Solicitações previstas para ruptura		Aumento de espessura relativa (%)		Melhora no desempenho à fadiga (%)	
	Retroa.	Gn. C7	Retroa.	Gn. C7	Retroa.	Gn. C7
6	1,21 × 10 ⁷	1,00 × 10 ⁷	-	-	-	-
7,5	1,29 × 10 ⁷	1,04 × 10 ⁷	25		6	4
10	1,63 × 10 ⁷	1,38 × 10 ⁷	33		26	33
12,5	2,21 × 10 ⁷	2,00 × 10 ⁷	25		36	45
15	3,04 × 10 ⁷	2,83 × 10 ⁷	20		37	41
19,5	5,00 × 10 ⁷	5,00 × 10 ⁷	30		64	77

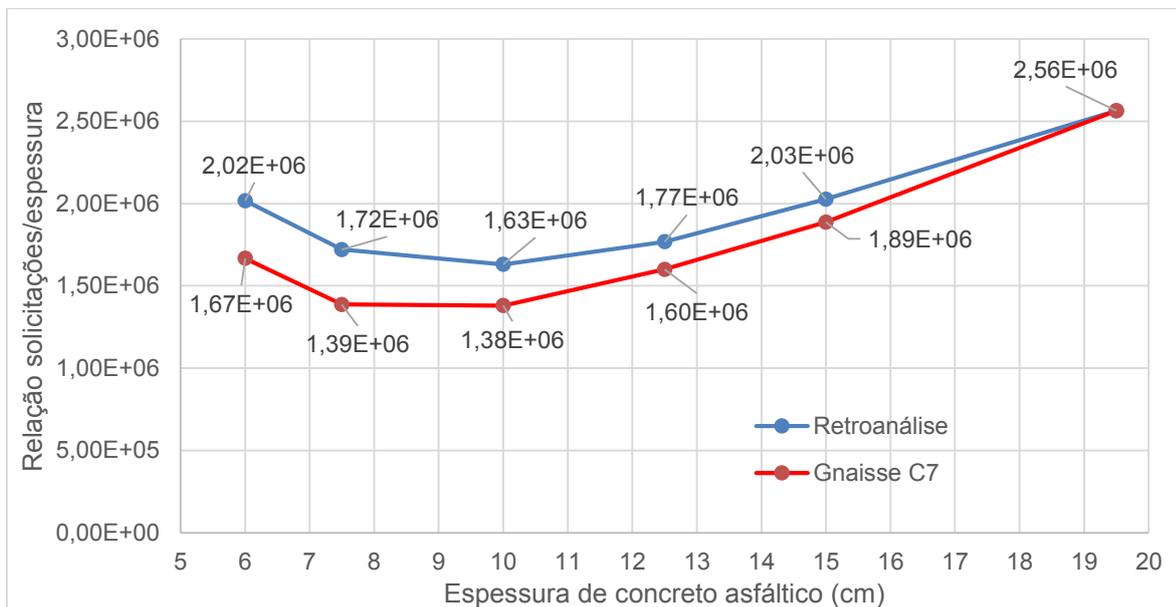
Fonte: Autor.

Como pode ser visto na Tabela 4.1, o aumento de 2,5 cm de concreto asfáltico pode representar diferentes níveis de melhora quanto à fadiga. Quando a

análise é em termos percentuais a diferença fica maior ainda, pois um aumento significativo de espessura (25%) para a camada mais delgada não leva a uma melhora considerável no número de solicitações admissíveis (em torno de 5% apenas). Já para as camadas mais robustas, o aumento promove resultados mais palpáveis, como fica claro ao comparar os resultados da situação com 15 e 19,5 cm, que com um aumento de 30% de espessura obteve-se melhora em torno de 70% da resistência à fadiga do pavimento, de acordo com o software.

Ao fazer a relação solicitações admissíveis/espessura de concreto asfáltico e plotar o gráfico, percebe-se que a curva forma uma zona intermediária em que os incrementos de espessura provocam pouca melhora no desempenho, o que acaba diminuindo as solicitações admissíveis por centímetro de concreto asfáltico, como pode ser visto na Figura 4.54

Figura 4.54 - Curva da relação solicitações admissíveis/espessura de concreto asfáltico para as duas estruturas

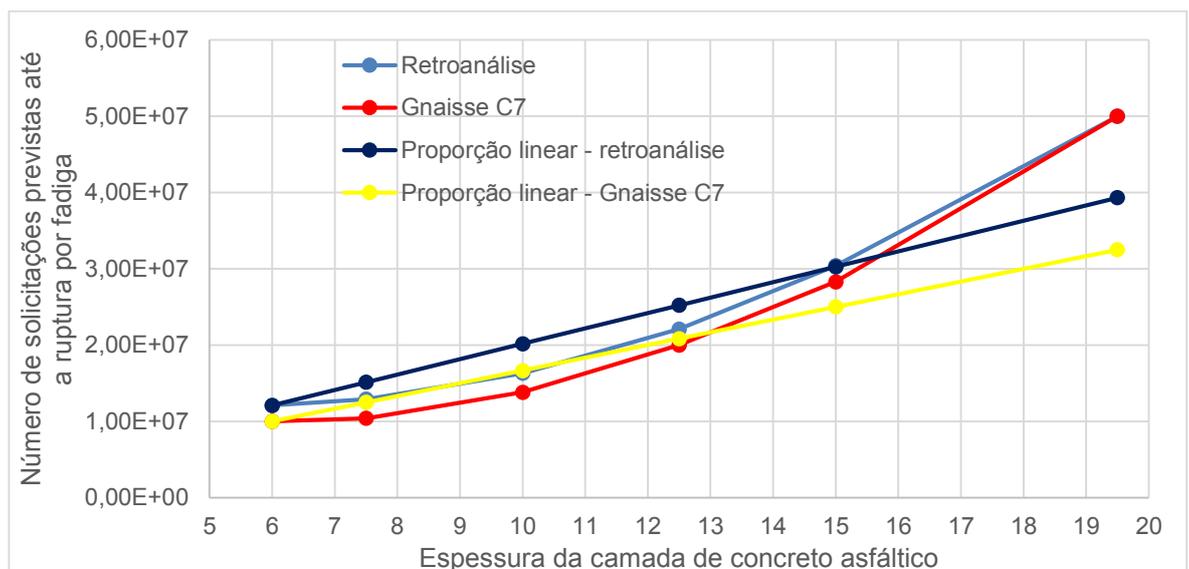


Fonte: Autor.

De acordo com a Figura 4.54, há uma faixa de espessuras em que o aumento das dimensões da camada de concreto asfáltico não é tão eficiente em expandir o número de solicitações a que o pavimento consegue resistir. Sendo assim, há uma zona em que os valores de solicitações admissíveis são inferiores quando

comparados a uma situação hipotética em que o ganho de desempenho perante à fadiga correspondesse linearmente à espessura da camada asfáltica. Caso fosse desta forma hipotética, um aumento de determinada porcentagem na espessura de concreto asfáltico proporcionaria o mesmo aumento percentual de desempenho (tendo como base a relação solicitações/espessura para a estrutura com 6 cm). Para ficar de forma mais clara, a Figura 4.55 mostra novamente as curvas de tráfego admissíveis para as diferentes configurações de pavimentos e traz também os resultados dessa proporção linear hipotética entre as diferentes dimensões das camadas, para que seja possível exemplificar o comentado anteriormente.

Figura 4.55 - Curvas de tráfego admissível para as diferentes configurações de pavimento e as suas respectivas proporções lineares, tendo como referência a camada de 6 cm



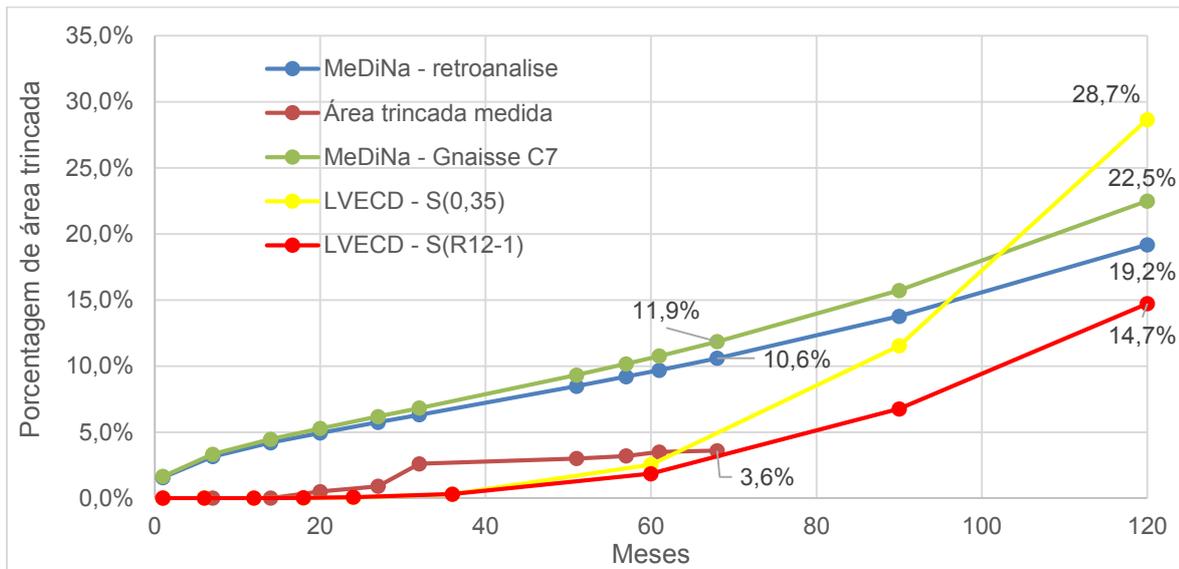
Fonte: Autor.

4.3 COMPARAÇÃO ENTRE OS RESULTADOS ORIUNDOS DO LVECD E DO MEDINA

Para a estrutura existente do pavimento e seu tráfego estimado, foram encontrados resultados que não destoam muito entre si e que podem ser considerados como uma boa aproximação da porcentagem de área trincada para o período em análise, como pode ser visto na Figura 4.56. Porém, caso seja necessário dar um veredito de qual chegou mais próximo, para estes períodos

iniciais (até a última medição em campo da área trincada) as simulações feitas com o software LVECD estão mais coerentes com os valores encontrados no levantamento de campo.

Figura 4.56 - Evolução da porcentagem de área trincada medida em campo e as simulações do LVCD e do MeDiNa



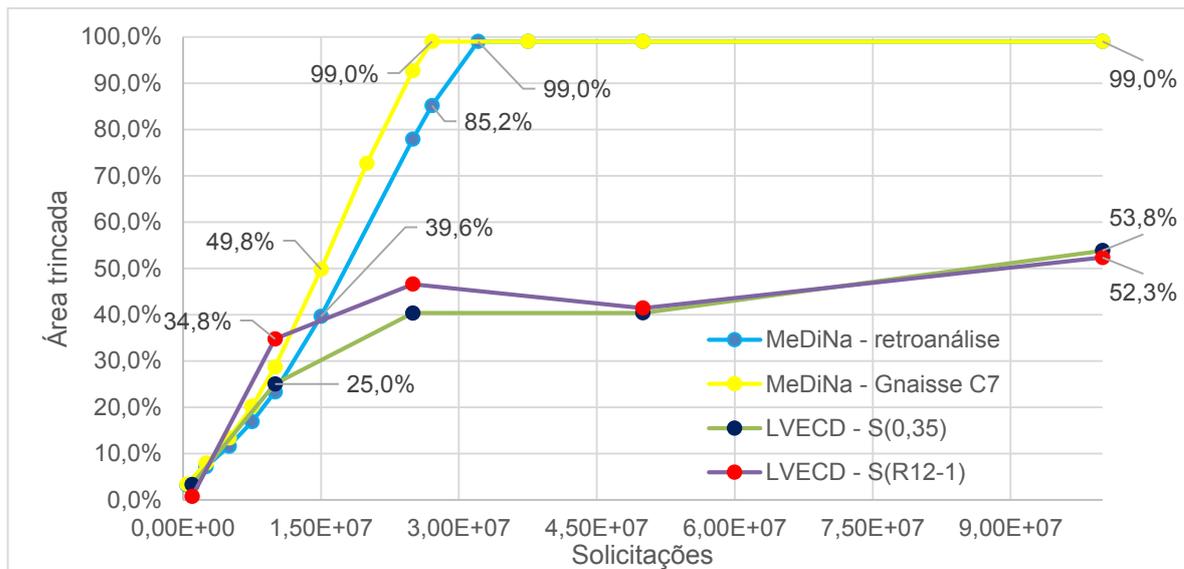
Fonte: Autor.

Após passados os 120 meses de projeto, todas as simulações apontaram valores de área trincada entre 15% e 30%, mostrando certa consistência e coerência das previsões. Entretanto, apesar de os valores finais ficarem próximos, é possível notar diferenças significativas nos comportamentos das curvas ao longo do tempo. Enquanto as previsões oriundas do MeDiNa possuem um crescimento estável e praticamente linear após os primeiros 12 meses, os resultados do LVECD têm como característica baixas porcentagens de área trincada para os primeiros meses e por volta da metade do tempo de projeto passa a ter incrementos consideráveis mês a mês, tendo a partir de então uma curva com crescimento acelerado da porcentagem de área trincada.

Mudando o foco de análise e partindo para os diferentes volumes de tráfego, chega-se a conclusões interessantes. Como pode ser visto na Figura 4.57, as curvas encontradas através do MeDiNa e do LVECD inicialmente se acompanham e ficam com valores bem próximos entre si. Entretanto, a partir de $1,5 \times 10^7$ solicitações as

curvas do LVECD diminuem consideravelmente os seus incrementos de área trincada, enquanto que as do MeDiNa continuam com crescimento acentuado, o que gera um descolamento das curvas de previsão oriundas MeDiNa e do LVECD de ali em diante.

Figura 4.57 - Previsão da curva de porcentagem de área trincada oriundas do LVECD e do MeDiNa para diferentes volumes de tráfego



Fonte: Autor.

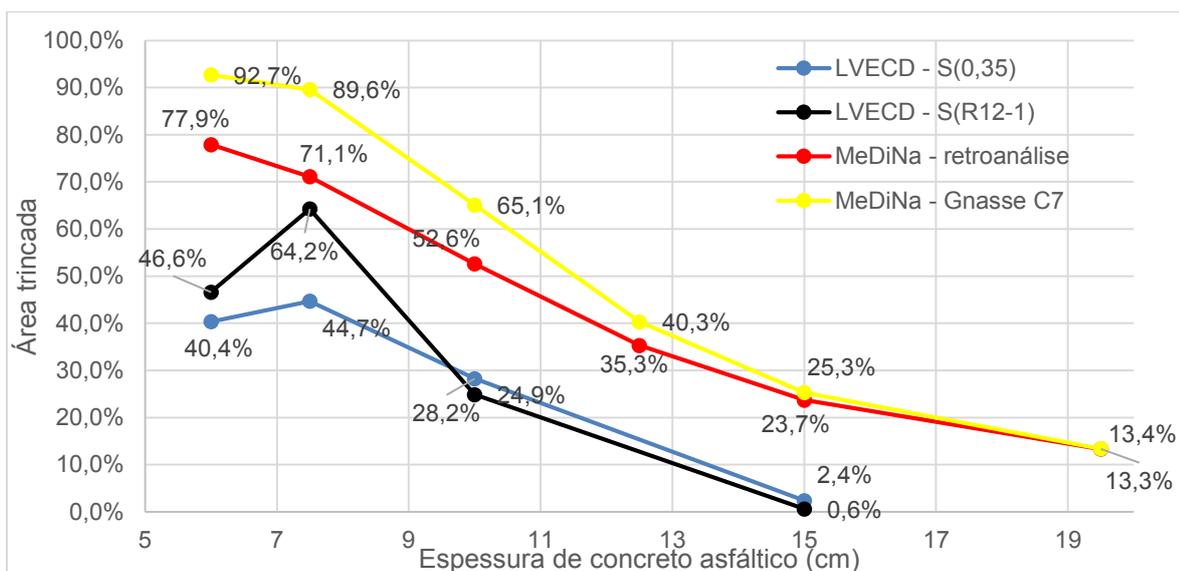
Como os softwares convergem para a mesma resposta dentro de um intervalo de solicitações, há boas chances que ambos estejam corretos para esse determinado intervalo e promove uma confiança maior ao fazer previsões de porcentagem de área trincada para tráfegos de volume igual ou inferior a este, mas abre questionamentos para o restante dos casos.

Como pode-se ver, a curva de área trincada prevista pelo LVECD cresce muito lentamente após atingir 40%, destoando um pouco do esperado, uma vez que, para este momento em diante, os trechos que ainda não trincaram já devem estar com um nível de danificação considerável, acarretando em menor módulo de resiliência e por consequência maiores deformações do pavimento, situação que favorece ainda mais a degradação pelo fenômeno de fadiga. Levando isso em consideração, é possível dizer que os resultados obtidos pelo LVECD para um tráfego com mais de $1,5 \times 10^7$ solicitações precisam de atenção especial no momento

de realização e análise da projeção. Repetindo o mesmo raciocínio para os resultados do MeDiNa, percebe-se que, para o trecho que há divergência entre os resultados do MeDiNa e do LVECD, os do MeDiNa aparentam ser mais coerentes e mais adequados do que os do LVECD. Entretanto, para a presente data, o trecho estudado nesse trabalho não apresenta número de solicitações suficiente para confirmar isso.

Quanto à variação de espessura de concreto asfáltico, ambos mostraram que com o aumento da camada há tendência de melhora no resultado, como pode ser visualizado na Figura 4.58 que apresenta o percentual de área trincada encontrada para um tráfego de $2,5 \times 10^7$. Porém, para o LVECD ao aumentar de 6 para 7,5 cm houve aumento do percentual de área trincada.

Figura 4.58 - Compilado de resultados da porcentagem de área trincada para $2,5 \times 10^7$ solicitações, com previsões oriundas do LVECD e do MeDiNa



Fonte: Autor.

Como pode-se ver, há uma evidente diferença entre os resultados dos dois softwares com o MeDiNa, de modo geral, apresentando valores maiores do que o LVECD para uma mesma espessura, sendo que as diferenças são maiores ou menores de acordo com a espessura em questão. Vale destacar que para a menor espessura (6 cm), o LVECD apresentou aproximadamente metade do valor encontrado pelo MeDiNa e para a maior camada simulada (15 cm) já apresentou

praticamente nada de área trincada, enquanto o MeDiNa começa com alta porcentagem de área trincada e a diminuição dos valores ocorre de forma suave e para 15 cm ainda apresenta algo em torno 25%, que é bem próximo ao limite de 30% normalmente admitido.

5 CONCLUSÕES

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa e das observações realizadas a respeito dos resultados obtidos, foi possível destacar pontos importantes sobre o comportamento dos dois softwares perante aos diferentes cenários à que eles foram impostos. Logo de início, antecipa-se talvez a que seja a maior conclusão deste estudo: baseado nas situações propostas neste trabalho, é possível afirmar que, para as condições detalhadas na metodologia e com as limitações aplicadas, há diferenças consideráveis nas previsões de porcentagem de área trincada entre o LVECD e o MeDiNa, dependendo do caso em questão.

Para entender como chegou-se ao afirmado acima, é necessário analisar separadamente as respostas dos dois programas computacionais. Tratando primeiramente da situação real do trecho abordado, é justo dizer que as projeções de ambos apresentaram valores equivalentes entre si e que também se demonstram coerentes com o encontrado no último levantamento de campo. Além disso, para o restante do tempo de projeto simulado (que não está contido na medição realizada na pista) a curva da porcentagem de área trincada comportou-se de forma semelhante com o indicado pela bibliografia para os períodos finais de trincamento por fadiga de um pavimento asfáltico.

Quanto à influência do tráfego nas previsões, o LVECD mostrou-se coerente no cálculo de danificação da camada de concreto asfáltico para todos os níveis de tráfego testados, com as curvas se sobrepondo umas sobre as outras. Entretanto, ao seguir com a metodologia de Nascimento (2015) para o cálculo de porcentagem de área trincada, encontrou-se incoerências nas curvas de dano reduzido conforme modificou-se o volume de tráfego total de projeto. Essas divergências se refletiram no cálculo da porcentagem de área trincada, que mostraram padrões de comportamento distintos de acordo com o número total de solicitações.

A variação do volume de tráfego no MeDiNa apresentou resultados consistentes e bastante lógicos, havendo somente uma curva de porcentagem de área trincada para cada estrutura, que depende da configuração das camadas do pavimento. Quanto ao comportamento desta curva, ela começa com crescimento baixo, sendo seguido de um acréscimo brando e contínuo que com o passar das solicitações se intensifica até atingir valor máximo, aproximadamente quando a curva atinge 60% de área trincada. Após isso, os incrementos mensais perdem força

e decrescem de forma semelhante a que ascendiam anteriormente, seguindo assim até atingir o valor máximo considerado pelo software (99%).

Ao fazer a comparação dos resultados do LVECD e do MeDiNa para os diferentes volumes de tráfego, é possível concluir que, para o caso específico deste trabalho, os seus resultados iniciam equivalentes e assim continuam até por volta de $1,5 \times 10^7$ solicitações. A partir de então, o LVECD diminui o ritmo de crescimento da porcentagem de área trincada enquanto que o MeDiNa se mantém, o que provoca um distanciamento de suas curvas deste ponto em diante. Como o trecho estudado neste trabalho não atingiu ainda esse número de solicitações, não é possível dizer qual dos dois está mais adequado para esta situação em questão.

Diante do aumento de espessura da camada de concreto asfáltico, o LVECD apresentou como resposta considerável diminuição da danificação média. O mesmo não se pode dizer das curvas de dano reduzido, que apresentou algumas distorções que conseqüentemente foram repassadas para a curva da porcentagem de área trincada e que servem para acender um alerta para projeções com cenários deste tipo.

A mudança na espessura da camada de concreto asfáltico no MeDiNa causou resultados perceptivelmente diferentes, apresentando curvas de porcentagem de área trincada deslocadas umas das outras. Quando analisado somente a parte da curva antes de atingir 30% de área trincada, o ganho de desempenho se manifesta de maneira mais intensa, pois para as camadas mais espessas a curva de crescimento se encontra ainda na fase inicial. Por isso, ao aumentar a dimensão da camada de concreto asfáltico, ocorre um aumento exponencial no número de solicitações que o pavimento poderá suportar.

Como visto, neste trabalho foi observado que pode haver diferenças significativas entre as projeções realizadas por meio do LVECD e do MeDiNa, entretanto é preciso deixar claro que isto se aplica para os cenários estudados, tendo a ciência de que alguns deles, propositalmente, se enquadram em casos extremos. Também é importante frisar que novos estudos precisam ser feitos, abordando as demais possibilidades, que podem vir a corroborar ou divergir do presente estudo.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). T342/11: **Standard Method of Test for Determining Dynamic modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures**. Washington (EUA), 2011.

_____. AASHTO TP 107-14 (R2016). **Standard Method of Teste for Determining the Damage Characteristic curve of asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests**. American Association of State Highway and transportation Official. Washington, D.C, 2016.

ALBUQUERQUE A. P. F. et al. **Influência da Energia de Compactação e da Temperatura de Moldagem nas Propriedades Mecânicas de Corpos-de-Prova de Concreto Asfáltico**. Publicado em 35° Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, RJ, 2004.

ASKELAND, D. R.; FULAY, P. P.; WRIGHT, W. J. **The science and engineering of materials**. 6th ed. Stamford: Cengage Learning, 2011.

BABADOPULOS, L. F. A. L. **A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-indeced damage**. M. Sc. Thesis, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, Brazil, 2014.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica: Materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de textos, 2007.

BALBO, J. T. **Fatos, Mitos e Falácias Sobre os Modelos Experimentais de Fadiga**. Artigo publicado na 32° Reunião Anual de Pavimentação, São Paulo, 2010.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 3. Ed. Reimp. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2010.

BOEIRA, F. D. **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

BORDIN, D. T. **Implantação e Análise de Desempenho de Trechos Monitorados em Santa Maria – RS**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

BRITO, L. A. T. **Avaliação e análise paramétrica do ensaio de compressão diametral sob cargas repetidas em misturas asfálticas**. 2006. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2006.

BUENO, L. D. **Contribuição para a previsão empírico-mecanicista da irregularidade longitudinal e seus desdobramentos econômicos em**

pavimentos asfálticos. 2019. Tese de Doutorado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2019.

CAPITÃO, S. D. **Resistência à fadiga de Misturas Betuminosas de Alto Módulo de Deformabilidade Utilizadas em Portugal**. In: XIII Panamerican Conference of Traffic na Transportation Engineering, 2004.

CARDONA, D. A. R.; POGET, S.; DI BENEDETTO, H.; OLARD, F. **Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen**. Materials Research, Vol. 18 (2), 2015.

CENTOFANTE, R. **Estudo laboratorial da utilização de material fresado em misturas asfálticas recicladas a quente**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2016.

CERATTI, J. A. P.; OLIVEIRA, J. A. **Equipamento simulador de Tráfego Desenvolvido pelo DAER/RS e UFRGS**. Artigo publicado na 27ª Reunião Anual de Pavimentação, Teresina, Piauí, 1993.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. 1ª Edição. ABEDA, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

CERVO, T. C. **Estudo da Resistência à fadiga de Concretos de Cimento Portland para Pavimentação**. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, Escola Politécnica Ilt, São Paulo, 2004.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J. F. Matériaux routiers. Tome 2. 2005.

DI BENEDETTO, H.; PARTL, M. N.; FRANCKEN L.; DE LA ROCHE, C. **Stiffnes testing for bituminous mixtures**. Material and Structures/Matériaux et Constructions, v.34, 2001.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A. LUNDSTROM, R. **Fatigue of Bituminous Mixtures**. Materials and Structures, v. 37, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – DNIT. DNIT-ME 183/2018: **Pavimentação asfáltica – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada** – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2018.

_____. DNIT-ME 135/2018: **Pavimentação asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliencia**. Rio de Janeiro/RJ, 2018.

ESLAMINIA, M.; THIRUNAVUKKARASU, S.; GUDDATI, M. N.; KIM, Y. R. **Accelerated pavement performance modeling using layered viscoelastic analysis**. In: 7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements, 2012.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação**

permanente. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2007.

FRITZEN, M. A. **Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos**. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2016.

HINTZ, C. **Understanding Mechanisms Leading to Asphalt Binder Fatigue**. Tese, University of Wisconsin – Madison, Madison, WI, 2012.

HOU, T.; **Fatigue Performance Prediction of North Carolina Mixtures Using Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model**. Tese, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2009.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design**. 2nd edition. Prentice-Hall, Englewood Cliffs, 2004.

ISAIA, G. C. **Materiais de Construção Civil e Princípios de Ciência dos Materiais**. Volume 1. Editora: IBRACON, 2007.

KIM, Y. R.; **Modeling of asphalt concrete**. 1. Ed. New York: Mc Graw-Hill, 2009.

KIM, Y. R.; LITTLE, D. N.; SONG, I. **Effect of mineral fillers on fatigue resistance and fundamental material characteristics: Mechanistic evaluation**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2003.

KIM, Y. R. et al. **Development of a multiaxial VEPCD-FEP++**. Publication FHWA-HRT-08-073. FHWA, US. Department of Transportation, 2008.

MANGIAFICO, S. **Linear Viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends**. Tese L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-em-Velin, 2014.

MARTINS, M. F. **Proposta de estruturação de um banco de dados e de critérios de priorização para manutenção do sistema viário urbano – SGPU: Estudo de caso de Santa Maria – RS**. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

MINER, M. A. **Cumulative damage in fatigue**. Journal of Applied Mechanics, 1945.

MOLENAAR, A. A. A. **Prediction of fatigue Cracking in Asphalt Pavements: Do We Follow the Right Approach?** Proceedings of Transportation Research Board Annual Meeting – TRB, Washington, EUA, 2007.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Dissertation (Doctor of Philosophy). Graduate Faculty of North Carolina State University, 2015.

NASCIMENTO, L. A. H.; ROCHA, S. M. N.; NASCIMENTO, C. E. H.; KIM, Y. R., CHACUR, M.; MARTINS, A. T. **Uso da mecânica do dano contínuo na caracterização de misturas asfálticas brasileiras**. Submetido ao 21º Encontro de Asfalto do IBP, 2014.

PALMGREN, A. **Die Lebensdauer von Kugellagen**. Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, 1924.

KIM, Y. R., KOSLA, N. O.; KIM, N. **Effect of temperature and mixture variables on fatigue life predicted by diametral fatigue testing**. Transportation Research Record, Washington, D.C., USA, 1991.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos**. Tese de doutorado. COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro/RJ, 1991.

MOLENAAR, A; POTTER, J. **Assesment and evaluation of reflection crack potential**. Vanelstraete, A., Francken L. (eds.). RILEM report 18, Prevention of reflective cracking in pavements. E e FN SPON, London, UK, 1997.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S.; MEDINA, J. **Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos**. In: Anais da 16º Reunião Anual de Pavimentação da ABPV, Recife, PE, 1981.

ROSSATO, F. P. **Avaliação do Fenômeno de Fadiga e das Propriedades Elásticas de Misturas Asfálticas com Diferentes Ligantes em Variadas Temperaturas**. 2015. 219 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2015.

SABOURI, M. A., KIM, Y. R. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2447, 117-125. Washington (EUA), 2014.

SAGRILO, A. V. **Estudo De Deformabilidade E Empacotamento De Britas Com Diferentes Origens Litológicas Do Estado Do Rio Grande Do Sul**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2020.

SANTOS, C. R. G. **Avaliação das influências do tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas**. Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2005.

SANTOS, M.S. **Implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria RS para obtenção de modelos de previsão de desempenho**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Santa Maria, 2015.

SANTOS, T. A. **Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no Estado do Rio Grande do Sul**. Dissertação de mestrado Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

SCHAPERY, R. A. **A theory of mechanical behavior of elastic media with growing damage and other changes in structure**. J. Mech, Phys Solids, Vol. 38, 1990.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica do dano contínuo**. 270 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2018.

SOARES, J.P. et al. **Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas com Variação de granulometria e de CAP**. In: 15° Encontro de Asfalto, IBP, 2000.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. 2004. 279f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2004.

SPECHT, L. P.; SILVA, L. S.; FORTES, M.; CERATTI, J. A. P. **Polímeros como modificadores asfálticos**. Transportes, Rio de Janeiro, v. 10, 2002.

TIOUAJNI, S.; DI BENEDETTO, H; SAUZÉAT, C.; POUGET. S. **Approximation of Linear Viscoelastic Model in the 3 Dimensional Case with Mechanical Analogues of Finite Size: Application to Biuminous Materials**. Road Materials and Pavement Design, 2011.

TONIAL I.A. et al. **Características de fadiga e Resiliência de Concretos Asfálticos Brasileiros**. In: 33° Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, SC, 2001.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R. **Analytical techniques for determining the endurance limit of hot mix asphalt concrete**. In: 2nd International Conference on Perpetual Pavements. Columbus, Ohio, Estados Unidos, 2009.

UNDERWOOD, B., Baek, C., and Kim, Y., 2012. **Simplified viscoelastic continuum damage model as platform for asphalt concrete fatigue analysis**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2296, 36 45. doi:10.3141/2296-04. 2012.

UNDERWOOD, B. S.; KIM, Y. R.; GUDDATI, N. M. **Improved calculation method of damage parameter in viscoelastic continuum damage model**. International Journal of pavement Engineering, doi:http://dx.doi.org/10.1080/10298430903398088, 2010.

WDYATMOKO, I. **Some practical aspects of performance related testing of bituminous materials**. Proceeding of the European Symposium on Performance of Bituminous and Hydraulic Materials in Pavement – Nottingham, 2002.

WOHLER, A. *Über die Festigkeitsversuche mit Eisen und Stahl*. Zeitschrift für Bauwesen, 1870.

ZAGO, J. P. **Estudo da Deformação permanente de Três Solos Típicos de Subleitos Rodoviários de Santa Maria-RS**. Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2016.

ZHANG, J. (2012). **Development of Failure Criteria for Asphalt Concrete Mixtures under Fatigue Loading**. Master Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC.

ZHANG, J., SABOURI, M., KIM, Y. R., GUDDATI, M. N. **Development of a failure criterion for asphalt mixtures under fatigue loading**. In: Road Materials and Pavement Design, Vol. 14, Supplement 2, 2013.