



## MODELAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE REFLEXÃO DE TRINCAS

Alex Duarte de Oliveira

Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Rio de Janeiro  
Fevereiro de 2022

# MODELAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE REFLEXÃO DE TRINCAS

Alex Duarte de Oliveira

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS A OBTENÇÃO DO TÍTULO DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Aprovada por: Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão  
Dr. Luis Alberto Herrmann do Nascimento  
Dr. <sup>a</sup> Leni Figueiredo Mathias Leite  
Prof. <sup>a</sup> Kamilla Vasconcelos Savasini  
Prof. Jefferson Lins da Silva

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL  
FEVEREIRO DE 2022

Oliveira, Alex Duarte de

Modelagem Numérico-Experimental de Reflexão de Trincas/ Alex Duarte de Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2022.

XII, 190 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Tese (doutorado) - UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2022.

Referências Bibliográficas: p. 133-141.

1. Reflexão de Trincas. 2. Modelagem Numérica. 3. Mecânica do Dano Contínuo. I. Aragão, Francisco Thiago Sacramento *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

## **DEDICATÓRIA**

Aos meus pais, Ionete e Raimundo

Ao meu irmão, Alan

Aos meus avós, Ducarmo, Assis, Maria e Chaga

## **AGRADECIMENTOS**

Em primeiro lugar, aos meus pais, Ionete e Raimundo, que, mesmo à distância, se fizeram presentes durante a graduação, o mestrado e o doutorado. Agradeço sempre pelo amor, companheirismo, conselhos, apoio incondicional, sacrifícios para me auxiliarem financeiramente, por acreditarem no meu potencial e pela vida, pois sem eles eu não chegaria a lugar algum.

Ao meu irmão, Alan, pelo apoio, incentivo e companheirismo sempre demonstrados.

Aos meus avós (in memoriam), Ducarmo e Assis, e aos meus avós ainda presentes, Maria e Chaga.

À minha família, pelo apoio e incentivo, especialmente aos meus primos Werley, Kerley e Rafaela.

À minha namorada, Engenheira Anna Eliza, pelo carinho, companheirismo, apoio e incentivo.

O doutorado foi longo, difícil e muito desgastante. A conclusão desse trabalho foi possível graças a existência de amigos queridos que me apoiaram em todos os momentos difíceis e me proporcionaram momentos de alegria.

Aos amigos antigos e sempre presentes que fiz durante a graduação e o mestrado, Rafael, Átilla, Diego, Cristiane, Amélia, Fábio, Rubens e Larissa.

Aos amigos novos que fiz durante o curso de doutorado, pelo convívio diário, pelos momentos compartilhados, pela troca de experiências, pelo apoio e por tornarem a estada no Rio mais agradável e divertida.

Aos amigos da pavimentação: Cristiano, Larissa, Gustavo, Carol, Flávia, Patrícia, Thaísa, Isadora, Fernando, Pedro, Ricardo, Jordana, Lucas, Ana Elza, Carine, Diego, Marcos, Rosilene, Geraldo, Priscila, Israel, Alexis, Mirtes, Thiago, André, Lorena e Cayto.

Aos amigos da geotecnia: Cid, Arthur, Marcela, Mirella, Luís Augusto, Igor, José Wellington, Liliana, Ricardo, Igor, Iago, William, Raquel, Gustavo, Naiala, Nayra, Camila, Cauê, Desirré, Thiago, Tiago, Renata, Mário, Rodrigo, Roney, Otávio, Louis, Juliana, Luiza, Grover, George, Nivalda, Rhamira, Diovana, Patrícia, Deise e Aline.

Aos amigos “Chingones”: Ana Camacho, Antonio, Erimar, Priscila, Samanta, Aline, Maryelli, Mariana, Clarice e Verônica.

Aos amigos da UFRJ: Adna, Nagila, Arthur, Daysianne, Thalita, Emanuel, Wemerson, Monica, Amanda, Walter, Jeniffer, Pedro, Ketly, Evelin, Tâmara, Paulo, Rafael, Amandinha, Eliene, Fernanda, Nathalia, Redescar, Yasmim, Halina, Raphael, Alfredo, Bruno, Giuseppe, Rayane, Juliana, Mariana, Jessyca, Horrara, Nicolý, Felipe, Glória, Thabata, Lorena, Teotônio, Luana, Francisco, Isabella, Carol, Juvisan, Edgar, Guilherme, Marcelle Ana Paula.

Aos amigos das aulas de forró: Victor (professor), Isabela, Carol, Carine, Geovana, Giuliana, Juliana, Maria, Alessandra, Bianca, Maiza, Amanda, Bruno, Cícero, Fábio, Felipe, Marcelo e Leonardo.

Ao professor Francisco Almeida por ter cedido o seu programa, que foi fundamental para a realização do trabalho, e também pela disponibilidade e boa vontade em me ajudar sempre que precisei.

Aos meus orientadores, Thiago Aragão e Luis Nascimento, por todo apoio, ensinamentos, críticas e sugestões ao longo do desenvolvimento da pesquisa.

A todos os professores do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, em especial à professora Laura Maria Goretti da Motta, pelos conhecimentos transmitidos, dedicação e conselhos, contribuindo para a continuidade da minha formação acadêmica.

Aos profissionais e também amigos do Laboratório de Pavimentos, Alan, Washington, Leandro, Roberto, Vera, Marcos, Mariluce, Filipe e Álvaro, pelo auxílio, companheirismo e convivência durante esses anos.

Aos profissionais e também amigos do Laboratório de Geotecnia, em especial Robson (“Morcegão”), Andreia, Kleiton, Alice, João e Mauro.

Aos funcionários da secretaria do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Marcilia, Marcia, Jairo, Mallet e Adilone, pelo suporte técnico-administrativo.

Aos membros da banca avaliadora, Leni Leite, Kamilla Savasine e Jefferson Silva, por aceitarem participar da banca de avaliação e por suas contribuições para a versão final deste documento.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES e ao CENPES/PETROBRAS que proporcionaram bolsas de estudos durante a realização desta pesquisa.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Doutor em Ciências (D.Sc.)

## MODELAGEM NUMÉRICO-EXPERIMENTAL DE REFLEXÃO DE TRINCAS

Alex Duarte de Oliveira

Fevereiro/2022

Orientadores: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Programa: Engenharia Civil

Nesta pesquisa, desenvolveu-se um modelo numérico-experimental para a previsão da reflexão de trincas em pavimentos asfálticos. Neste modelo, a parte experimental consiste na obtenção das propriedades viscoelásticas e de fadiga das misturas asfálticas, enquanto a parte numérica consiste na modelagem computacional do problema, utilizando o método dos elementos finitos (MEF) e a mecânica do dano contínuo viscoelástica simplificada (S-VECD), por meio do programa AEDCISO. O modelo desenvolvido foi calibrado e aplicado para simular a reflexão de trincas em escala experimental, simulando o ensaio Overlay Test (OT), e em escala real, simulando estruturas de pavimento. Nas simulações de estruturas de pavimentos, foi feito um estudo paramétrico e uma aplicação para casos reais. Em escala experimental, os resultados das simulações mostraram que o modelo foi capaz de prever satisfatoriamente a ruptura das misturas asfálticas utilizadas no ensaio OT. Em escala real, o modelo demonstrou a sensibilidade e a capacidade de simular a reflexão de trincas e de capturar a influência de variáveis como propriedades dos materiais, espessuras das camadas e presença de trincas. O modelo não conseguiu prever com acurácia a evolução de área trincada observada em campo, mas foi capaz de ranquear adequadamente o desempenho das estruturas analisadas.



Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Science (D.Sc.)

## NUMERIC-EXPERIMENTAL MODELING OF REFLECTIVE CRACKING

Alex Duarte de Oliveira

February/2022

Advisors:     Francisco Thiago Sacramento Aragão  
                 Luis Alberto Herrmann do Nascimento

Department: Civil Engineering

This study proposes a numerical-experimental approach to predict the reflective cracking in asphalt pavements. The experimental part consists of obtaining the viscoelastic and fatigue properties of the asphalt mixtures, while the numerical part consists of the computational modeling of the problem using the finite element method (FEM) and the simplified viscoelastic continuous damage mechanics (S-VECD), through the program AEDCISO. The model developed was calibrated and applied to simulate the reflective cracking on an experimental scale, simulating the Overlay Test (OT), and on a real scale, simulating pavement structures. In the simulations of pavement structures, a parametric study and an application to real cases were made. The simulation results on an experimental scale demonstrated that the model was able to satisfactorily predict the failure of the asphalt mixtures used in the OT test. In real scale, the model demonstrated the sensitivity and capability to simulate the reflective cracking and to capture the influence of variables such as material properties, layer thicknesses and the presence of cracks. The model was not able to accurately predict the evolution of the cracked area observed in the field, but it was able to adequately rank the performance of the analyzed structures.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO DA PESQUISA .....	1
1.2	OBJETIVOS .....	3
1.2.1	Objetivo Geral .....	3
1.2.2	Objetivos Específicos .....	3
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	3
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>4</b>
2.1	REFLEXÃO DE TRINCAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS .....	4
2.1.1	Reflexão de Trincas por Ação do Tráfego.....	4
2.1.2	Reflexão de Trincas por Variações Térmicas .....	6
2.1.3	Outros Mecanismos de Reflexão de Trincas .....	6
2.2	ALTERNATIVAS ANTIRREFLEXÃO DE TRINCAS .....	7
2.2.1	Aumento da Espessura da Camada de Recapeamento .....	7
2.2.2	Misturas Asfálticas Modificadas .....	8
2.2.3	Camadas Intermediárias de Absorção de Tensões.....	9
2.2.4	Elementos de Reforço à Tração .....	10
2.2.5	Outras Alternativas de Tratamento Antirreflexão de Trincas.....	11
2.2.6	Sistemas Compósitos .....	12
2.2.7	Estudos Comparativos Entre as Alternativas.....	13
2.3	ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	13
2.3.1	Ensaio para Avaliação das Propriedades da Interface.....	14
2.3.2	Ensaio de Reflexão de Trincas .....	17
2.4	MODELAGEM NUMÉRICA DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	22
2.4.1	Modelos Baseados na Lei de Paris .....	22
2.4.2	Modelos de Zona Coesiva .....	24
2.4.3	Modelos Baseados na Mecânica do Dano Contínuo .....	27
2.5	MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO VISCOELÁSTICO (VECD) .....	28
2.5.1	Princípio da Correspondência Elástico-Viscoelástico .....	28
2.5.2	Teoria do Trabalho Potencial.....	31
2.5.3	Teoria do Dano Contínuo Viscoelástico (VECD) .....	32
2.5.4	Formulação do Modelo Simplificado (S-VECD) .....	34

2.5.5	Critério de Ruptura .....	36
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>38</b>
3.1	CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	38
3.1.1	Agregados Minerais .....	39
3.1.2	Ligantes Asfálticos .....	42
3.1.3	Dosagem e Produção das Misturas Asfálticas .....	43
3.1.4	Propriedades Viscoelásticas das Misturas Asfálticas .....	45
3.1.5	Caracterização de Dano à Fadiga das Misturas Asfálticas .....	48
3.2	ENSAIO DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	50
3.3	MODELAGEM NUMÉRICA DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	54
3.3.1	Programa AEDCISO .....	55
3.3.2	Modelagem do Ensaio Overlay Test.....	58
3.3.3	Modelagem de Estruturas de Pavimento .....	59
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>63</b>
4.1	ENSAIOS DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	63
4.2	MODELAGEM DOS ENSAIOS DE REFLEXÃO DE TRINCAS .....	69
4.2.1	Construção do Modelo Numérico.....	69
4.2.2	Calibração do Modelo Numérico.....	72
4.2.3	Previsão do Número de Ciclos para a Ruptura .....	74
4.2.4	Análise da Distribuição e Evolução do Dano .....	78
4.3	MODELAGEM DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTO.....	84
4.3.1	Construção do Modelo sem Trincas .....	84
4.3.2	Calibração do Modelo.....	88
4.3.3	Estudo Paramétrico de Reflexão de Trincas .....	100
4.3.4	Previsões de Área Trincada para Estrutura de Pavimento Reais .....	115
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....</b>	<b>129</b>
5.1	CONCLUSÕES .....	129
5.2	RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	132
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>133</b>
	<b>APÊNDICE A - CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PRIMEIRO CICLO</b>	
	<b>DOS ENSAIOS OT.....</b>	<b>142</b>

APÊNDICE B - REDUÇÃO DA FORÇA MÁXIMA DOS ENSAIOS OT .....	145
APÊNDICE C - VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE FASE DOS ENSAIOS OT .....	148
APÊNDICE D - DISTRIBUIÇÕES DE INTEGRIDADE DAS SIMULAÇÕES DO ENSAIO OT .....	151
APÊNDICE E - VARIAÇÃO DA FORÇA DE REAÇÃO NORMALIZADA DOS ENSIOS OT E DA INTEGRIDADE DAS SIMULAÇÕES DO ENSAIO OT .....	159
APÊNDICE F - PROPRIEDADES VISCOELÁSTICAS E DE DANO POR FADIGA.....	162
APÊNDICE G - DANO MÉDIO OBTIDO PELO PROGRAMA LVECD .....	163
APÊNDICE H - DANO HOMOGENEIZADO OBTIDO PELO PROGRAMA AEDCISO .....	165
APÊNDICE I - PREVISÃO DE ÁREA TRINCADA DE PAVIMENTOS SEM TRINCAS .....	167
APÊNDICE J - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DO ESTUDO PARAMÉTRICO.....	170
APÊNDICE L - PERCENTUAL DE ÁREA TRINCADA FINAL DE CADA CASO .....	176
APÊNDICE M - DISTRIBUIÇÃO DE INTEGRIDADE DO ESTUDO PARAMÉTRICO.....	178
APÊNDICE N - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DO ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS VALORES DE RIGIDEZ E4 E E5 .....	184
APÊNDICE O - DISTRIBUIÇÃO DE INTEGRIDADES DAS SIMULAÇÕES DAS ESTRUTURAS DE CAMPO .....	187
APÊNDICE P - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DAS ESTRUTURAS DE CAMPO .....	189

# **1 INTRODUÇÃO**

## **1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO DA PESQUISA**

Após sua construção, um pavimento pode apresentar diversos defeitos, tais como trincas e afundamentos, que degradam as camadas de sua estrutura e comprometem o seu desempenho. Conforme esses defeitos vão surgindo, a estrutura do pavimento vai sendo continuamente degradada, reduzindo o seu nível de serventia e sua capacidade de carga. Assim, para assegurar que um pavimento seja capaz de suportar as cargas para as quais foi projetado e tenha condições aceitáveis de trafegabilidade, durante toda a sua vida de serviço, são necessárias intervenções periódicas de manutenção e reabilitação, que devem ser realizadas antes que a estrutura atinja condições estruturais ou funcionais críticas.

Existem várias técnicas de manutenção e reabilitação de pavimentos, que devem ser escolhidas e projetadas em função do tipo e da severidade dos defeitos existentes. Para pavimentos que apresentam grandes irregularidades, comprometimento estrutural ou quando existe previsão de aumento do tráfego, uma das alternativas de reabilitação mais utilizadas é o recapeamento, que consiste na aplicação de uma nova camada de mistura asfáltica sobre a superfície da estrutura pré-existente. Esta técnica apresenta as vantagens de fornecer uma nova superfície de rolamento, evitar a infiltração de água e recuperar parte da vida de fadiga e da capacidade estrutural do pavimento.

Apesar de todas essas vantagens, essa alternativa de reabilitação pode apresentar vida útil curta, se aplicada sobre um pavimento com muitas discontinuidades (trincas ou juntas). As discontinuidades existentes na superfície antiga, além de reduzirem a capacidade de suporte da estrutura pré-existente, concentram tensões e deformações o que induz a formação e a rápida propagação de trincas através da camada de recapeamento, quase sempre, seguindo os mesmos padrões das discontinuidades existentes na estrutura subjacente. Este fenômeno, conhecido como reflexão de trincas, constitui o principal problema para essa alternativa de reabilitação. As trincas refletidas atingem rapidamente a superfície da camada de recapeamento, reduzindo a sua vida de serviço e, conseqüentemente, a eficiência da restauração do pavimento.

As trincas refletidas que atingem a superfície da camada de recapeamento podem acelerar a degradação do pavimento das seguintes formas:

- Redução da rigidez da camada de recapeamento, o que aumenta o nível das tensões nas camadas inferiores, podendo ocasionar grandes deformações permanentes nessas camadas;
- Criação de novas arestas na superfície do pavimento, concentrando tensões e acelerando a taxa de deterioração do pavimento;
- Exposição do interior da nova camada às ações de intempéries (luz solar, atmosfera, etc.), acelerando o processo de oxidação da mistura asfáltica;
- Infiltração de água no pavimento, o que pode causar o bombeamento de solos finos e a redução da rigidez das camadas granulares, por acréscimo de umidade. Além disso, em países de clima temperado, o ciclo gelo-degelo favorece a formação de novas trincas e também contribui para a rápida deterioração do pavimento.

A reflexão de trincas é um problema reconhecido, desde 1930, sendo motivo de muita preocupação para a elaboração de projetos de reforço de pavimentos. Nos últimos 40 anos, esse fenômeno vem sendo estudado, tendo como objetivos: compreender os mecanismos envolvidos no fenômeno; desenvolver modelos teóricos capazes de prever a sua ocorrência; e apresentar técnicas que possam impedir ou retardar o seu surgimento.

Apesar da grande quantidade de estudos realizados sobre o problema, devido à complexidade do fenômeno, não existe um modelo empírico e/ou teórico capaz prever a reflexão de trincas, como também uma solução única que possa eliminar completamente o problema. O que existem são técnicas de reforço capazes apenas de retardar a reflexão de trincas. Dentre as técnicas de controle existentes, as principais encontradas na literatura são: aplicação de camadas intermediárias entre o pavimento velho e o recapeamento; utilização de misturas asfálticas com ligantes modificados; aumento da espessura do recapeamento; pré-selagem das trincas existentes; e utilização de materiais de reforço, como telas de aço ou geossintéticos.

A partir desse contexto, entende-se que existe a necessidade de desenvolver um modelo que seja capaz de estimar a reflexão de trincas, para auxiliar o dimensionamento de camadas de reforço e a análise de desempenho de pavimentos. Frente a esse problema, esta pesquisa se propõe a desenvolver um modelo numérico-experimental para atender a essa necessidade.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo Geral**

Desenvolver um modelo numérico-experimental para simulação da reflexão de trincas em pavimentos asfálticos.

### **1.2.2 Objetivos Específicos**

- Implementar e utilizar o ensaio de reflexão de trincas Overlay Test;
- Desenvolver modelos numéricos para simular a reflexão de trincas em misturas asfálticas, utilizando a teoria S-VECD, a partir do programa AEDCISO desenvolvido por Almeida (2019);
- Aplicar dos modelos numéricos desenvolvidos para simular a reflexão de trincas em escala experimental, simulando os ensaios Overlay Test realizados na pesquisa;
- Aplicar os modelos numéricos desenvolvidos para simular a reflexão de trincas em escala real, simulando estruturas de pavimentos idealizadas e estruturas monitoradas em campo.

## **1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO**

O trabalho proposto está dividido nos seis capítulos descritos a seguir:

- Capítulo 1: capítulo introdutório que apresenta um breve contexto do tema abordado, os objetivos da pesquisa e a organização da tese;
- Capítulo 2: apresenta uma revisão sobre o tema reflexão de trincas em pavimentos asfálticos, alternativas de tratamento contra reflexão de trincas, métodos de ensaio para o estudo de reflexão de trincas e modelagem numérica de reflexão de trincas;
- Capítulo 3: são descritos os procedimentos, equipamentos e materiais utilizados para a execução da parte experimental do trabalho, bem como a metodologia utilizada na parte numérica;
- Capítulo 4: apresentação e análise dos resultados obtidos;
- Capítulo 5: apresenta as conclusões do trabalho e as sugestões para pesquisas futuras.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Neste capítulo são apresentados os conceitos mais relevantes sobre o tema da pesquisa, permitindo uma breve fundamentação teórica que serviu de base para o desenvolvimento da metodologia e das análises realizadas. Desta forma, são considerados aspectos relacionados à reflexão de trincas em pavimentos asfálticos, alternativas de tratamento antirreflexão, ensaios para o estudo de reflexão de trincas e modelagem numérica da reflexão de trincas.

### **2.1 REFLEXÃO DE TRINCAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

A reflexão de trincas pode ser definida como a formação prematura e a rápida propagação de trincas em camadas de misturas asfálticas que são construídas sobre estruturas de pavimento que possuem trincas ou juntas em suas superfícies. Esse fenômeno tem início na interface entre a nova camada e a antiga, nas regiões onde a superfície da camada inferior apresenta as irregularidades. Quando o pavimento é solicitado pelo tráfego ou por variações térmicas, as descontinuidades dessas regiões permitem maiores deslocamentos relativos verticais e horizontais, o que gera concentração de tensões na base da nova camada e acelera o processo de fadiga da mistura asfáltica. As trincas que surgem na camada superior seguem os mesmos padrões das falhas existentes na camada inferior (SMITH, 1983; HUGHES, 1986; CALTABIANO, 1990; DE BONDT, 1999; BENNETT, 2003; VON QUINTUS *et al.*, 2007; AL-QADI *et al.*, 2008).

O desenvolvimento de trincas em uma camada de mistura asfáltica está diretamente relacionado ao aumento das tensões de tração atuantes no material, o que pode ocorrer devido a um dos seguintes fatores: carregamentos gerados pelo tráfego, retração em bases cimentadas, grandes variações de temperatura, redução de umidade do subleito, envelhecimento da mistura asfáltica, absorção de umidade ou de ligante pelo agregado, recalques do subleito, compactação da mistura com o tráfego ou recalques diferenciais do subleito (CALTABIANO, 1990).

#### **2.1.1 Reflexão de Trincas por Ação do Tráfego**

A ação do tráfego é o mecanismo mais importante no desenvolvimento da reflexão de trincas. As cargas dos veículos causam movimentos relativos verticais e



horizontais nas extremidades das discontinuidades do pavimento antigo, gerando concentração de tensões na base da camada de recapeamento, imediatamente acima das discontinuidades. A passagem de um veículo sobre uma região onde existe uma trinca gera três pulsos críticos de tensões, conforme ilustrado na Figura 1: ocorre uma condição de máxima tração quando a carga está exatamente sobre a trinca (ponto B) e duas condições de máximo cisalhamento quando a carga se encontra próxima da trinca por um dos dois lados (pontos A e C). Esses pulsos de tensões ocorrem em um intervalo de tempo muito curto, menos de um segundo, gerando uma taxa de carregamento muito alta (LYTTON, 1989).

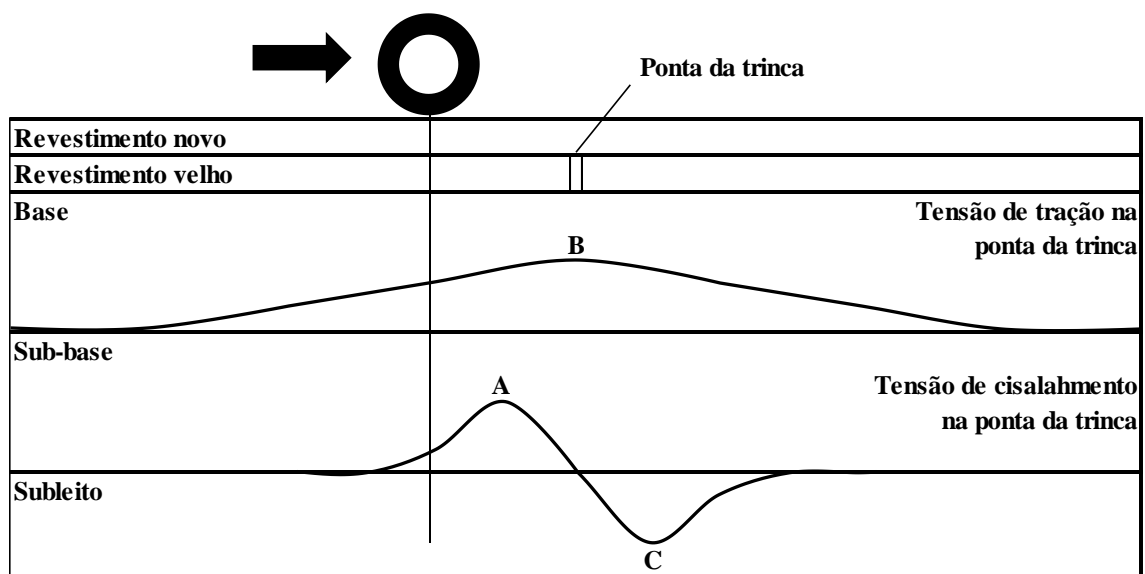


Figura 1. Variação das tensões induzidas na ponta da trinca por uma carga móvel.

Fonte: adaptada de Lytton (1989).

Para a reflexão de trincas induzida pelo tráfego, a condição crítica ocorre nos pontos A e C. Nesses pontos, o deslocamento vertical relativo, entre os dois lados da discontinuidade, gera tensões de tração elevadas e tensões cisalhantes máximas com sentidos alternados. As tensões de tração geradas são mais importantes para o processo de formação das trincas, enquanto as tensões cisalhantes governam a propagação da trinca ao longo da camada de recapeamento (ZHOU E SUN, 2000).

A intensidade da concentração de tensões na ponta da trinca depende não apenas das propriedades dos materiais das camadas do pavimento e da magnitude do carregamento, mas também da capacidade de transferência de carga na discontinuidade. Quanto menor a transferência de carga, maior a concentração de tensões. Em pavimentos asfálticos, a transferência é resultado do intertravamento dos agregados ao longo da trinca

e depende da angularidade dos agregados e da tensão normal. Trincas recém-formadas ou de pequeno comprimento podem resistir a esforços cisalhantes, mas perdem essa capacidade com a repetição de cargas do tráfego (DE BONDT, 1999).

### **2.1.2 Reflexão de Trincas por Variações Térmicas**

Em países de clima temperado, a variação de temperatura é um dos principais mecanismos responsáveis pelo desenvolvimento de trincas em camadas de mistura asfáltica. A redução de temperatura causa retrações térmicas nos materiais, gerando tensões de tração no interior das camadas do pavimento. Na camada de mistura asfáltica, as tensões geradas podem exceder a resistência à tração da mistura e resultar no desenvolvimento de trincas. As trincas desenvolvidas dessa forma tendem a ser verticais e uniformemente distribuídas (DE BONDT, 1999; BENNERT, 2010; WARGO, 2015).

Em uma camada de recapeamento, as tensões térmicas geradas são maiores nas regiões da superfície do pavimento antigo onde existem descontinuidades. Nessas regiões, as retrações térmicas causam movimentos horizontais relativos, na ponta da trinca, que concentram tensões de tração na base da camada superior, imediatamente sobre a descontinuidade. Os fatores que influenciam a reflexão de trincas por variação térmica são: propriedades dos materiais, espaçamento entre as descontinuidades do pavimento antigo, propriedades da interface e magnitude de variação da temperatura (DE BONDT, 1999; BENNERT, 2010; WARGO, 2015).

### **2.1.3 Outros Mecanismos de Reflexão de Trincas**

Além das ações do tráfego e das variações térmicas, a reflexão de trincas também pode ser causada por infiltração de água no pavimento, movimentos do subleito, retração em pavimentos semirrígidos e defeitos construtivos (BANDURU, 2010; WARGO, 2015).

A água é um dos principais problemas para a pavimentação, podendo também ser responsável pelo desenvolvimento e propagação de trincas. A água que infiltra no pavimento pode reduzir a rigidez das camadas granulares, bombear material fino, acelerar a degradação superficial, gerar poropressão nas fissuras e reduzir a adesão entre os agregados e o ligante asfáltico. Todos esses problemas podem contribuir para o desenvolvimento de reflexão de trincas (CORREIA, 2010).

Outro mecanismo que pode contribuir para a reflexão de trincas é a movimentação do subleito. Esses movimentos podem ser horizontais e verticais e estão associados a recalques diferenciais, escorregamentos e variações de umidade do subleito, que podem causar retração e expansão em solos argilosos (WICKERT *et al.*, 2003).

Os pavimentos semirrígidos também representam um problema para a reflexão de trincas. Nesse tipo de pavimento, as camadas de material cimentado sofrem retração, devido ao processo de cura do cimento, e desenvolvem trincas, que se propagam com a ação do tráfego e são refletidas para a camada de mistura asfáltica. Considera-se como pavimento semirrígido uma estrutura composta por uma camada de mistura asfáltica, construída sobre camadas de solo tratado com cimento. (NI *et al.*, 2007).

A reflexão de trincas por defeitos construtivos também é reportada na literatura. Em geral, os defeitos são causados por má composição das camadas, erros de execução de juntas longitudinais ou por deslocamento das camadas. Também é possível que o dimensionamento do pavimento não seja adequado para o volume de tráfego da via ou que a reflexão de trincas não tenha sido considerada na fase de projeto (CORREIA, 2010).

## **2.2 ALTERNATIVAS ANTIRREFLEXÃO DE TRINCAS**

Quando um recapeamento é construído sobre um pavimento que possui discontinuidades prévias, é praticamente certo que a reflexão de trincas irá ocorrer. Para essas situações, existem algumas alternativas de tratamento que podem ser utilizadas para tentar impedir ou retardar a reflexão de trincas e, assim, prolongar a vida de serviço da nova camada de revestimento. Os tópicos seguintes desta seção apresentam as descrições das principais alternativas de reforço contra reflexão de trincas.

### **2.2.1 Aumento da Espessura da Camada de Recapeamento**

A primeira alternativa de tratamento contra a reflexão de trincas é aumentar a espessura da camada de recapeamento. A espessura maior reduz os níveis de tensões na base do recapeamento e também reduz as variações de temperatura no interior na região de interface entre a nova camada e a superfície antiga. Essa alternativa diminui a velocidade de formação e propagação das trincas, diminui a severidade das trincas e aumenta o comprimento da zona potencial de trincamento. Apesar das vantagens, essa

técnica de tratamento não impede a ocorrência da flexão de trincas, apenas aumenta a vida útil do recapeamento (BARKSDALE, 1991; DE BONDT, 1999; GULEN, 2000; MAKOWSKI, 2005; BERNUCCI *et al.* 2010).

De Bondt (1999) mostrou que, para o carregamento do tráfego, o aumento da espessura reduz a tensão de tração na base do recapeamento. A Figura 2 apresenta um exemplo do efeito da espessura do recapeamento ( $h$ ) sobre a tensão de tração ( $\sigma_t$ ) na base desta camada, abaixo do centro do carregamento, em função dos pares de rigidez da camada de base ( $E1$ ) e da mistura asfáltica ( $E2$ ).

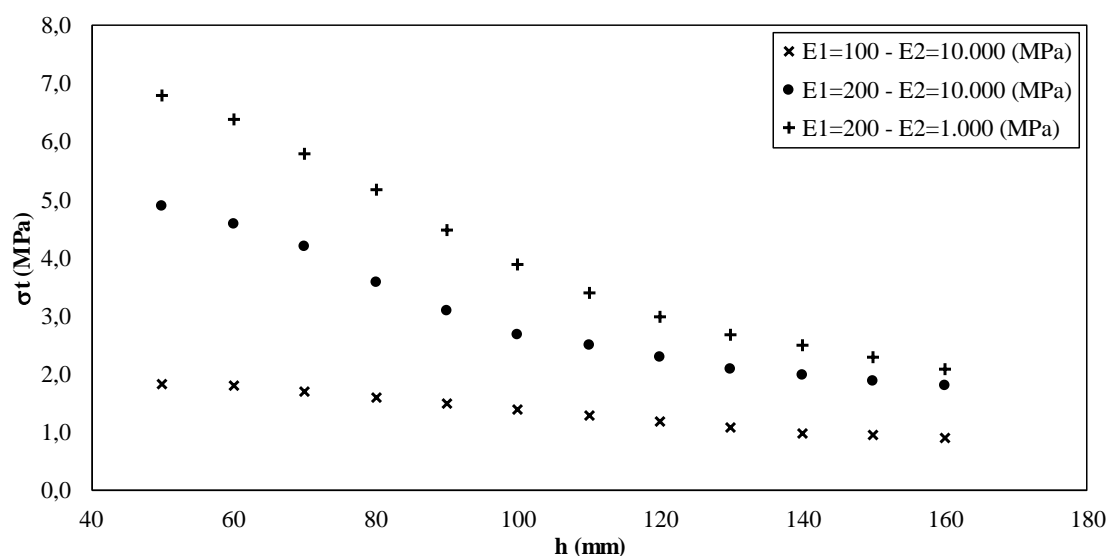


Figura 2. Tensão de tração na base da camada de recapeamento para condições específicas.

Fonte: adaptado de De Bondt (1999).

Apesar de poder reduzir a reflexão de trincas, o aumento da espessura do recapeamento não é uma alternativa muito atrativa. Recapeamentos muito espessos podem comprometer a geometria da via, causando problemas nas inclinações e nas interseções com outras vias. Além disso, o aumento da espessura acarreta no aumento da quantidade de mistura asfáltica necessária, podendo tornar a reabilitação inviável economicamente (WARGO, 2015).

### 2.2.2 Misturas Asfálticas Modificadas

Outra alternativa possível para retardar a reflexão de trincas é o uso de misturas asfálticas preparadas com ligantes modificados pela adição de polímeros, borracha de pneu moída ou fibras. A inclusão desses materiais tem como objetivo alterar

as propriedades das misturas asfáltica para torná-las menos susceptíveis a variações térmicas e menos rígidas, o que aumenta a resistência à propagação de trincas (HUGHES, 1986; BERNUCCI *et al.* 2010).

Um tipo de mistura asfáltica que pode ser usada para retardar a reflexão de trincas é o *Stone Matrix Asphalt* (SMA). O SMA é uma mistura usinada a quente que possui grande percentual de agregados graúdos e elevado teor de ligante, geralmente com adição de polímeros ou fibras. Essa composição torna o SMA uma mistura mais estável e mais flexível, capaz de retardar a reflexão de trincas e reduzir a severidade das trincas, depois que elas se desenvolvem. Esse tipo de concreto asfáltico pode ser usado na camada de recapeamento ou como camada intermediária (BROWN *et al.*, 1997; BANDURU, 2010; BERNUCCI *et al.*, 2010; MONSTESTRUQUE *et al.*, 2012).

Montestruque *et al.* (2012) realizaram ensaios de reflexão de trincas, utilizando sistemas compostos por placas de mistura asfáltica moldadas sobre placas de concreto com juntas, e compararam o desempenho de misturas asfálticas convencionais e misturas SMA. Os autores observaram que o desenvolvimento de trincas no SMA é mais difuso, tendendo a formar trincas horizontais e verticais (Figura 3). Esse tipo de trincamento dissipa mais energia, retardando o surgimento das trincas e reduzindo a sua taxa de propagação.

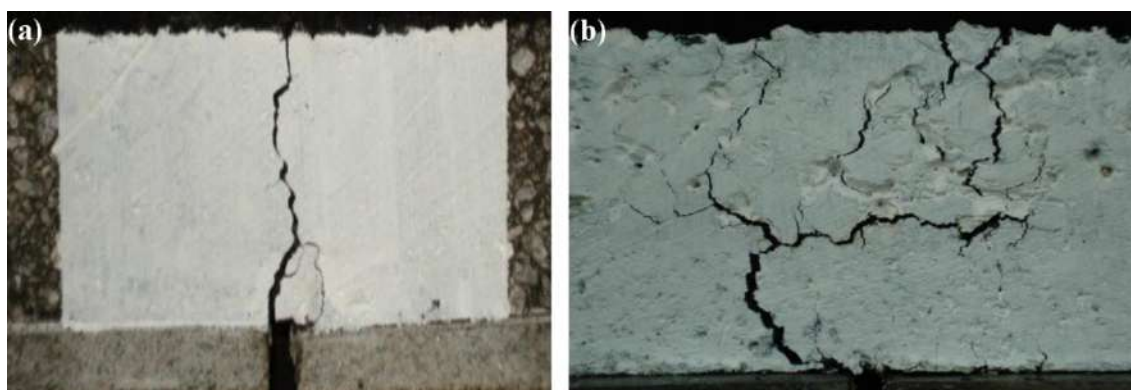


Figura 3. Padrões de propagação de trincas amostras de mistura asfáltica convencional (a) e SMA (b).

Fonte: Montestruque *et al.* (2012).

### 2.2.3 Camadas Intermediárias de Absorção de Tensões

As camadas de absorção de tensões, denominadas de *Stress Absorbing Membrane Interlayers* (SAMI), são camadas finas, construídas na interface entre a superfície do pavimento antigo e o recapeamento, com a finalidade de dissipar energia e

reduzir a concentração de tensões na base da camada superior. Os materiais utilizados como SAMI devem possuir baixa rigidez à tração, em comparação com as camadas adjacentes, para reduzir a rigidez da interface, permitindo que a estrutura subjacente se movimente, sem gerar grandes tensões na base do recapeamento. Esse tipo de camada ainda possui a vantagem de impermeabilizar o revestimento, protegendo as camadas subjacentes da ação da água (BARKSDALE, 1991; DE BONDT, 1999; BERNUCCI *et al.* 2010; MOSES, 2011).

As camadas de SAMI podem ser constituídas de microrrevestimentos asfálticos, tratamentos superficiais, misturas asfálticas com elevados teores de ligantes modificados e geotêxteis impregnados de ligante asfáltico. Quando se utilizam misturas asfálticas modificadas, as trincas se propagam até a SAMI e são interrompidas por algum tempo, retardando a reflexão para a camada de recapeamento. Quando são utilizados geotêxteis impregnados com ligante asfáltico, as trincas são inicialmente refletidas na direção horizontal, ao longo da interface, antes de se propagarem na camada superior. A reflexão na direção vertical ocorre de maneira atenuada, com as trincas sendo convertidas em microfissuras (BARKSDALE, 1991; BERNUCCI *et al.* 2010).

#### **2.2.4 Elementos de Reforço à Tração**

Uma das opções mais utilizadas no reforço contra a reflexão de trincas é a inclusão de elementos de reforço à tração entre a superfície do pavimento velho e a camada de recapeamento. Esses materiais, ao contrário dos que são utilizados como SAMI, são mais rígidos que as camadas adjacentes, o que aumenta a rigidez à flexão de toda a estrutura e reduz as deformações de tração na base da camada de recapeamento. Os reforços à tração também limitam os deslocamentos relativos na ponta da trinca e, mesmo após as trincas se desenvolverem na camada superior, fazem a transferência de esforços entre as faces da descontinuidade, reduzindo a concentração de tensões na ponta de trinca. Os materiais utilizados como elementos de reforço à tração são alguns tipos de geossintéticos, principalmente geogrelhas, e telas de aço (DE BONDT, 1999; MONTESTRUQUE *et al.*, 2012; CORREIA E ZORNBERG, 2018).

A inclusão dos elementos de reforço à tração retarda a propagação de trincas mediante a dissipação de energia, causada pela mudança na direção de propagação da trinca. A trinca se propaga até atingir a camada intermediária e, posteriormente, passa a

se propagar na direção horizontal, seguindo a interface entre as camadas, até perder toda a sua energia. A presença do reforço induz a formação de microfissuras de baixa severidade, com trajetórias aleatórias e progressão lenta, podendo até interromper completamente a formação de trincas (BUTTON E LYTTON, 1987; MONTESTRUQUE, 2002; PADILLA, 2016).

### **2.2.5 Outras Alternativas de Tratamento Antirreflexão de Trincas**

Os tipos de tratamento apresentados nos tópicos anteriores são os mais utilizados no controle de reflexão de trincas e os mais reportados na literatura, porém, não são os únicos. Existem outras alternativas de tratamento, que não se enquadram nas classificações anteriores, além de não serem difundidas, mas que também são capazes de retardar o desenvolvimento de reflexão de trincas. Dentre essas alternativas, pode-se destacar: camadas intermediárias de dissipação de trincas, reciclagem do revestimento deteriorado, fragmentação (*rubblization*) do revestimento deteriorado e serragem e selamento (*saw and seal*) das trincas pré-existentes.

As camadas de dissipação de trincas são compostas por material granular de granulometria aberta, com poucos finos, que podem ser misturas com pequenos teores de ligante asfáltico. São camadas espessas com elevado volume de vazios que são capazes de absorver grandes deslocamentos relativos e interromper a propagação de trincas. Devem ser executadas com espessura mínima de 10 cm (BERNUCCI *et al.*, 2010).

A reciclagem do revestimento deteriorado, antes da construção do recapeamento, é uma alternativa utilizada para uniformizar a superfície do pavimento antigo e reduzir as trincas com potencial de reflexão. Essa alternativa também pode ser usada, se houver previsão de aumento do volume de tráfego. A reciclagem consiste em fresar o material e recompactá-lo, após a adição de agentes rejuvenescedores. Caso seja necessário, também é possível adicionar cimento Portland, ligantes ou agregados, para corrigir a dosagem da mistura (BERNUCCI *et al.*, 2010).

O método de tratamento fragmentação é aplicado para retardar a reflexão de trincas em recapeamentos construídos sobre pavimentos de concreto. Essa técnica consiste em fraturar completamente as placas de concreto, antes da construção do recapeamento. A quebra das placas elimina as descontinuidades do pavimento antigo, a aderência entre o concreto e as barras de aço e, conseqüentemente, elimina a transferência

de carga. Após a quebra das placas, é executada uma selagem de trincas, seguida de uma compactação, para acomodar o material (SCULLION, 2006; WHP, 2007; BANDURU, 2010).

O método de tratamento serragem e selamento é utilizado para retardar a reflexão de trincas em recapeamentos construídos sobre pavimentos de concreto. O tratamento é dividido em três etapas: (1) a camada de recapeamento é construída sobre o pavimento de concreto; (2) a camada de mistura asfáltica é serrada para criar juntas longitudinais e transversais, exatamente sobre as discontinuidades do pavimento antigo; (3) as juntas construídas são seladas, usando um selante de baixa rigidez. A eficiência desse método depende do posicionamento correto das juntas construídas (exatamente sobre as juntas pré-existent) e da correta execução da selagem (WALTER *et al.*, 1990; DEBORAH *et al.*, 2001; MARQUART, 2001; JOHNSON, 2004; AL-QADI *et al.*, 2006; BANDURU, 2010).

#### **2.2.6 Sistemas Compósitos**

Alguns pesquisadores apresentam soluções de tratamento compostas por combinações de algumas das alternativas de reforço apresentadas anteriormente. O objetivo desses pesquisadores é acoplar os mecanismos de funcionamento de duas soluções distintas para criar uma solução mais eficiente. Os sistemas compósitos mais utilizados mesclam elementos de reforço à tração com misturas tipo SAMI, que são as alternativas de tratamento mais eficientes (DEUREN E ESNOUF, 1996; DEMPSEY, 2002; ELSEIFI *et al.*, 2005; DAVIS *et al.*, 2010).

Deuren e Esnouf (1996) apresentaram um sistema composto por uma camada de selante aplicada sobre uma membrana de geotêxtil impregnada de ligante asfáltico. Esse sistema recebia uma camada ultrafina de recapeamento para ser construído sobre um pavimento com trincas de alta severidade.

Dempsey (2002) desenvolveu um sistema conhecido como *Interlayer Stress Absorbing Composite* (ISAC), que consiste de um geotêxtil de baixo módulo no fundo, uma membrana viscoelástica no centro, e um geotêxtil de alto módulo no topo. Nesse sistema, o geotêxtil do fundo adere totalmente ao pavimento existente e acomoda as grandes deformações. A membrana viscoelástica atua como uma SAMI e o geotêxtil do topo atua como elemento de reforço à tração.



Elseifi *et al.* (2005) usaram uma membrana de poli cloreto de vinila (PVC) de baixo módulo, posicionada entre dois geotêxteis de poliéster não tecidos. Esse sistema cria uma zona de isolamento na base do recapeamento que protege esta camada do estado crítico de tensões gerado pela ponta da trinca. Esse estudo mostrou que a absorção de energia de deformação só é efetiva se a trinca não ultrapassar a camada intermediária e se propagar pela interface.

### **2.2.7 Estudos Comparativos Entre as Alternativas**

Caltabiano (1990) realizou estudos experimentais com o objetivo de avaliar, sob condições controladas, a eficiência de diferentes alternativas de prevenção à reflexão de trincas. Foram realizados ensaios de desempenho em viga e em placas e ensaios de cisalhamento. As alternativas avaliadas foram: mistura asfáltica modificada por polímero, geotêxtil não tecido e geogrelha de polipropileno. As três alternativas se mostraram capazes de retardar a reflexão de trincas, sendo a geogrelha a opção de melhor desempenho. Os resultados mostraram que a inclusão das camadas intermediárias reduziu a resistência ao cisalhamento da interface.

Montestruque (2002) realizou ensaios de flexão em viga, para comparar desempenho de duas alternativas de reforço contra reflexão de trincas: geogrelha polimérica e geotêxtil impregnado com ligante asfáltico. Os resultados obtidos também mostraram que a geogrelha foi mais eficiente para retardar a reflexão de trincas. O autor recomendou que a geogrelha deve ser usada em situações onde a atividade das trincas seja elevada e a camada trincada seja mais espessa.

Loria-Salazar *et al.* (2008) avaliaram o desempenho de longo prazo, em campo, de várias técnicas de reforço contra reflexão de trincas. Ao todo, foram avaliados 33 projetos diferentes. As alternativas de reforço avaliadas foram: reciclagem, geotêxtil, SAMI e fresagem. Os resultados mostraram que as melhores alternativas foram a reciclagem e a fresagem.

## **2.3 ESTUDOS EXPERIMENTAIS DE REFLEXÃO DE TRINCAS**

Na literatura, encontra-se uma grande quantidade de estudos sobre a reflexão de trincas em pavimentos. Os pesquisadores utilizam diferentes metodologias numéricas e experimentais (de campo e laboratório) para tentar reproduzir, em diferentes escalas, os

mecanismos envolvidos no fenômeno. Os estudos avaliam os processos de formação e propagação das trincas, o desempenho de diferentes alternativas de combate à reflexão de trincas e a influência de fatores como propriedades dos materiais empregados, configurações geométricas, propriedades da interface entre as camadas e temperatura.

Os estudos experimentais sobre reflexão de trincas possuem basicamente dois objetivos: (1) obter as propriedades da interface entre a camada de recapeamento e a superfície do pavimento antigo e (2) avaliar a resistência das estruturas de pavimento contra a reflexão de trincas. Para caracterizar o comportamento das interfaces são utilizadas variações de ensaios de cisalhamento, torção e tração (ou arrancamento). Por outro lado, para avaliar a resistência à reflexão, são utilizadas diferentes configurações de ensaios de fadiga e de flexão.

As subseções apresentadas abaixo trazem uma breve revisão sobre as principais metodologias de ensaio utilizadas no estudo de reflexão de trincas.

### **2.3.1 Ensaios para Avaliação das Propriedades da Interface**

O pavimento é uma estrutura composta por camadas de diferentes materiais e seu comportamento mecânico depende não apenas das propriedades individuais de cada camada, mas também do grau de interação entre elas. A adesão entre as camadas do pavimento influencia diretamente a distribuição de tensões na estrutura. Uma redução dessa adesão resulta no aumento das tensões de tração na base de cada camada, o que favorece a reflexão de trincas. Por esse motivo, quando se utiliza algum tipo de camada intermediária para conter a reflexão de trincas, é importante avaliar quanto a inclusão desse material vai afetar as propriedades da interface (HUGHES, 1986; DE BONDT, 1999; WARGO, 2015).

Com o objetivo de avaliar a resistência de interfaces entre camadas de um pavimento, alguns pesquisadores desenvolveram diferentes configurações de ensaios de cisalhamento direto. Esse tipo de ensaio, bastante utilizado em solos, possui limitações reconhecidas, como ruptura em plano pré-definido, concentração de tensões, entre outras. No entanto, são ensaios adequados para determinar a resistência de planos de ruptura pré-existent, sendo, por esse motivo, considerados apropriados para investigar a resistência ao cisalhamento de interfaces entre camadas de pavimentos (HUGHES, 1986).

Os ensaios de cisalhamento direto criam uma distribuição de tensões cisalhantes mais uniforme ao longo da interface e podem ser realizados com a aplicação de tensões normais à interface, independentes das tensões cisalhantes. Na literatura, encontra-se uma grande variedade de equipamentos desenvolvidos para realizar ensaios de cisalhamento em camadas de pavimentos asfálticos. Esses equipamentos apresentam como principais diferenças: configuração geométrica, mecanismo de aplicação de carga, possibilidade de aplicação de tensão confinante e modo de carregamento (estático ou cíclico) (RAAB *et al.* 2009; SAFAVISADEH, 2015).

O primeiro equipamento utilizado para ensaios de cisalhamento em camadas de pavimento foi desenvolvido por Leutner (1979) e é conhecido pelo nome do próprio autor. Este equipamento utiliza amostras cilíndricas, que são fixadas ao equipamento com seu eixo longitudinal na direção horizontal. O carregamento cisalhante é aplicado na direção vertical, paralelo à interface entre as camadas da amostra, como apresentado na Figura 4. O cisalhamento da amostra é feito com taxa de deformação constante, sem a aplicação de carregamento na direção normal ao plano de cisalhamento. O ensaio *Leutner* possui como vantagens o baixo custo para construção do equipamento, a facilidade de execução do ensaio, que pode ser realizado em uma prensa mecânica simples, e a possibilidade de utilizar corpos de prova moldados em laboratório ou extraídos de campo (DE BONDT, 1999; GUIMARÃES, 2013; SAFAVISADEH, 2015; SILVA, 2017).



Figura 4. Ensaio de cisalhamento de mistura asfáltica em equipamento do tipo *Leutner*.

Fonte: Guimarães (2013).

A partir do equipamento de *Leutner*, alguns pesquisadores desenvolveram outros aparatos de ensaio, que incorporam o mesmo mecanismo de funcionamento, mas que apresentam algumas modificações como: inclusão de carregamento normal ao plano cisalhante; inclinação do corpo de prova, com relação à direção do carregamento;

possibilidade de utilização de amostras prismáticas retangulares; e possibilidade de aplicação de carregamento cíclico. Os trabalhos encontrados que apresentaram versões modificadas do ensaio *Leutner* foram: Grzybowska *et al.* (1993), Romanoschi e Metcalf (2001), Raab e Partl (2004), Mohammad *et al.* (2009) e Li *et al.* (2016).

Além do equipamento de *Leutner* e de suas variações, outro tipo de aparato que também pode ser utilizado é a caixa de cisalhamento direto, comum em estudos de resistência de solos. O ensaio de cisalhamento direto convencional consiste em uma caixa retangular bipartida horizontalmente, com uma das partes fixa e a outra acoplada a um motor, promovendo o deslizamento entre as duas metades da amostra, no plano horizontal. O equipamento possui também um sistema de transmissão de carga vertical para aplicar tensões normal à superfície de cisalhamento.

Assim como acontece com o aparato de *Leutner*, o ensaio de cisalhamento direto também possui variações para determinar a resistência de interfaces de estruturas de pavimento. A principal diferença está no tamanho das caixas usadas, que são bem maiores que as usadas com solo. Os trabalhos encontrados que utilizaram variações da caixa de cisalhamento direto foram: Hughes (1986), Caltabiano (1990), Santagata *et al.* (1994), Mantilla e Button (1994), Chen e Huang (2010) e Saride e Kumar (2017). A Figura 5 apresenta o esquema do equipamento desenvolvido por Santagata *et al.* (1994) e utilizado por Canestrari *et al.* (2005).

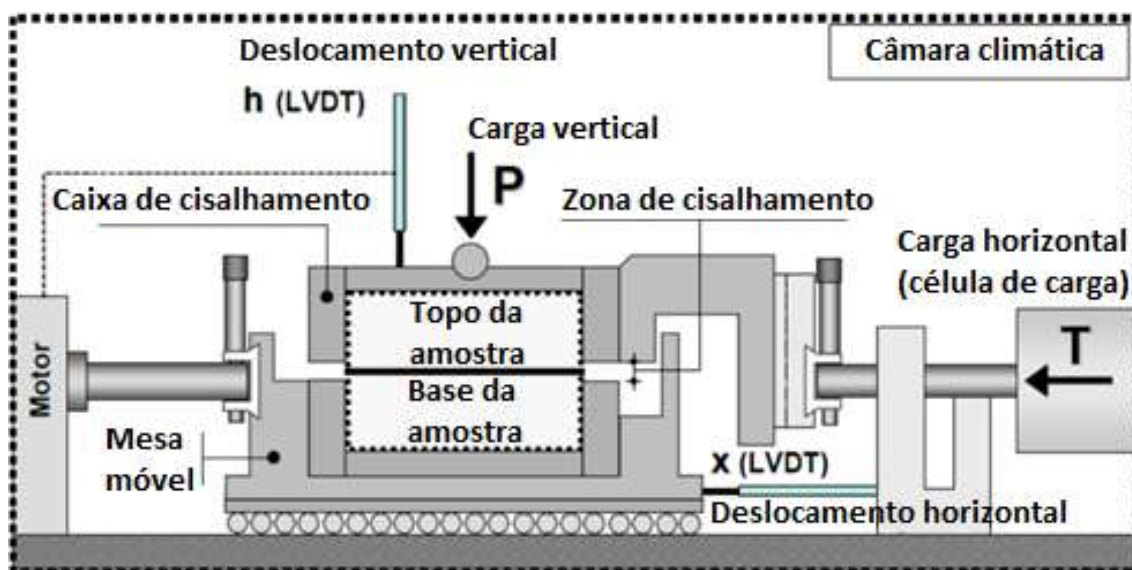


Figura 5. Equipamento utilizado por Canestrari *et al.* (2005).

Fonte: adaptado de Canestrari *et al.* (2005).

Além das variações de ensaios de cisalhamento direto, existem outras metodologias que foram desenvolvidas para caracterizar a resistência ao cisalhamento das interfaces entre camadas de pavimentos. Essas metodologias não serão utilizadas neste trabalho. No entanto, considera-se importante mencionar os que foram encontradas na literatura e os trabalhos onde são reportadas:

- *Modified Compact Shear* (MCS) testing: desenvolvido por Diakhate *et al.* (2006), o equipamento realiza ensaios com amostras de três camadas e duas interfaces, onde as laterais do corpo de prova são fixadas e a parte central é submetida a um carregamento monotônico ou cíclico;
- *Double Shear Testing* (DST): uma variação do MCS, desenvolvida por Diakhate *et al.* (2011), que utiliza uma amostra duplicada com relação à usada no MCS. A vantagem desse ensaio, comparado ao MCS, é que ele utiliza uma amostra simétrica para criar um estado de cisalhamento puro;
- Ensaio de torção: foi desenvolvido por Mantilla & Button (1994) para calcular a resistência ao cisalhamento da interface entre revestimento asfáltico e base granular. Posteriormente, foi adaptado para ser usado em laboratório. Também foi utilizado por Tashman *et al.* (2006) e Collop *et al.* (2011);
- Ensaio de imprimação: criado por Rabêlo (2006), visa simular uma imprimação de campo em um corpo de prova de laboratório. O parâmetro para avaliar a qualidade da imprimação é a penetração do ligante no material da camada de base. Posteriormente, foi adaptado e otimizado por Almeida (2013).
- Ensaio de tração ou arrancamento: este ensaio possibilita a caracterização da resistência direta da interface entre duas camadas de materiais de pavimentação. Utilizado por Hu *et al.* (2017).

### **2.3.2 Ensaios de Reflexão de Trincas**

Os dois principais mecanismos que induzem a reflexão de trincas em pavimentos asfálticos são a retração térmica e a ação do tráfego. Todos os ensaios destinados a avaliar a resistência das estruturas de pavimento contra a reflexão de trincas, encontrados na literatura, tentam reproduzir um desses mecanismos ou uma combinação entre eles. As principais diferenças entre essas metodologias de ensaio são: configurações geométricas, mecanismos de aplicação de carga e modo de carregamento (estático ou cíclico).

Em geral, os parâmetros avaliados em programas experimentais de investigação do problema de reflexão de trincas são: abertura inicial das trincas; abertura máxima das trincas; taxa de variação da temperatura; temperatura ambiente e ciclos de variação da temperatura; espessura do recapeamento; rigidez do recapeamento, em função da temperatura e da taxa de carregamento; cargas, velocidade e frequência do tráfego; tipo de tratamento contra reflexão de trincas; tipo de mistura; e condições de aderência entre as camadas de revestimento e entre as camadas de revestimento e a camada de tratamento (HAAS E PONNIAH, 1989).

Nos tópicos seguintes desta subseção, serão apresentadas as metodologias dos ensaios de reflexão de trincas encontradas na literatura.

### ***2.3.2.1 Ensaios de Tração (Abertura)***

Para simular a reflexão de trincas induzida pela retração térmica, empregam-se ensaios de abertura, que podem ser realizados em amostras com formato de vigas prismáticas ou placas retangulares. As amostras são fixadas sobre duas placas metálicas, com uma pequena separação entre elas, que simulam a superfície de um pavimento contendo uma descontinuidade. Uma dessas placas é mantida fixa e a outra é acoplada a um sistema de transmissão de carga que impõe movimentos horizontais cíclicos, para simular a abertura e o fechamento das descontinuidades. Os corpos de prova utilizados são compostos por uma camada de mistura asfáltica, podendo incluir uma camada de reforço, para simular apenas as camadas que ficarão acima da superfície do pavimento velho. Esse tipo de ensaio avalia o modo I de fratura através das camadas e o modo II na interface entre as placas e o corpo de prova (LORÍA-SALAZAR, 2008).

O exemplo de ensaio de abertura mais citado na literatura é o denominado *Overlay Tester* (OT), ilustrado na Figura 6. O equipamento realiza um ensaio com deslocamento controlado, com taxa de carregamento repetido de 0,1 Hz. A placa móvel se desloca em um movimento cíclico de onda triangular, com amplitude de deslocamento de 0,635 mm, na temperatura de 25°C. A amostra utilizada é recortada a partir de um corpo de prova cilíndrico de 150 mm de diâmetro, moldado no compactador giratório Superpave, ou extraído de campo. Os resultados do ensaio são a variação da força aplicada e o número de ciclos de deslocamento. O ensaio é descrito na norma Tex-248-F (2019).

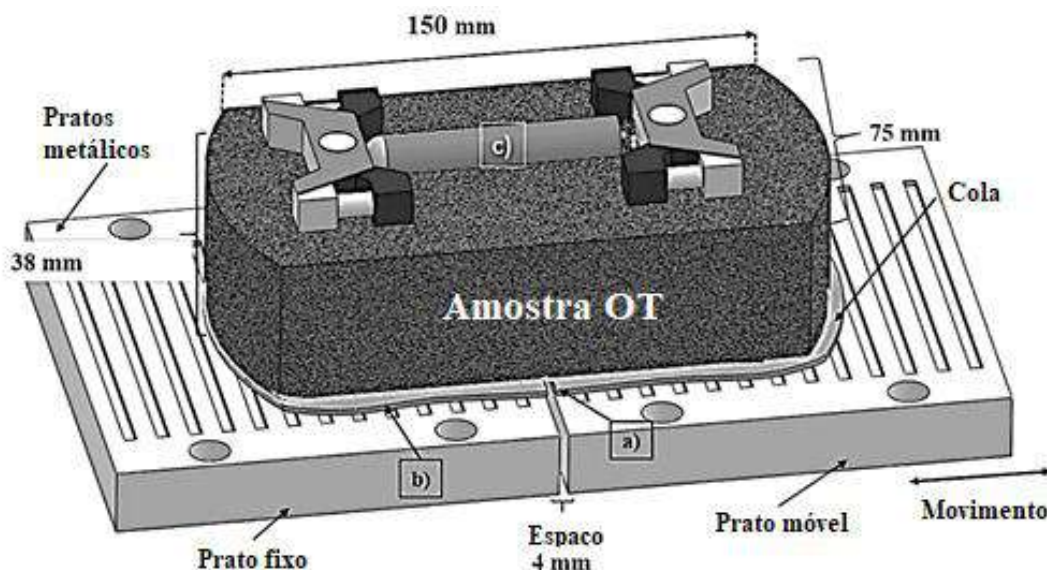


Figura 6. Configuração do Overlay Test.

Fonte: adaptado de Garcia *et al.* (2017).

O modelo de ensaio OT apresentado na norma Tex-248-F (2019) é o mais atual encontrado na literatura. Dentre os trabalhos encontrados que realizaram este ensaio com versões anteriores da norma, citam-se: Foulkes (1988), Clauwert e Francken (1989), Di Benedetto *et al.* (1993), Dempsey (2002), Zhou *et al.* (2007) e Garcia *et al.* (2017).

### 2.3.2.2 Ensaios de Flexão

Para simular a reflexão de trincas induzida pela ação do tráfego, empregam-se ensaios de flexão, que podem ser realizados em amostras com formato de vigas prismáticas ou placas retangulares. As amostras, geralmente, são compostas por duas camadas de mistura asfáltica e uma camada de reforço contra reflexão de trincas. As configurações dos ensaios de flexão podem apresentar as seguintes diferenças:

- Dimensões: não existe um padrão para as dimensões dos corpos de prova;
- Carregamento: as cargas podem ser aplicadas em pontos fixos (estáticas ou cíclicas) ou podem ser móveis, com a passagem de uma roda;
- Trincamento inicial: as trincas iniciais podem variar em número, posição relativa, direção e comprimento inicial;
- Camada de reforço: além do tipo de material usado, também é possível variar a posição relativa das camadas de reforço;
- Temperatura: os ensaios podem ser realizados com ou sem controle de temperatura.

Além das diferenças listadas anteriormente, os ensaios de flexão em vigas também podem apresentar variações de condições de contorno. As vigas podem ser apoiadas apenas em alguns pontos, geralmente nas extremidades, ou totalmente apoiadas sobre uma base elástica. No caso dos ensaios com placas, as amostras ficam totalmente apoiadas sobre uma placa de borracha. No caso das amostras apoiadas sobre uma borracha, vigas ou placas, também é possível inserir, entre a amostra e a base, duas placas de madeira ou metal com espaçamento entre elas, para simular uma superfície de pavimento com descontinuidade.

Os ensaios de flexão em vigas são mais utilizados porque possuem dimensões reduzidas e uma configuração simples, o que os tornam fáceis de manusear e permite a realização de um número maior de ensaios, consumindo menos material. Em contrapartida, não são capazes de simular o complicado estado de tensões que ocorre na ponta da trinca, durante um pulso de carga, causado pela passagem de um veículo. Apesar dessas limitações, este tipo de ensaio produz resultados que podem ser usados para avaliar o desempenho das alternativas de reforço (HUGHES, 1986).

No caso dos ensaios com placas, ocorre praticamente o oposto. As amostras são maiores e representam mais fielmente o estado de tensões que ocorre em uma estrutura real de pavimento. No entanto, são muito pesadas e dificultam o manuseio. Além disso, necessitam de uma quantidade de material bem maior, o que pode inviabilizar a realização de um número maior de ensaios.

Os trabalhos encontrados na literatura que realizaram ensaios de flexão em vigas ou placas foram: Draper e Gagle (1972), Hughes (1986), Yamaoka *et al.* (1989), Caltabiano (1990), Grzybowska *et al.* (1993), Livneh *et al.* (1993), Gibney *et al.* (2002), Montestruque (2002), Sobhan *et al.* (2004), Barraza *et al.* (2011), Raab *et al.* (2017). A Figura 7 e a Figura 8 ilustram as configurações dos ensaios de flexão em viga e placa, respectivamente, apresentadas nos trabalhos mais recentes encontrados.



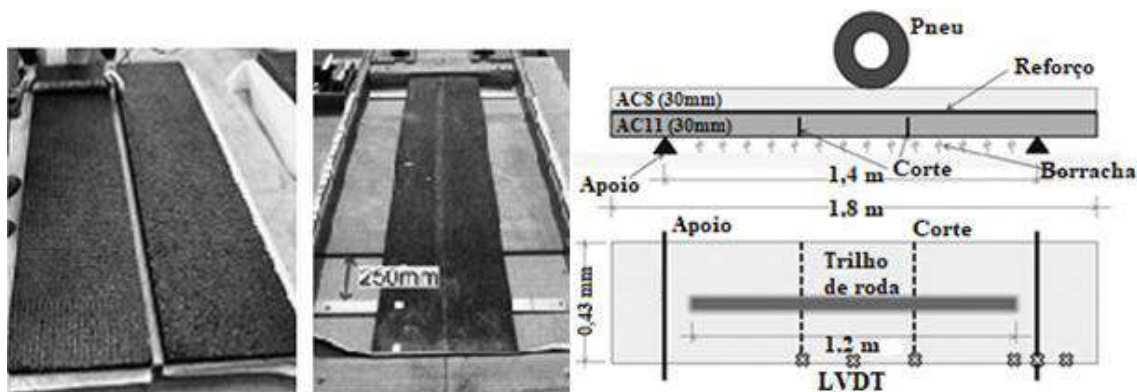


Figura 7. Ensaio de reflexão de trinca usado por Raab *et al.* (2017): (a) Moldagem das placas; (b) Esquema do ensaio.

Fonte: adaptado de Raab *et al.* (2017).

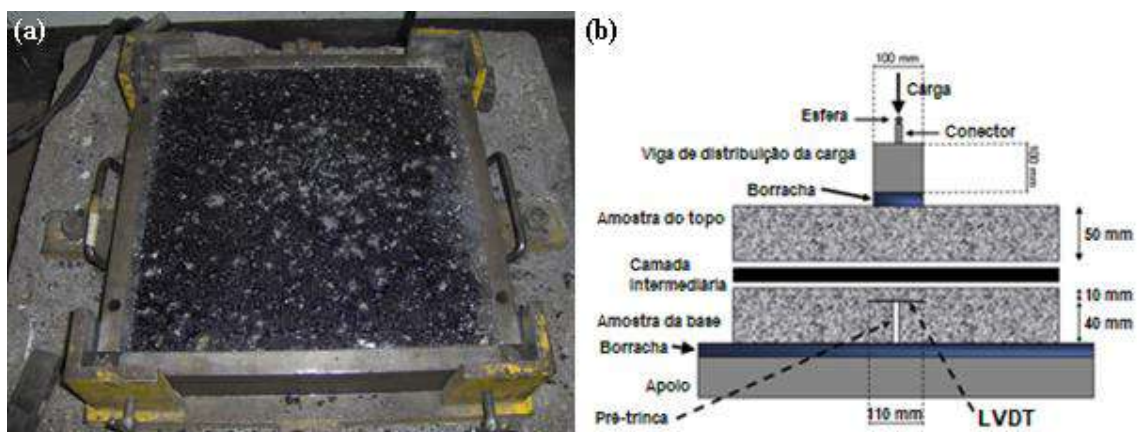


Figura 8. Ensaio de reflexão de trinca usado por Barraza *et al.* (2011)

Fonte: adaptado de Barraza *et al.* (2011).

Além dos tipos de equipamentos descritos anteriormente, alguns pesquisadores desenvolveram metodologias de ensaio que tentam considerar os dois mecanismos de reflexão de trincas. Esses ensaios realizam simultaneamente abertura e flexão e, por isso, mesclam as configurações dos dois tipos de ensaio anteriores. Os trabalhos encontrados que apresentam esse tipo de equipamentos são: Dumas e Vecoven (1993), Tamagny *et al.* (2004), Gallego e Prieto (2006).

A Figura 9 apresenta o equipamento mais recente encontrado, denominado *Wheel Reflective Cracking* (WRC), desenvolvido por Gallego e Prieto (2006). O aparato consiste de duas placas metálicas, apoiadas sobre uma base de borracha, com um espaçamento entre as placas para simular uma descontinuidade. Uma das placas é fixada na parte externa, enquanto a outra é livre para se deslocar na horizontal. Abaixo da base de borracha existe um sistema de esferas que permite também o deslocamento vertical na

descontinuidade. Sobre as placas, é posicionada a camada de mistura asfáltica que recebe o carregamento por meio de uma roda. A placa livre é movimentada na horizontal para simular os efeitos da variação térmica. O WRC é capaz de simular o efeito da passagem de carga e os movimentos relativos verticais e horizontais.

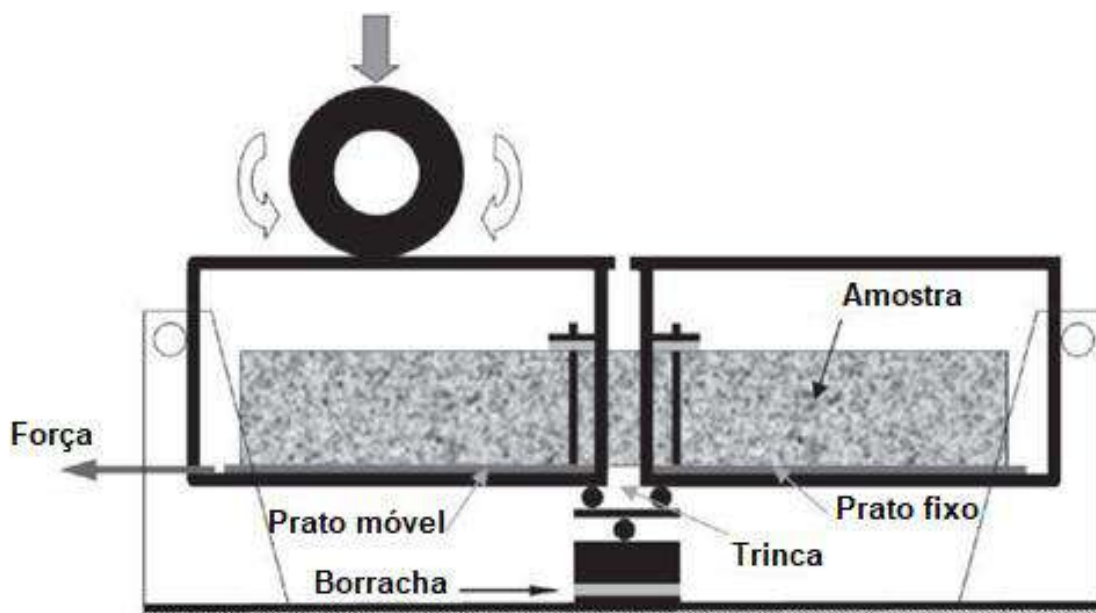


Figura 9. Esquema representativo do ensaio WRC.

Fonte: adaptado de Gallego e Prieto (2006).

## 2.4 MODELAGEM NUMÉRICA DE REFLEXÃO DE TRINCAS

Os diferentes estudos numéricos sobre reflexão de trincas encontrados na literatura podem ser agrupados em três categorias, de acordo com a fundamentação teórica considerada: estudos baseados na Lei de Paris; estudos baseados no modelo de zona coesiva; e estudos baseados na mecânica do dano contínuo - MDC (DEILAMI, 2020). A seguir, será feito um breve resumo das três categorias.

### 2.4.1 Modelos Baseados na Lei de Paris

Paris e Erdogan (1963) propuseram uma lei de propagação de trincas, depois de desenvolverem curvas correlacionando a taxa de crescimento de trincas com o fator de intensidade de tensões, usando diferentes ligas metálicas. Eles descobriram que, na escala log-log, as curvas eram linhas retas e, então, propuseram a chamada Lei de Paris, expressa pela Equação (1):

$$\frac{dc}{dN} = A \times (\Delta K)^n \quad (1)$$

Onde:

$c$  é o comprimento da trinca;

$N$  é o número de ciclos de carga;

$\Delta K$  é a variação do fator de intensidade de tensões;

$A$  e  $n$  são propriedades de fratura do material, determinados a partir da regressão de dados experimentais.

A lei de Paris correlaciona a taxa de crescimento de trincas com o fator de intensidade de tensões e, mais especificamente, em camadas de asfalto sob carregamentos repetitivos. No entanto, pode ser considerado um modelo empírico que exige que sejam realizados ensaios para encontrar as propriedades de fratura do material ( $A$  e  $n$ ), usando regressão (LI, 1999). De acordo com Pugno *et al.* (2006), a correlação das curvas de fadiga com a lei de Paris é uma tarefa complexa, mesmo com a utilização de computadores poderosos e métodos numéricos.

A lei de Paris foi posteriormente modificada por Schapery (1973, 1975, 1978) usando a teoria da integral J, que foi originalmente desenvolvida por Cherepanov (1967) e Rice (1968), para possibilitar seu uso para os materiais viscoelásticos. Schapery propôs determinar as propriedades de fratura dos materiais viscoelásticos usando as Equações (2) e (3):

$$A = \frac{\pi}{6\sigma_m^2 I_1^2} \left[ \frac{(1 - \vartheta^2) D_2}{2\Gamma} \right]^{1/m} \left| \int_0^{\Delta t} w(t)^{2(1+\frac{1}{m})} dt \right| \quad (2)$$

$$I_1 = \frac{\pi K_I}{2\alpha \sigma_m} \quad (3)$$

Onde:

$\sigma_m$  é a tensão de tração máxima que o material pode suportar antes da ruptura;

$I_1$  é um fator que dependente do estado de tensões na ponta da trinca, da tensão de ruptura e do comprimento da zona de ruptura;

$\alpha$  é o tamanho da zona de ruptura na frente da ponta da trinca;

$K_I$  é o fator de intensidade de tensões para o modo I de carregamento;

$D_2$  é a interceptação de uma linha tangente à função do *creep* em escala de log-log ( $D(t) - D_0$ ), para o tempo  $t = 1,0$  segundo;

$D(t)$  é a função do *creep*,  $D(t) = D_0 + D_2 t^m$ ;

$D_0$  é o *creep* inicial;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson;

$\Gamma$  é a energia de fratura, definida como o trabalho feito em um material para produzir uma área unitária de superfície de trinca;

$w(t)$  é a forma de pulso do fator de intensidade de tensões;

$m$  é a inclinação da curva de *creep*;

$t$  é o tempo; e

$\Delta t$  é o período de um ciclo de carregamento.

A lei de Paris e o modelo viscoelástico de Schapery constituem um método de mecânica da fratura que considera o material com uma única fase. As principais desvantagens da abordagem da mecânica da fratura com uma única fase são (LI, 1999): o método não é capaz de diferenciar os estágios de macro e micro trincamento; o tamanho da fissura inicial depende de um valor "equivalente" e este valor pode corresponder a um vazio de ar que basicamente não é uma fissura física; o valor equivalente é maior do que o tamanho de uma microfissura. O modelo de Schapery foi usado por vários pesquisadores para avaliar a reflexão de trincas de revestimentos de asfalto (OWUSU-ANTWI *et al.* 1998; DE BONDT, 1999; AL-QADI *et al.*, 2003).

Outros modelos baseados na Lei de Paris para estudar a reflexão de trincas foram desenvolvidos por Zhou *et al.* (2010) e Tam *et al.* (2020). O modelo de Zhou *et al.* (2010) considera os efeitos do tráfego e da temperatura para prever a área trincada do recapeamento; o modelo de Tam *et al.* (2020) utiliza resultados do ensaio OT para determinar as constantes de calibração e fornece uma curva de previsão do percentual de área trincada, em formato de S. Ambos os estudos apresentaram resultados considerados satisfatórios (evolução e ordem de grandeza) e recomendaram a realização de monitoramento de campo para futura calibração e validação dos modelos.

#### **2.4.2 Modelos de Zona Coesiva**

Segundo Barenblatt (1962), para desenvolver um modelo adequado de trincamento de qualquer tipo de material sólido, é fundamental entender que existe uma região adjacente à área de trincamento que possui microfissuras, onde as faces opostas são fortemente atraídas umas às outras, devido à presença de forças coesivas. Estas áreas

são chamadas de zonas coesivas.

Os modelos de zona coesiva são definidos por um conjunto de equações que relacionam as tensões de tração com os deslocamentos normais e tangenciais, nas regiões de descontinuidades. Todos os modelos de zona coesiva seguem o mesmo princípio de funcionamento: a tensão de tração ( $T_n$ ) eleva-se, com a separação ( $\delta$ ), até atingir um valor máximo ( $T_{cr}$ ) e atenua-se com a progressão da separação ( $\delta_n$ ). A Figura 10 ilustra o conceito do modelo de zona coesiva, considerando apenas o modo I de fratura (ESPINOSA E ZAVATTIERI, 2003; SONG *et al.*, 2006; ARAGÃO, 2011; HARTMANN, 2017; DEILAMI, 2020).

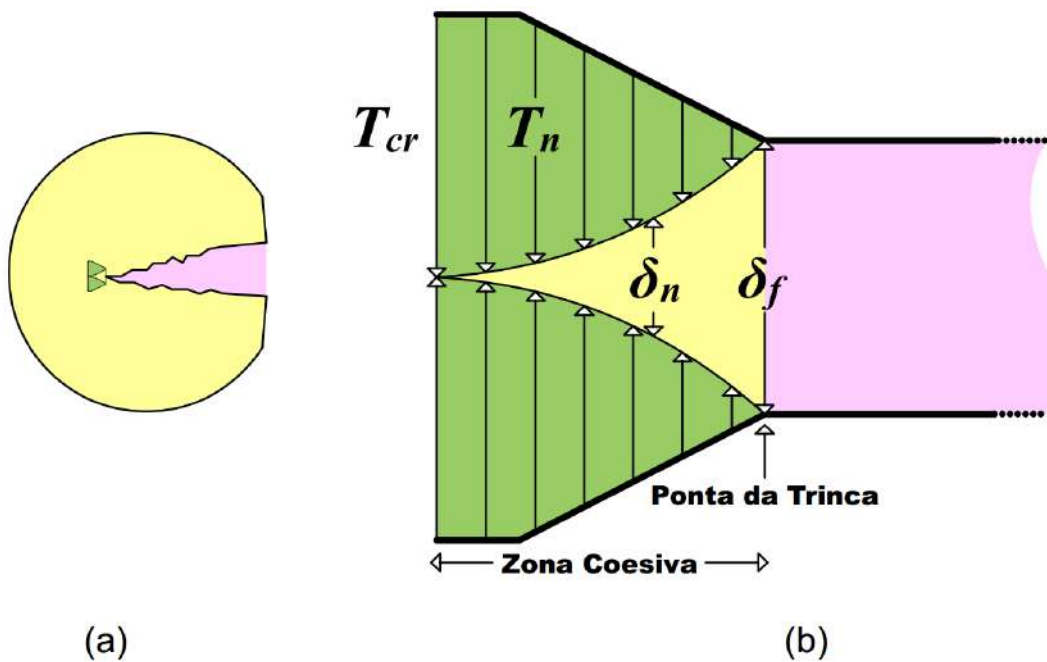


Figura 10. Modelo de zona coesiva: (a) representação da zona coesiva; (b) detalhe da zona coesiva.

Fonte: Hartmann (2017).

Na literatura, encontram-se diversos modelos de zona coesiva, que podem apresentar diferentes formatos de curva tração-separação: multilineares, polinomiais, trigonométricos e exponenciais. Além das diferenças de formato das curvas tração-separação, os modelos também podem ter formulação intrínseca ou extrínseca. Os modelos intrínsecos apresentam comportamento inicial elástico e a tração no elemento coesivo aumenta com o aumento da separação, até um valor máximo. A partir daí cai, chegando eventualmente a valores nulos. Os modelos extrínsecos não apresentam o trecho inicial crescente da curva de tração-separação. Assume-se que a separação só ocorre a partir do instante que a tração na zona coesiva alcança a resistência coesiva do

material. Logo que a separação inicia, a tração na zona coesiva decresce conforme a separação avança (ESPINOSA E ZAVATTIERI, 2003; SONG *et al.*, 2006; ARAGÃO, 2011; HARTMANN, 2017; DEILAMI, 2020).

As formulações intrínsecas são as mais fáceis de serem implementadas em modelos de elementos finitos. Os elementos coesivos intrínsecos são adicionados à malha desde o início da discretização, enquanto os elementos extrínsecos são inseridos durante a simulação, conforme as zonas potenciais de trincamento atingem a resistência coesiva do material. Uma vantagem dos modelos extrínsecos é a possibilidade de evitar a compliância artificial, que é um efeito adverso que impacta na convergência do modelo (ESPINOSA E ZAVATTIERI, 2003; SONG *et al.*, 2006; ARAGÃO, 2011; HARTMANN, 2017; DEILAMI, 2020).

O modelo de zona coesiva intrínseco bilinear vem sendo frequentemente utilizado porque oferece a possibilidade de minimização dos efeitos de compliância artificial, por meio do ajuste da inclinação inicial da curva tensão-separação. O modelo bilinear pode ser descrito a partir de três parâmetros: a energia coesiva ( $G_n$  ou  $G_t$ ), a resistência coesiva ( $T_{max}$ ) e a distância de separação das superfícies da trinca ( $\delta_n$  ou  $\delta_t$ ). Estes parâmetros são relacionados entre si, sendo necessário determinar apenas dois. A Figura 11 apresenta as leis de tração-separação do modelo bilinear (ESPINOSA E ZAVATTIERI, 2003; SONG *et al.*, 2006; ARAGÃO, 2011; HARTMANN, 2017; DEILAMI, 2020).

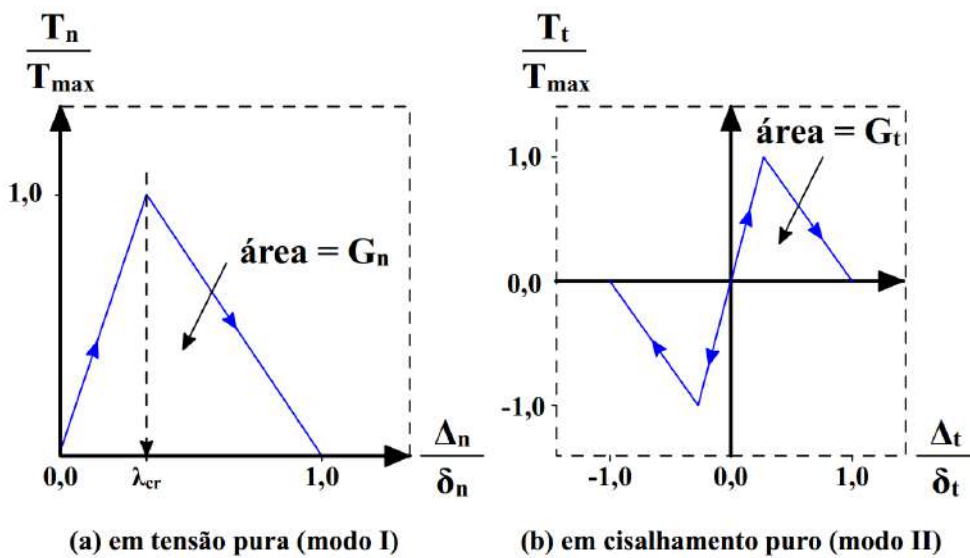


Figura 11. Modelo de zona coesiva bilinear.

Fonte: adaptado de Aragão (2011).

Allen e Searcy (2001) desenvolveram um modelo de zona coesiva intrínseco e viscoelástico não linear, especificamente para simular o dano de misturas de asfalto. A viscoelasticidade dos materiais asfálticos foi incorporada neste modelo pelo módulo de relaxação,  $E(t)$ , e, para levar em conta a não linearidade dos materiais, foi definida uma função de evolução de trincamento,  $\alpha(t)$ . O modelo de Allen e Searcy (2001) foi utilizado em estudos como os de Kim *et al.* (2015), Rami *et al.* (2017) e Kim *et al.* (2021).

Dave *et al.* (2017) apresentaram um modelo de zona coesiva exponencial utilizado para simular estruturas de pavimento 2-D e avaliar a reflexão de trincas em recapeamentos asfálticos. O modelo foi calibrado por ensaios de fratura em misturas asfálticas do tipo *semi-circular bending* (SCB) e *disk-shaped compact tension* (DCT). Basicamente, o modelo apresentado foi utilizado para ranquear diferentes misturas asfálticas quanto ao potencial de reflexão de trincas.

Kim *et al.* (2021) propuseram um modelo de zona coesiva viscoelástico não-linear extrínseco integrado com a lei de evolução de dano Gaussiana para simular a propagação de trincas em misturas asfálticas. O modelo foi aplicado para simular ensaios de fratura com diferentes taxas de carregamento e para um estudo paramétrico de uma estrutura de pavimento. Os autores demonstraram a sensibilidade do modelo com relação a variáveis como temperatura, carregamento, propriedades dos materiais e geometria.

### **2.4.3 Modelos Baseados na Mecânica do Dano Contínuo**

A MDC basicamente correlaciona o processo microscópico do crescimento do dano / trinca / fratura (devido a carregamentos) a um estado macroscópico (TSAI, 2010; WU *et al.* 2006). Dessa forma, considera-se o efeito do dano na modelagem constitutiva de materiais pela quantificação de duas variáveis: (1) um parâmetro de dano e (2) a rigidez efetiva. O parâmetro de dano, em geral, quantifica qualquer alteração na microestrutura que resulta em uma redução de rigidez (KIM, 2009; NASCIMENTO, 2015). A consideração básica da MDC é que qualquer redução na rigidez está relacionada com o dano (PARK; SCHAPERY, 1997; NASCIMENTO, 2015).

O modelo de dano contínuo para materiais viscoelásticos (*viscoelastic continuum damage*, VECD, em inglês) é baseado em três conceitos fundamentais: (1) o princípio de correspondência elástica-viscoelástica, baseado na pseudo-deformação ( $\epsilon^R$ ) para modelar o comportamento viscoelástico do material; (2) a teoria do trabalho

potencial, baseada na mecânica do dano contínuo para modelar o efeito das microfissuras no comportamento constitutivo global; e (3) o princípio da superposição tempo-temperatura (t-TS) (NASCIMENTO, 2015).

O modelo VECD faz uso de propriedades fundamentais do material para caracterizar o comportamento do concreto asfáltico, usando uma metodologia eficiente de ensaios simplificados. Esta abordagem é particularmente útil porque, embora a teoria VECD seja razoavelmente complexa, é possível fazer simplificações que reduzem um pouco as capacidades preditivas, mas que melhoram muito a aplicabilidade do modelo (HOU *et al.* 2010).

Supondo que o dano ocorre somente por tração, Underwood *et al.* (2012) propuseram simplificações na teoria VECD e criaram o modelo denominado *Simplified Viscoelastic Continuum Damage* (S-VECD). Este modelo de dano contínuo simplificado e aprimorado fornece uma aplicação completa e precisa da abordagem de dano contínuo. O modelo S-VECD é capaz de prever com acurácia a vida de fadiga de diferentes misturas asfálticas, a partir de ensaios realizados com apenas uma temperatura e uma frequência de carregamento (NASCIMENTO, 2015).

Na literatura, não foram encontradas pesquisas sobre a aplicação da mecânica do dano contínuo para simular a reflexão de trincas em pavimentos asfálticos. Este tipo de modelo é usado por vários pesquisadores para a investigação do desempenho das misturas asfálticas quanto ao dano por fadiga (LEE E KIM, 1988; KARKI *et al.* 2015; KUATY E LANOTTE, 2018; WANG *et al.*, 2018 SU *et al.* 2019).

## **2.5 MECÂNICA DO DANO CONTÍNUO VISCOELÁSTICO (VECD)**

O modelo simplificado da mecânica do dano contínuo viscoelástico foi a base para a modelagem numérica desenvolvida nesta pesquisa e será apresentado nesta seção.

### **2.5.1 Princípio da Correspondência Elástico-Viscoelástico**

O comportamento tensão-deformação de muitos materiais viscoelásticos pode ser representado de forma semelhante ao comportamento de materiais elásticos, utilizando as chamadas pseudo variáveis. Este artifício matemático possibilita que sejam estabelecidos alguns princípios de correspondência entre o comportamento elástico e viscoelástico, que podem ser aplicados na análise do comportamento linear e não-linear



de algumas classes de materiais viscoelásticos, como as misturas asfálticas. Este modelo pode ser aplicado ao estudo de problemas de deformação e fratura com condições de contorno estacionárias ou dependentes do tempo (SCHAPERY, 1984; KIM, 2009; NASCIMENTO, 2015).

Considerando a relação tensão-deformação de matérias viscoelásticos lineares, tem-se:

$$\sigma = \int_0^{\xi} E(\xi - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (4)$$

Onde:

$\sigma$  e  $\varepsilon$  são os tensores de tensão e deformação, respectivamente;

$E(t)$  é a matriz do módulo de relaxação;

$\xi$  é o tempo decorrido desde a fabricação da amostra; e

$\tau$  é a variável de integração, que corresponde ao tempo decorrido desde o início do carregamento.

A Equação (4) pode ser reescrita como:

$$\sigma = E_R \epsilon^R \quad (5)$$

Definindo  $\epsilon^R$  como:

$$\epsilon^R = \frac{1}{E_R} \int_0^{\xi} E(\xi - \tau) \frac{d\varepsilon}{d\tau} d\tau \quad (6)$$

Onde:

$\epsilon^R$  é chamado de pseudo-deformação; e

$E^R$  é chamado de módulo de referência, uma constante com a mesma unidade do módulo de relaxação.

A Equação (5) apresenta um comportamento equivalente à relação tensão-deformação de um material elástico linear, mesmo representando uma relação tensão-deformação viscoelástica. Se  $E^R$  for igual a 1,0, a pseudo-deformação será igual à tensão calculada como resposta viscoelástica a um carregamento de deformação (NASCIMENTO, 2015). As Figuras 12 e 13 apresentam os modelos de comportamento de um material viscoelástico linear, sem e com dano, respectivamente, submetido à ação

de um carregamento cíclico de deformação controlada.

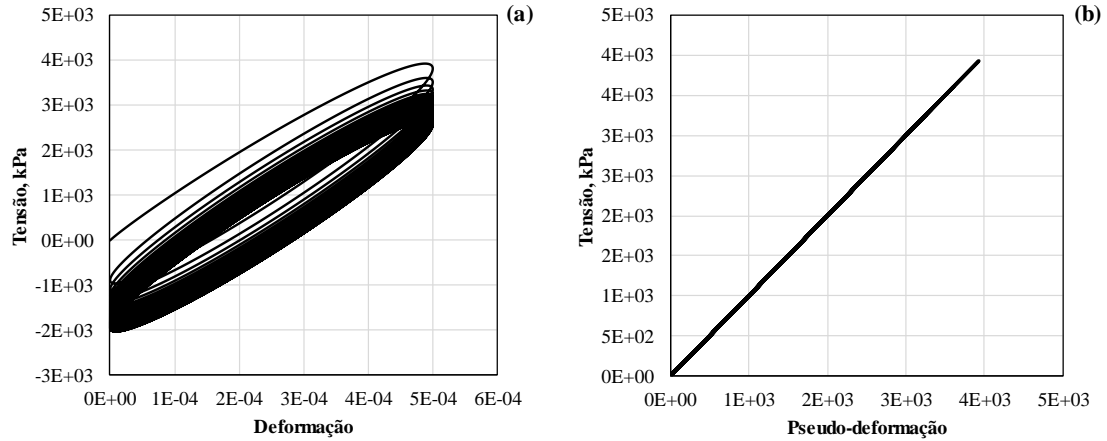


Figura 12. Comportamento de um material viscoelástico linear, sem dano, submetido a um carregamento cíclico de deformação controlada: (a) tensão-deformação; (b) tensão-pseudo-deformação.

Fonte: autoria própria.

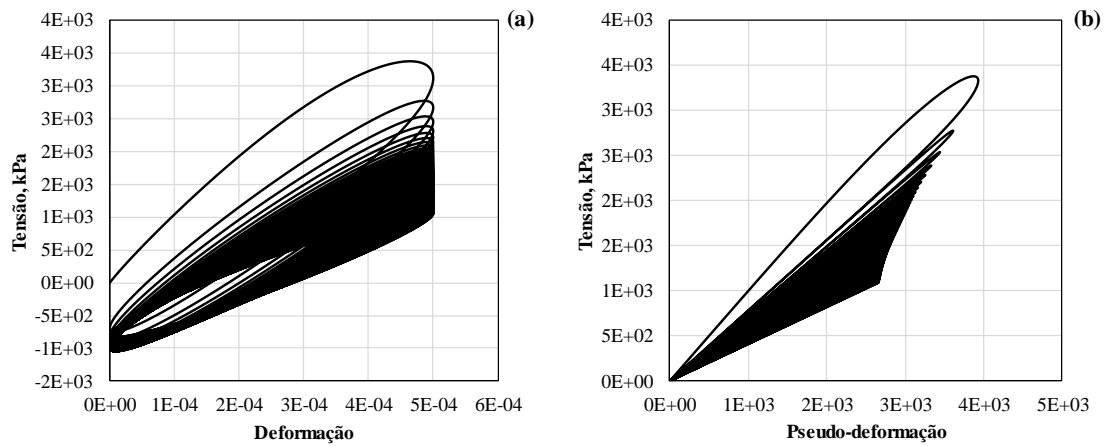


Figura 13. Comportamento de um material viscoelástico linear, com dano, submetido a um carregamento cíclico de deformação controlada: (a) tensão-deformação; (b) tensão-pseudo-deformação.

Fonte: autoria própria.

Por estes modelos, observa-se que, para o material viscoelástico sem dano, os loops da curva tensão-deformação são substituídos por linhas retas coincidentes com inclinação constante ( $45^\circ$  para  $E^R = 1$ ). Para o material viscoelástico com dano, a inclinação da curva tensão-pseudo-deformação reduz, à medida que o dano vai aumentando no material. A razão entra a tensão e a pseudo-deformação é chamada de pseudo-rigidez secante ( $S^R$ ) e representa uma medida indireta da integridade do material. Para eliminar a influência da variação entre amostras, a pseudo-rigidez é normalizada pela pseudo-rigidez inicial, como segue (LEE, 1996; LEE E KIM, 1998b):

$$C = \frac{S^R}{I} \quad (7)$$

Onde:

$I$  é a pseudo-rigidez inicial; e

$C$  é a pseudo-rigidez normalizada.

## 2.5.2 Teoria do Trabalho Potencial

Na mecânica do dano contínuo, o estado de dano do material é quantificado por um conjunto de variáveis denominadas *variáveis de estado interno* ou *parâmetros de dano*, baseadas nos conceitos da termodinâmica de processos irreversíveis. Estas variáveis de estado são utilizadas para determinar a rigidez global do material, incluindo o efeito do dano (KIM, 2009).

O comportamento mecânico de um meio elástico com propriedades constantes pode ser descrito por meio de um potencial termodinâmico (energia livre), que é determinado em função das variáveis de estado. Desconsiderando os efeitos térmicos, este potencial é equivalente à energia de deformação, que representa a energia armazenada em um sistema devido à aplicação de uma força externa. Quando o material sofre algum dano, o trabalho realizado pela força externa não é totalmente armazenado como energia de deformação, sendo parte consumida pelo dano. Esta energia consumida para gerar o dano pode ser expressa em função das variáveis de estado (SCHAPERY, 1987; LAMBORN E SCHAPERY, 1988, 1993).

Baseado nesses conceitos, Schapery (1990) desenvolveu uma teoria para descrever o comportamento mecânico de materiais compósitos elásticos com crescimento de dano. As três equações seguintes são os elementos fundamentais da teoria de Schapery (1990):

$$W = W(\varepsilon, S_m) \quad (8)$$

$$\sigma = \frac{dW}{d\varepsilon} \quad (9)$$

$$-\frac{dW}{dS_m} = \frac{dW_s}{dS_m} \quad (10)$$

Onde:

$S_m$  são as variáveis de estado; e

$W_s = W_s(S)$  é a energia dissipada pelo dano.

A Equação (8) representa a função densidade de energia de deformação, a Equação (9) representa a relação tensão-deformação e a Equação (10) representa a lei de evolução de dano.

Usando o princípio da correspondência elástica-viscoelástica, substitui-se a deformação pela pseudo-deformação e a função densidade de energia de deformação se torna a função densidade de energia de pseudo-deformação,  $W^R$ , como segue:

$$W^R = W^R(\varepsilon^R, S_m) \quad (11)$$

Para descrever a evolução do dano em materiais viscoelásticos, utiliza-se a seguinte expressão (UNDERWOOD *et al.* 2009a):

$$\dot{S}_m = \left( -\frac{dW_m^R}{dS_m} \right)^\alpha \quad (12)$$

Onde:

$\dot{S}_m$  é a taxa de evolução do dano; e

$\alpha$  é uma constante do material determinada pelas propriedades viscoelásticas lineares.

Para a caracterização viscoelástica de misturas asfálticas, a potência,  $\alpha$ , está relacionada com a inclinação da curva do módulo de relaxação, em escala log-log, e depende do tipo de ensaio utilizado para caracterizar as propriedades viscoelásticas (NASCIMENTO, 2015).

### 2.5.3 Teoria do Dano Contínuo Viscoelástico (VECD)

Para materiais viscoelásticos submetidos a carregamentos de tração uniaxial, a função densidade de energia de pseudo deformação pode ser escrita em termos de tensões e pseudo deformações como (KIM, 2009):

$$W^R = \frac{1}{2} \sigma \varepsilon^R \quad (13)$$

A relação tensão-pseudo deformação para o estado de material danificado pode ser representada pela equação:

$$\sigma = C(S)\varepsilon^R \quad (14)$$

Onde  $C(S)$  é a pseudo-rigidez (integridade) do material em função do nível de dano quantificado pela variável de estado,  $S$ .

Desta forma, tem-se:

$$W^R = \frac{1}{2} C(S) (\varepsilon^R)^2 \quad (15)$$

Derivando a Equação (15) anterior em relação a  $S$ , observando que  $\varepsilon^R$  não é função de  $S$ , e substituindo na Equação (12), tem-se:

$$\frac{dS}{dt} = \left[ -\frac{1}{2} \frac{dC}{dS} (\varepsilon^R)^2 \right]^\alpha \quad (16)$$

A expressão para  $C(S)$  pode ser representada por uma lei de potência dada pela seguinte equação (KIM, 2009):

$$C(S) = 1 - C_{11} S^{C_{12}} \quad (17)$$

Onde:

$C_{11}$  e  $C_{12}$  são constantes de regressão.

A partir das Equações (16) e (17), pode-se obter:

$$S_{n+1} = S_n + \left[ \frac{1}{2} C_{11} C_{12} S_n^{(C_{12}-1)} (\varepsilon_n^R)^2 \right]^\alpha \Delta t \quad (18)$$

Onde  $n$  e  $n + 1$  são os passos associados aos instantes  $t_n$  e  $t_{n+1}$ , respectivamente.

A Equação (18) fornece os valores do parâmetro de dano,  $S$ , em cada instante de tempo,  $t_{n+1}$ , a partir dos parâmetros  $\alpha$ ,  $C_{11}$  e  $C_{12}$  do material, da pseudo-deformação no instante  $t_n$ , e do intervalo de tempo  $\Delta t$ . Essa equação pode ser utilizada para obter a curva  $C \times S$ , a partir de dados obtidos de ensaios mecânicos uniaxiais de misturas asfálticas em laboratório ou de simulações numéricas, onde a pseudo rigidez,  $C_n$ , é obtida pela inclinação da curva tensão x pseudo deformação no instante  $t_n$ , dada por:

$$C_n = \frac{\sigma_n}{\varepsilon_n^R} \quad (19)$$

Onde  $\sigma_n$  é a tensão média na seção transversal do corpo de prova, observada no instante  $t_n$  do ensaio ou da simulação.

#### 2.5.4 Formulação do Modelo Simplificado (S-VECD)

Supondo que o dano ocorre somente em tração, Underwood *et al.* (2012) propuseram simplificações no cálculo das pseudo deformações, da pseudo rigidez e na lei de evolução de dano da teoria VECD. Essa abordagem foi denominada *Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model*.

Para o ensaio de fadiga uniaxial, assumindo que o dano por fadiga ocorre apenas sob deformações de tração e em estado estacionário (*steady state*), as pseudo deformações podem ser calculadas como segue:

$$(\varepsilon_{max}^R)_i = \frac{1}{E_R} \frac{\beta + 1}{2} |E^*| (\varepsilon_{max})_i \quad (20)$$

Onde:

$(\varepsilon_{max}^R)_i$  é a amplitude de pseudo deformação de tração no ciclo  $i$ ;

$(\varepsilon_{max})_i$  é a amplitude de deformação de tração no ciclo  $i$ ;

$|E^*|$  é o módulo dinâmico do material para a frequência e temperatura do ensaio;

$\beta$  é o parâmetro que quantifica a intensidade de tração no ciclo  $i$ .

O parâmetro  $\beta$  é calculado em função das tensões de pico e vale ( $\sigma_{pico}$  e  $\sigma_{vale}$ ), para cada ciclo  $i$  da solicitação periódica, segundo a equação:

$$\beta = \frac{\sigma_{pico} + \sigma_{vale}}{|\sigma_{pico}| + |\sigma_{vale}|} \quad (21)$$

O valor de  $\beta$  varia de -1,0, para solicitação periódica somente em compressão, até 1,0, para solicitação periódica somente em tração. A Figura 14 apresenta graficamente o significado do parâmetro  $\beta$ .

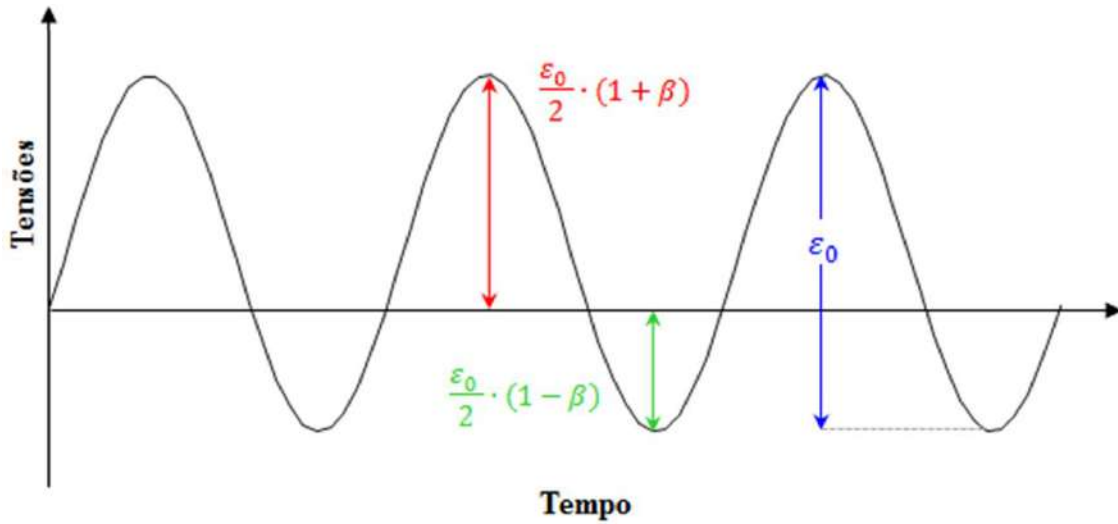


Figura 14. Significado físico do parâmetro  $\beta$ .

Fonte: Almeida (2019).

No modelo S-VECD, a lei de evolução de dano será aplicada em cada ciclo da solicitação periódica (UNDERWOOD *et al.*, 2012). Assim, a Equação (18) é reescrita como segue:

$$S_{i+1} = S_i + \left[ \frac{1}{2} C_{11} C_{12} S_i^{(C_{12}-1)} ((\epsilon_n^R)_i)^2 \right]^\alpha \Delta \xi_i K_1 \quad (22)$$

Onde:

$i$  e  $i+1$  referem-se aos ciclos  $i$  e  $i+1$ , respectivamente;

$\Delta \xi_i$  é a duração do ciclo  $i$  em tempo reduzido pelo princípio da superposição tempo-temperatura da viscoelasticidade.

O parâmetro  $K_1$  é um fator que define a parcela do período reduzido ( $T_{red}$ ) do ciclo em que efetivamente ocorre dano (UNDERWOOD *et al.*, 2009). A Figura 15 mostra seu significado físico para as regiões de tração ( $K_{1t}$ ) e de compressão ( $K_{1c}$ ) de uma solicitação periódica com deformação controlada.

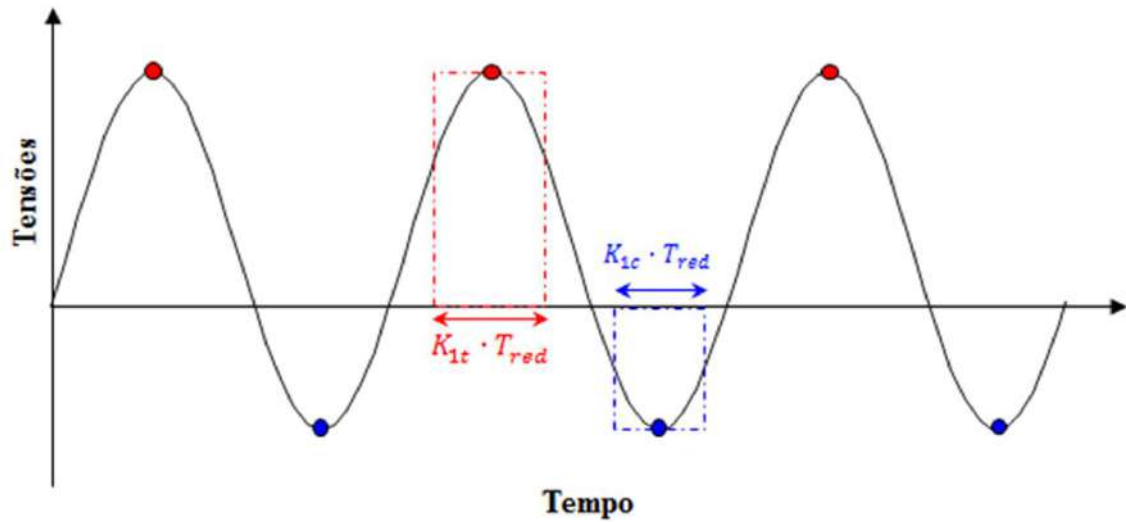


Figura 15. Significado físico do parâmetro  $K_1$ .

Fonte: Almeida (2019).

Pela Figura 15, as áreas dos retângulos pontilhados são iguais às áreas dos pulsos.  $K_1$  é um parâmetro definido e dependente somente do histórico da solicitação periódica e dado pela equação:

$$K_1 = \frac{1}{t_e - t_b} \left| \left( \frac{1}{\beta + 1} \right)^{2\alpha} \int_{t_b}^{t_e} [\beta - \cos(2\pi f_{red})^{2\alpha}] dt \right| \quad (23)$$

Onde:

$f_{red}$  é a frequência reduzida; e

$t_b$  e  $t_e$  são os instantes de início e de final do dano dentro do ciclo, e podem ser calculados com seguintes equações:

$$t_b = \frac{\cos^{-1}(\beta)}{2\pi f_{red}} \quad (24)$$

$$t_e = \frac{2\pi - \cos^{-1}(\beta)}{2\pi f_{red}} \quad (25)$$

### 2.5.5 Critério de Ruptura

Sabouri e Kim (2014) propuseram um critério de falha para materiais asfálticos baseado na taxa de variação média da pseudo energia dissipada por ciclo ( $G^R$ ), cuja definição é dada pela equação:



$$G^R = \frac{\bar{W}_r^R}{N_f} = \frac{\int_0^{N_f} W_r^R}{N_f^2} = \frac{\sum_{i=1}^{N_f} (W_r^R)_i}{N_f^2} \quad (26)$$

Onde:

$(W_r^R)_i$  é a pseudo energia liberada no ciclo  $i$  da solicitação periódica;

$\bar{W}_r^R$  é a pseudo energia média liberada até o ciclo  $N_f$ ;

$N_f$  é o ciclo de falha do ensaio de fadiga realizado em laboratório.

A curva  $G^R \times N_f$  (Figura 16) estabelece uma envoltória que determina o limite superior da taxa média de pseudo energia liberada por ciclo que o material pode suportar ao dano por fadiga sendo, portanto, uma característica do material (SABOURI E KIM, 2014).

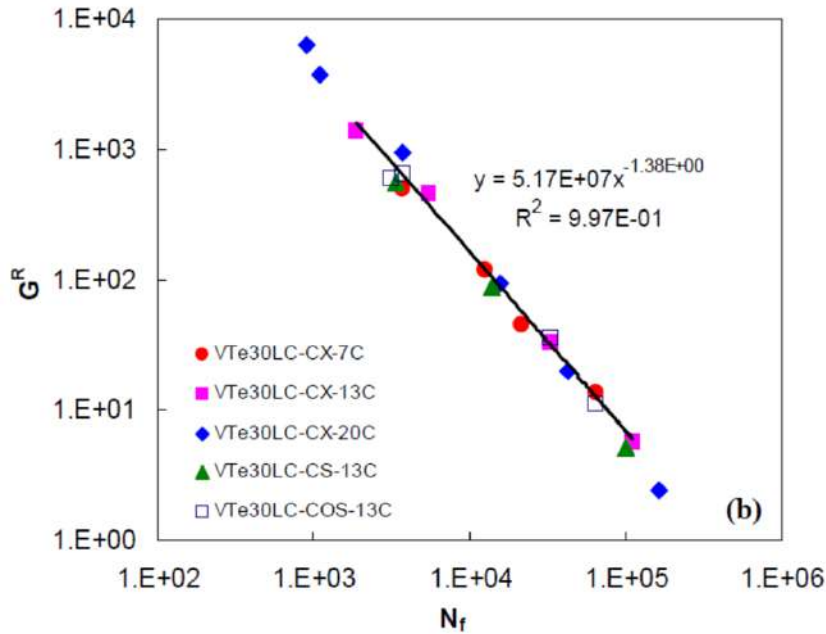


Figura 16. Resultados de  $G^R$  versus  $N_f$  para diferentes métodos de carregamento.

Fonte: Sabouri e Kim (2014).

A curva  $G^R \times N_f$ , obtida durante o ensaio de fadiga, pode ser ajustada pela equação:

$$G^R = A(N_f)^B \quad (27)$$

Onde A e B são constantes de regressão que ajustam a curva aos valores de  $G^R \times N_f$  obtidos do ensaio de fadiga para diferentes amplitudes de deformação.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O objetivo principal desta pesquisa foi o desenvolvimento de um modelo numérico-experimental para simular reflexão de trincas em pavimentos asfálticos. Neste modelo, a parte experimental consiste na obtenção das propriedades viscoelásticas e de dano contínuo (S-VECD) das misturas e a parte numérica consiste na modelagem computacional do problema, utilizando o método dos elementos finitos e a mecânica do dano contínuo (S-VECD). As atividades necessárias para alcançar este objetivo foram realizadas em três etapas: (1) ensaios de caracterização das misturas asfálticas utilizadas; (2) ensaios de reflexão de trincas; e (3) modelagem numérica da reflexão de trincas. Estas etapas estão apresentadas no fluxograma da Figura 17 e serão descritas neste capítulo.

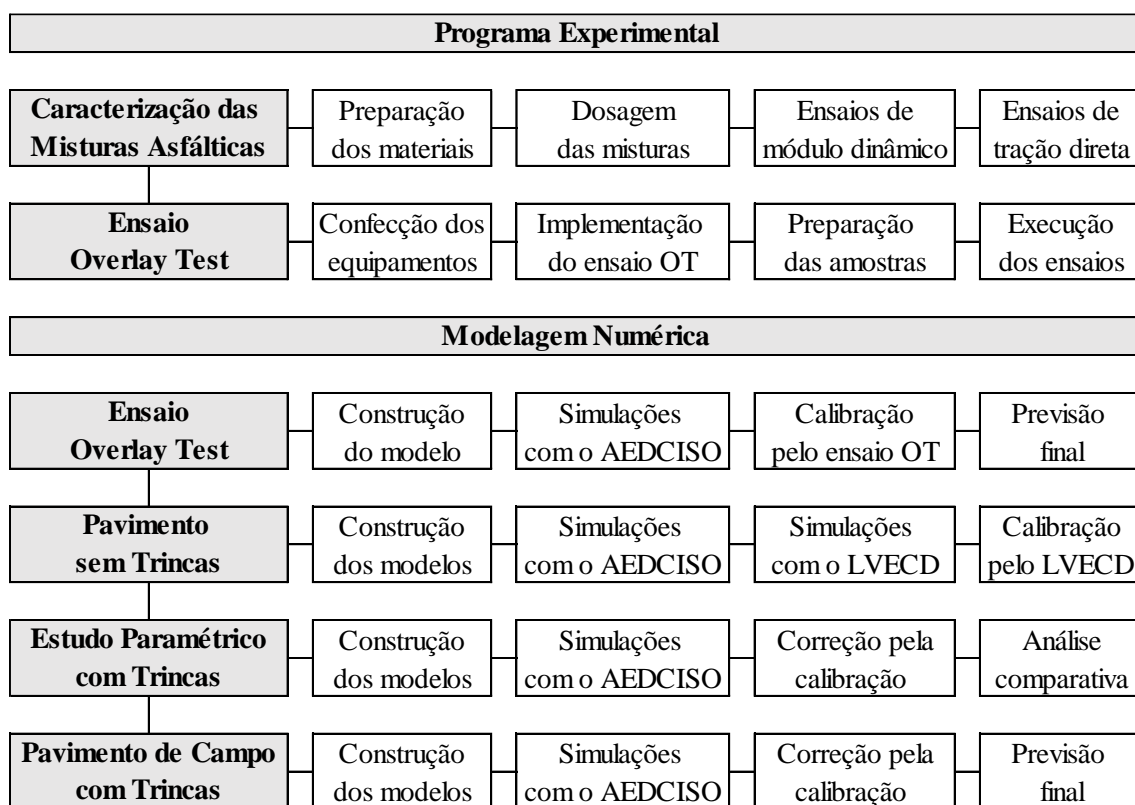


Figura 17. Fluxograma das atividades realizadas nesta pesquisa.

Fonte: autoria própria.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Na parte experimental desta pesquisa, foram utilizadas três misturas asfálticas a quente, identificadas como M1, M2 e M3. As misturas foram produzidas com dois ligantes asfálticos CAP 30/45 e um agregado mineral, com duas granulometrias diferentes, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1. Identificação das misturas asfálticas utilizadas na parte experimental da pesquisa.

<b>Misturas</b>	<b>Ligantes</b>	<b>Agregados</b>	<b>TMN (mm)</b>	<b>Granulometria Faixa do DNIT</b>	<b>Método de dosagem</b>
M1	L1	Granito Gnaisse	12,5	B	Superpave
M2	L2	Granito Gnaisse	12,5	B	Superpave
M3	L2	Granito Gnaisse	19,1	C	Superpave

Fonte: autoria própria.

### 3.1.1 Agregados Minerais

As três misturas asfálticas utilizadas na parte experimental desta pesquisa foram produzidas com agregados britados (brita 1, brita 0 e pó de pedra), obtidos na pedreira Sepetiba, no Rio de Janeiro. Este material foi usado anteriormente pela COPPE/UFRJ no Projeto Fundação e nos trabalhos de Nascimento (2015), Fritzen (2016), Vargas (2016) e Hartmann (2017).

Para produzir as misturas, as frações de agregados (brita 1, brita 0 e pó de pedra) foram previamente separadas por peneiramento, conforme a norma DNER-ME 083 (1998), e combinadas para compor duas curvas granulométricas, com tamanhos máximos nominais (TMN) de 19,1 mm e 12,5 mm, que atenderam aos limites recomendados pela especificação AASHTO M 323 (2017), por TMN, e se enquadram, respectivamente, nas faixas B e C da norma DNIT 031-ES (2006).

As Figuras 18 e 19 apresentam as curvas granulométricas de TMN 12,5 mm e 19,1 mm, respectivamente, juntamente com os limites Superpave, AASHTO M 323 (2017), e os limites das faixas do DNIT, DNIT 031-ES (2006). A Tabela 2 apresenta a composição granulométrica das duas curvas utilizadas, indicando a composição de cada fração de agregados e o percentual de cada fração em cada curva.

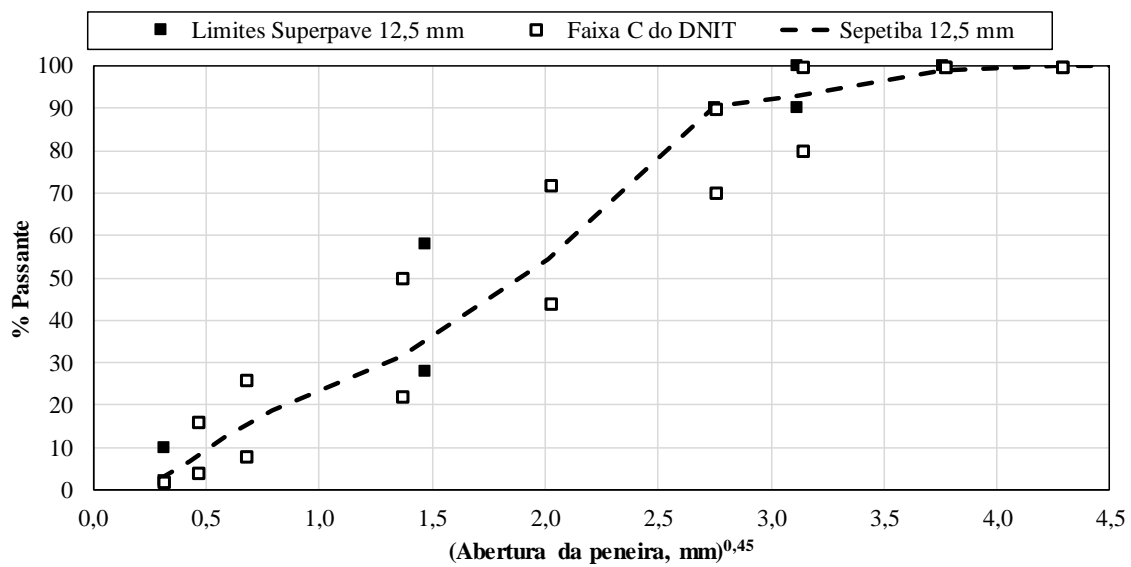


Figura 18. Curva granulométrica de TMN 12,5 mm.

Fonte: autoria própria.

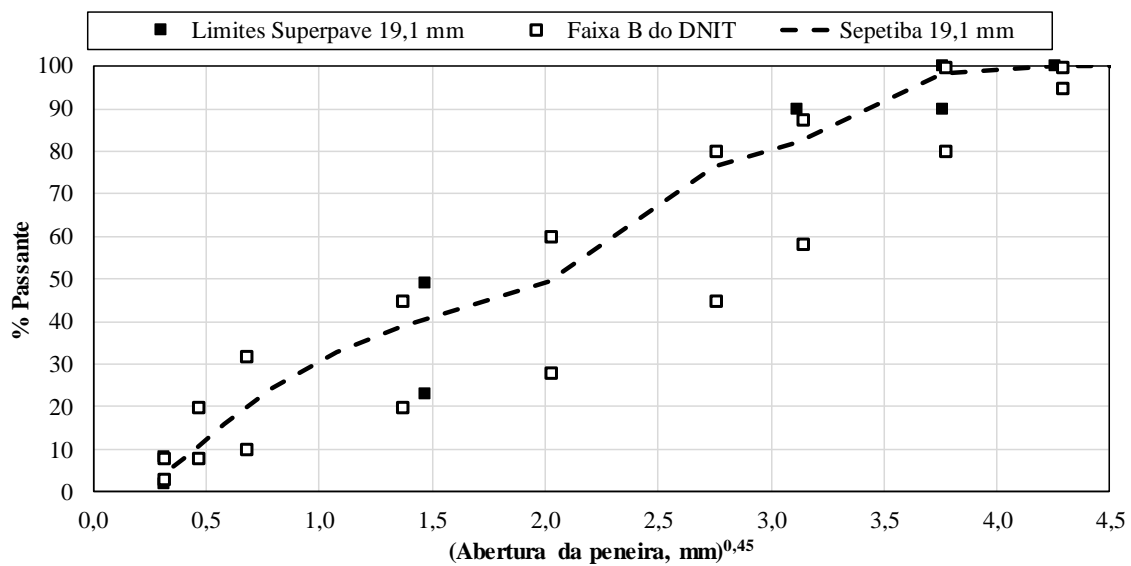


Figura 19. Curva granulométrica de TMN 19,1 mm.

Fonte: autoria própria.

Tabela 2. Composições granulométricas utilizadas nesta pesquisa.

Peneira mm	Granulometria TMN 12,5 mm				Granulometria TMN 19,1 mm			
	Pó	Brita 0	Brita 1	Traço	Pó	Brita 0	Brita 1	Traço
25,0	100	100	100	100	100	100	100	100
19,0	100	100	92,0	99,1	100	100	93,4	98,3
12,5	100	100	35,0	92,9	100	100	29,2	82,1
9,5	100	100	14,3	90,6	100	100	6,8	76,5
4,75	99,7	29,0	2,6	54,4	99,6	10,9	1,3	49,2
2,00	76,4	1,3	2,5	31,5	82,0	2,7	1,2	38,8
1,18	60,3	1,1	2,4	24,9	69,5	2,3	1,1	32,9
0,60	44,7	1,0	2,2	18,6	51,4	2,0	1,1	24,5
0,30	28,9	0,9	1,9	12,2	32,9	1,6	1,0	15,8
0,15	15,7	0,7	1,5	6,8	17,7	1,3	0,8	8,7
0,075	7,2	0,5	1,0	3,2	8,3	0,9	0,6	4,2
Fundo	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
<b>Composição</b>	<b>40%</b>	<b>49%</b>	<b>11%</b>	<b>-</b>	<b>46%</b>	<b>29%</b>	<b>25%</b>	<b>-</b>

Fonte: autoria própria.

Além da granulometria dos agregados minerais, foram realizados os ensaios de abrasão Los Angeles, equivalente de areia, absorção e de determinação das massas específicas. A Tabela 3 apresenta os resultados obtidos em cada um destes ensaios, indicando a norma seguida em cada procedimento.

Tabela 3. Propriedades físicas dos agregados minerais utilizados na pesquisa.

Ensaio	Norma	Resultado
Abrasão Los Angeles (%)	DNER-ME 035 (1998)	46,5
Massa específica real dos agregados graúdos (g/cm <sup>3</sup> )	DNIT 413-ME (2021)	2,740
Massa específica aparente dos agregado graúdos (g/cm <sup>3</sup> )	DNIT 413-ME (2021)	2,682
Absorção dos agregados graúdos (%)	DNIT 413-ME (2021)	0,79
Massa específica aparente dos agregados miúdos (g/cm <sup>3</sup> )	DNIT 411-ME (2021)	2,736
Absorção dos agregados miúdos (%)	DNIT 411-ME (2021)	0,27
Equivalente de areia (%)	DNER-ME 054 (1997)	86,5
Angularidade dos agregados miúdos (%)	DNIT 415-ME (2019)	43,6

Fonte: autoria própria.

### 3.1.2 Ligantes Asfálticos

Para as três misturas asfálticas ensaiadas nesta pesquisa, foram utilizados dois ligantes asfálticos convencionais do tipo CAP 30/45, produzidos e cedidos pelas refinarias REDUC, em Duque de Caxias - RJ, e REGAP, em Betim - MG.

Os ligantes foram classificados por desempenho segundo a metodologia Superpave como de grau PG 64H-16 (L1) e PG 70S-16 (L2), conforme procedimento apresentado na norma AASHTO M 320 (2021). Para esta classificação, foram utilizados os seguintes equipamentos: reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR), viscosímetro rotacional, reômetro de fluência em viga (BBR), estufa rotacional de película delgada (RTFOT) e vaso pressurizado de envelhecimento (PAV). Os ensaios foram realizados de acordo com as normas AASHTO R 28 (2021), AASHTO T 48 (2018), AASHTO T 240 (2021), AASHTO T 313 (2019), AASHTO T 315 (2020) e AASHTO T 316 (2019). Os níveis de tráfego da classificação de desempenho dos ligantes foram determinados de acordo com a norma AASHTO MP 19 (2010).

A Tabela 4 apresenta os resultados da classificação por desempenho dos ligantes, indicando cada critério avaliado na metodologia Superpave, bem como as normas que especificam cada medição e as temperaturas de realização dos ensaios.

Além da classificação de desempenho dos ligantes, foram determinadas as massas específicas de cada ligante, conforma a norma DNER-ME 193 (1996), e as temperaturas de usinagem e compactação, em função das curvas de viscosidade dos ligantes, conforme a norma ASTM D4402 (2015), AASHTO T 312 (2019). Os valores obtidos para os ligantes L1 CAP 30/45 e L2 CAP 30/45 foram: massas específicas de 1,06 g/cm<sup>3</sup> e 1,01 g/cm<sup>3</sup>, respectivamente, e temperaturas de usinagem e compactação de 160 °C e 147 °C, respectivamente, as mesmas para os dois ligantes.

Tabela 4. Classificação de desempenho Superpave dos ligantes usados na pesquisa.

	Norma AASHTO	Temperatura de Ensaio (°C)	Critério	L1	L2
Ligante original					
Viscosímetro Rotacional					
Viscosidade Brookfield (cP)	T 316	135	< 3.000 cP	532	543
Dynamic Shear Rheometer (DSR)					
G* /sen(δ) (kPa)	T 315	64	> 1,00 kPa	-	3,38
		70		2,33	1,48
		76		1,05	0,69
		82		0,51	-
Ligante Envelhecido no Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT) - AASHTO T 240					
DSR					
G* /sen(δ) (kPa)	T 315	52	> 2,20 kPa	16,3	-
		64		2,63	7,08
		70		1,16	3,03
		76		-	1,36
Variação de massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,16	0,14
MSCR - J <sub>nr 3,2</sub>	TP 70	64	H [1,00 < J <sub>nr3,2</sub> < 2,0]	1,22	1,48
		70	S [2,00 < J <sub>nr 3,2</sub> < 4,5]	-	3,39
MSCR - J <sub>nr diff</sub> (%)	TP 70	64	< 75,00%	2,19	3,02
		70		-	2,38
Ligante Envelhecido no RTFOT + Pressure Aging Vessel (PAV) - AASHTO R 28					
Bending Beam Rheometer (BBR)					
Módulo de rigidez (MPa)	T 313	-6	S < 300 MPa	189	165
		-12		357	449
		-18		510	643
Coeficiente angular	T 313	-6	m > 0,300	0,356	0,366
		-12		0,267	0,253
		-18		0,220	0,208

Fonte: autoria própria.

### 3.1.3 Dosagem e Produção das Misturas Asfálticas

As misturas asfálticas utilizadas na parte experimental desta pesquisa foram

dosadas pelo método Superpave, conforme a especificação AASHTO M 323 (2017). A dosagem Superpave consiste, basicamente, na determinação das proporções de ligante asfáltico e agregados que proporcionam uma mistura compactada com propriedades volumétricas dentro de limites pré-estabelecidos. As propriedades avaliadas na dosagem são: volume de vazios, vazios no agregado mineral, vazios preenchidos com ligante, relação fíler/asfalto, porcentagem da massa específica máxima medida ( $G_{mm}$ ) no número inicial de giros ( $N_{ini}$ ) e no número máximo de giros ( $N_{max}$ ), adotados em relação ao número de giros de projeto ( $N_{proj}$ ). A Tabela 5 apresenta os parâmetros de dosagem das misturas produzidas.

Tabela 5. Parâmetros de dosagem das misturas produzidas na pesquisa.

Mistura	TMN	Ligante	Pb	Gb	Gmm	Vv	VAM	RBV	F/A	% do	Gmm
	mm	%	%			(%)	(%)	(%)		$N_{ini}$	$N_{máx}$
M1	12,5	L1	5,5	1,05	2,53	3,97	14,8	73	0,77	88,5	97,0
M2	12,5	L2	5,5	1,01	2,53	3,97	14,8	73	0,77	88,5	97,0
M3	19,1	L2	5,0	1,01	2,52	4,01	13,7	71	0,96	86,2	96,6
Critério	-	-	-	-	-	4,0	>12	65-75	0,6-1,2	<89	<98

Fonte: autoria própria.

As misturas asfálticas utilizadas em todas as etapas desta pesquisa foram produzidas com o misturador mecânico francês de modelo MLPC BBMAX 80 ilustrado na Figura 20(a). O misturador foi desenvolvido de acordo com a norma europeia EN 12697-35 (2016). O processo de usinagem das misturas, com duração de dois minutos, foi feito com o ligante na temperatura de usinagem, 160 °C, e com os agregados na temperatura de 170 °C. Após o processo de usinagem, o material misturado e não compactado foi mantido em estufa, na temperatura de compactação, por um período de duas horas, antes da compactação dos corpos de prova. Este processo de envelhecimento a curto prazo está de acordo com as normas ABNT NBR 15785 (2010) e AASHTO R 30 (2002).

Após o período de envelhecimento, as misturas asfálticas foram compactadas com o compactador giratório Superpave (CGS) SERVOPAC ilustrado na Figura 20(b), com aplicação de giros a uma pressão de 600 kPa. Na etapa de dosagem, parte da mistura solta, após a usinagem, foi usada para a determinação da massa específica máxima medida ( $G_{mm}$ ), seguindo a norma ASTM D2041 (2019).



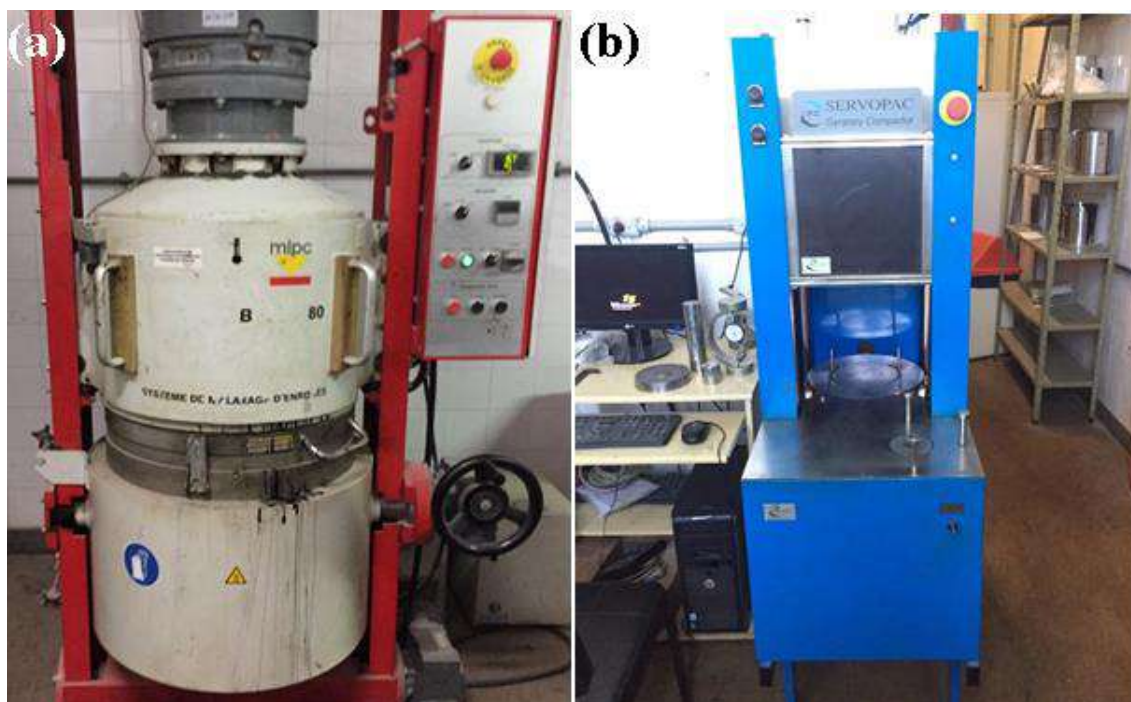


Figura 20. Equipamentos utilizados para usinagem e compactação das misturas asfálticas: (a) misturador mecânico; (b) compactador giratório.

Fonte: autoria própria.

### 3.1.4 Propriedades Viscoelásticas das Misturas Asfálticas

O ensaio de módulo dinâmico se baseia em uma varredura de temperatura e frequência, usado para determinar o módulo complexo de misturas asfálticas. Neste ensaio, uma amostra é submetida a um carregamento senoidal, por um determinado número de ciclos, com nível de carregamento, frequência e temperatura constantes. As variáveis de resposta de interesse do ensaio são o módulo dinâmico de rigidez axial ( $|E^*|$ ) e o ângulo de fase ( $\phi$ ), a partir dos quais se calcula o módulo complexo da mistura asfáltica.

O ensaio de módulo dinâmico é realizado em várias temperaturas e frequências, obtendo-se uma curva de valores de módulo em função da frequência, para cada temperatura. Estas curvas podem ser transladadas para uma mesma temperatura de referência, para criar uma curva única, chamada curva mestra do módulo dinâmico. Para isso, assume-se que a mistura asfáltica é um material termo-reológico simples e que é válido o princípio da superposição tempo-temperatura da viscoelasticidade. A curva mestra pode ser ajustada matematicamente por diferentes funções, entre as quais destacam-se a função sigmoidal e a série de Prony, uma série exponencial.

Nesta pesquisa, os ensaios de módulo dinâmico das misturas asfálticas foram realizados seguindo a norma DNIT 416-ME (2019). Foram aplicadas seis frequências (0,1; 0,5; 1,0; 5,0; 10,0 e 25,0 Hz) e quatro temperaturas (4,0; 20,0; 40,0 e 54,0°C), uma temperatura a mais (54 °C) que as recomendadas pela norma. Foi adotada uma amplitude de deformação alvo de 60  $\mu\epsilon$  para garantir o comportamento viscoelástico linear do material e poder desconsiderar o dano causado à amostra, durante o ensaio. Para determinar o nível de tensão para cada frequência de carregamento, foi realizado o procedimento *fingerprint*, para cada temperatura de ensaio.

Os ensaios de módulo dinâmico desta pesquisa foram realizados na prensa servo-hidráulica MTS apresentada na Figura 21. As deformações no corpo de prova foram medidas com dois extensômetros laterais não coláveis, de 10 cm de abertura. As amostras foram preparadas com 100 mm em diâmetro, 150 mm em altura e com volume de vazios de 5,5% ( $\pm 0,5\%$ ). Para cada mistura, foram ensaiadas três réplicas.



Figura 21. Prensa servo-hidráulica MTS.

Fonte: autoria própria.

A Tabela 6 apresenta os coeficientes das curvas de translação utilizadas para obter as curvas mestras das misturas utilizadas na pesquisa. A Figura 22 apresenta as curvas mestras das três misturas e a Tabela 7 apresenta os coeficientes da série de Prony.

Tabela 6. Coeficientes de translação das misturas utilizadas na pesquisa para 20 °C.

Polinômio de translação: $A_0 + A_1T + A_2T^2$ (T = temperatura)			
Coef.	M1	M2	M3
A <sub>0</sub>	3,041	3,430	3,210
A <sub>1</sub>	-0,170	-0,197	-0,179
A <sub>2</sub>	8,10E-04	1,26E-03	9,01E-04

Fonte: autoria própria.

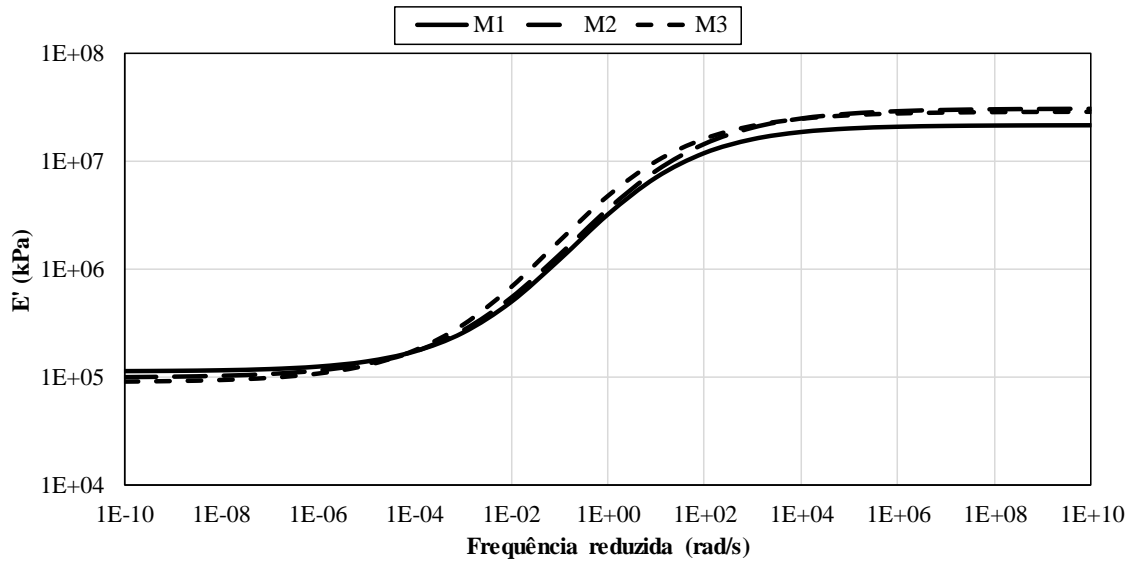


Figura 22. Curvas mestras das misturas utilizadas na pesquisa para 20 °C.

Fonte: autoria própria.

Tabela 7. Coeficientes das séries de Prony das misturas utilizadas na pesquisa para 20°C.

M1				M2				M3			
$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)	$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)	$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)	$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)	$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)	$\rho_i$ (s)	Ei (kPa)
2,0E-10	3,4E+04	2,0E+01	7,8E+05	2,0E-10	9,2E+04	2,0E+01	8,7E+05	2,0E-10	5,9E+04	2,0E+01	1,2E+06
2,0E-09	7,0E+04	2,0E+02	2,5E+05	2,0E-09	1,8E+05	2,0E+02	2,9E+05	2,0E-09	1,2E+05	2,0E+02	4,0E+05
2,0E-08	1,5E+05	2,0E+03	8,9E+04	2,0E-08	3,5E+05	2,0E+03	1,0E+05	2,0E-08	2,3E+05	2,0E+03	1,3E+05
2,0E-07	3,1E+05	2,0E+04	3,5E+04	2,0E-07	6,8E+05	2,0E+04	4,2E+04	2,0E-07	4,6E+05	2,0E+04	5,1E+04
2,0E-06	6,3E+05	2,0E+05	1,5E+04	2,0E-06	1,3E+06	2,0E+05	1,9E+04	2,0E-06	9,0E+05	2,0E+05	2,2E+04
2,0E-05	1,3E+06	2,0E+06	6,9E+03	2,0E-05	2,4E+06	2,0E+06	8,8E+03	2,0E-05	1,7E+06	2,0E+06	9,9E+03
2,0E-04	2,4E+06	2,0E+07	3,2E+03	2,0E-04	4,1E+06	2,0E+07	4,3E+03	2,0E-04	3,1E+06	2,0E+07	4,7E+03
2,0E-03	3,9E+06	2,0E+08	1,5E+03	2,0E-03	5,9E+06	2,0E+08	2,2E+03	2,0E-03	4,9E+06	2,0E+08	2,3E+03
2,0E-02	5,0E+06	2,0E+09	6,0E+02	2,0E-02	6,6E+06	2,0E+09	8,7E+02	2,0E-02	6,4E+06	2,0E+09	9,4E+02
2,0E-01	4,3E+06	2,0E+10	7,1E+02	2,0E-01	5,0E+06	2,0E+10	1,2E+03	2,0E-01	5,7E+06	2,0E+10	1,2E+03
2,0E+00	2,2E+06	-	-	2,0E+00	2,3E+06	-	-	2,0E+00	3,1E+06	-	-
<b>E<sub>inf</sub> (kPa)</b> 1,1E+05				<b>E<sub>inf</sub> (kPa)</b> 1,0E+05				<b>E<sub>inf</sub> (kPa)</b> 9,0E+04			

Fonte: autoria própria.

Observando os gráficos da Figura 22, percebe-se que as três misturas apresentaram curvas mestras semelhantes, indicando que as combinações dos materiais utilizados nas misturas desta pesquisa não resultaram em variações significativas no módulo dinâmico.

### **3.1.5 Caracterização de Dano à Fadiga das Misturas Asfálticas**

Nesta pesquisa, para a caracterização do dano à fadiga pela teoria S-VECD, foi adotado o mesmo procedimento utilizado por Nascimento (2015), que apresenta quatro diferenças com relação à norma AASHTO TP107 (2018): (1) o corpo de prova é moldado com 100 mm de diâmetro e 170 mm de altura e cortam-se 20 mm de cada extremidade, resultando em uma amostra com 130 mm de altura; (2) o ensaio é realizado com controle de deformação diretamente no corpo de prova; (3) são utilizados apenas dois extensômetros que não são colados à amostra, os mesmos usados no procedimento do ensaio de módulo dinâmico; e (4) a ruptura é definida pelo pico do ângulo de fase, monitorado durante o ensaio. O restante do procedimento e a metodologia de cálculo dos parâmetros de dano seguem a norma AASHTO TP107 (2018).

O ensaio de fadiga por tração direta é realizado em duas etapas: um procedimento *fingerprint*, para calcular o módulo dinâmico da amostra na mesma temperatura e frequência do ensaio, e um carregamento para causar o dano por fadiga. Para o procedimento *fingerprint* aplica-se um carregamento tração-compressão, com média zero e amplitude de deformação de 60  $\mu\epsilon$ , para garantir a linearidade. Após o *fingerprint*, a amostra permanece em repouso por 30 minutos ou até que as leituras de deformação na amostra se estabilizem. Após esse intervalo de repouso, inicia-se o carregamento de fadiga (NASCIMENTO, 2015).

Para a etapa de fadiga, aplica-se um carregamento senoidal de tração, com deformação medida no corpo de prova, a 20 °C e com frequência de 10 Hz. Durante o ensaio, monitora-se a evolução do ângulo de fase e considera-se a redução deste parâmetro como o critério de ruptura do ensaio. Assim, o número de ciclos até o pico do ângulo de fase é definido como o ponto de ruptura ou número de ciclos para ruptura ( $N_f$ ) (NASCIMENTO, 2015).

A definição de ruptura pelo pico do ângulo de fase, proposta por Reese (1997), leva em consideração o comportamento viscoelástico do material e tem-se

mostrado capaz prever muito bem a vida à fadiga, ou o início do trincamento de misturas asfálticas submetidas ao ensaio de fadiga por tração direta (NASCIMENTO, 2015).

Os ensaios de fadiga por tração direta desta pesquisa foram realizados na mesma prensa servo-hidráulica MTS usada nos ensaios de módulo dinâmico. As deformações no corpo de prova foram medidas com os mesmos extensômetros laterais não coláveis, de 100 mm de abertura, usados no ensaio de módulo. As amostras foram preparadas com 100 mm em diâmetro, 130 mm em altura e com volume de vazios de 5,5% ( $\pm 0,5\%$ ). Para cada mistura, foram ensaiadas quatro réplicas.

Os resultados dos ensaios de fadiga, curvas características de dano e envoltórias de ruptura, são resumidamente apresentados nas Figura 23 e 24, respectivamente. A Tabela 8 apresenta os coeficientes alpha e os coeficientes de regressão das curvas de dano e das envoltórias.

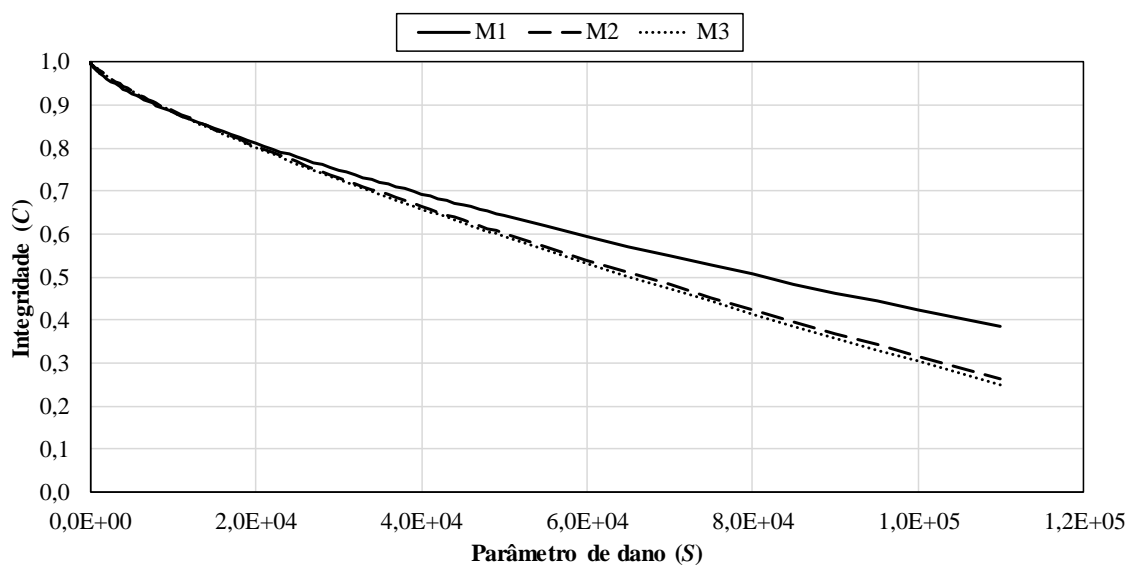


Figura 23. Curvas características de dano das misturas a 20 °C.

Fonte: autoria própria.

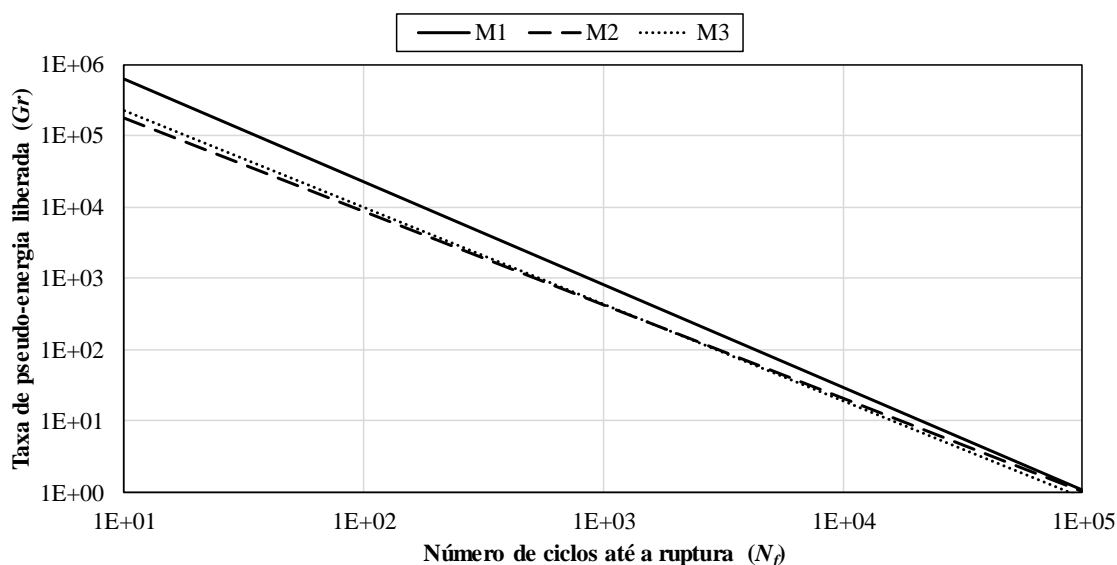


Figura 24. Envoltórias de ruptura das misturas  $G^R \times N_f$  para 20 °C.

Fonte: autoria própria.

Tabela 8. Coeficientes de regressão das curvas características de dano e das envoltórias.

Misturas	$\alpha$	$C_{11}$	$C_{12}$	A	B
M1	3,45	2,00E-04	0,692	1,70E+07	-1,44
M2	2,77	8,72E-05	0,779	3,60E+06	-1,31
M3	2,71	8,87E-05	0,779	5,20E+06	-1,36

Fonte: autoria própria.

Pelos gráficos das Figuras 23 e 24, observa-se que as duas misturas produzidas com o mesmo ligante e diferentes granulometrias, M2 e M3, apresentaram curvas CxS e envoltória do  $G^R$  quase idênticas; enquanto a mistura M1, produzida com outro ligante, apresentou resultados sensivelmente diferentes, mesmo em comparação com a mistura M2, que foi produzida com a mesma granulometria. Isso indica que as propriedades do ligante asfáltico exercem influência sobre o comportamento de fadiga das misturas asfálticas.

### 3.2 ENSAIO DE REFLEXÃO DE TRINCAS

O modelo numérico-experimental desenvolvido para caracterizar a reflexão de trincas foi inicialmente aplicado em escala reduzida, simulando um ensaio de laboratório, e em escala real, simulando estruturas de pavimento. Na escala reduzida, o modelo foi utilizado para simular o ensaio *Overlay Test* (OT), que foi realizado com as três misturas asfálticas apresentadas na seção anterior.

Nesta pesquisa, o ensaio OT foi realizado adotando um procedimento baseado na norma Tex-248-F (2019), com algumas alterações. Entre as mudanças feitas, as principais foram a aplicação de deslocamento cíclico de tração com formato *haversine* em vez de triangular, como na Figura 25, e a utilização da redução do ângulo de fase como critério de ruptura. Ambas as alterações foram baseadas no procedimento do ensaio de fadiga por tração direta.

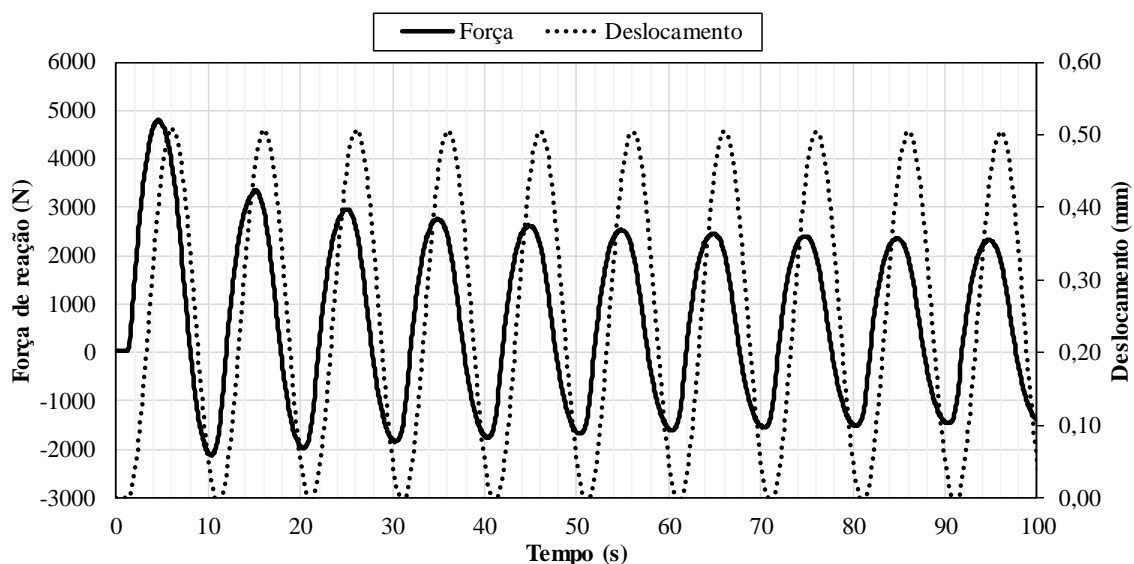


Figura 25. Exemplo do deslocamento aplicado e da força de reação medida.

Fonte: autoria própria.

Todos os ensaios foram realizados a 25 °C, com frequência de 0,1 Hz e com a aplicação de diferentes amplitudes de abertura (Tabela 9). As amostras foram moldadas com 150 mm de diâmetro e 80 mm de altura e com volume de vazios de 5,5 %. Depois de moldadas, as amostras foram cortadas no formato do ensaio, com 40 mm de altura e 76 mm de largura, como apresentadas na Figura 26. Após o corte e a secagem, as amostras foram coladas sobre placas de alumínio, com um espaçamento de 5 mm entre as placas, e mantidas em repouso por, pelo menos, 24 h, com massas de 2,0 kg sobre cada uma delas. Finalizado o período de repouso, as amostras estavam prontas para a execução do ensaio.

Tabela 9. Amplitudes de abertura empregadas nos ensaios OT.

Misturas		Amplitudes de abertura			
M1	0,635 mm	0,500 mm	0,450 mm	0,400 mm	-
M2	0,635 mm	0,500 mm	0,400 mm	0,350 mm	0,300 mm
M3	0,635 mm	0,500 mm	0,400 mm	0,350 mm	0,300 mm

Fonte: autoria própria.



Figura 26. Amostras do ensaio OT.

Fonte: autoria própria.

O ensaio OT foi adaptado para ser executado na mesma prensa MTS utilizada para os ensaios de módulo dinâmico e fadiga por tração direta. Para isso, foram confeccionadas algumas peças auxiliares, necessárias para a preparação das amostras e para a realização do ensaio em si.

A Figura 27 (i) apresenta a configuração do ensaio OT, com o aparato fabricado e uma amostra posicionados dentro da câmara de temperatura da prensa MTS. Como ilustradas na figura, as peças necessárias para o ensaio OT são: (a) cabeçote do ensaio de fadiga por tração direta, utilizado para prender o conjunto do ensaio à haste da prensa; (b) disco intermediário de madeira, utilizado para acomodar as pontas dos parafusos que prendem a peça central; (c) prato do ensaio de fadiga por tração direta, utilizado para prender a peça central ao cabeçote; (d) peça central, responsável por acomodar a amostra e transferir o carregamento; e (e) base de alumínio onde a amostra é colada para simular uma camada inferior com uma descontinuidade.

A Figura 27 (ii) apresenta os extensômetros do tipo *clip-on-gage* utilizados



no controle de deslocamento. Durante os ensaios, estes extensômetros foram posicionados no espaçamento entre as bases de alumínio, para garantir que o deslocamento medido correspondesse à variação do espaçamento, como descrito no procedimento da norma Tex-248-F (2019). Os extensômetros foram fixados com o auxílio de pequenas cantoneiras coladas às placas de alumínio.

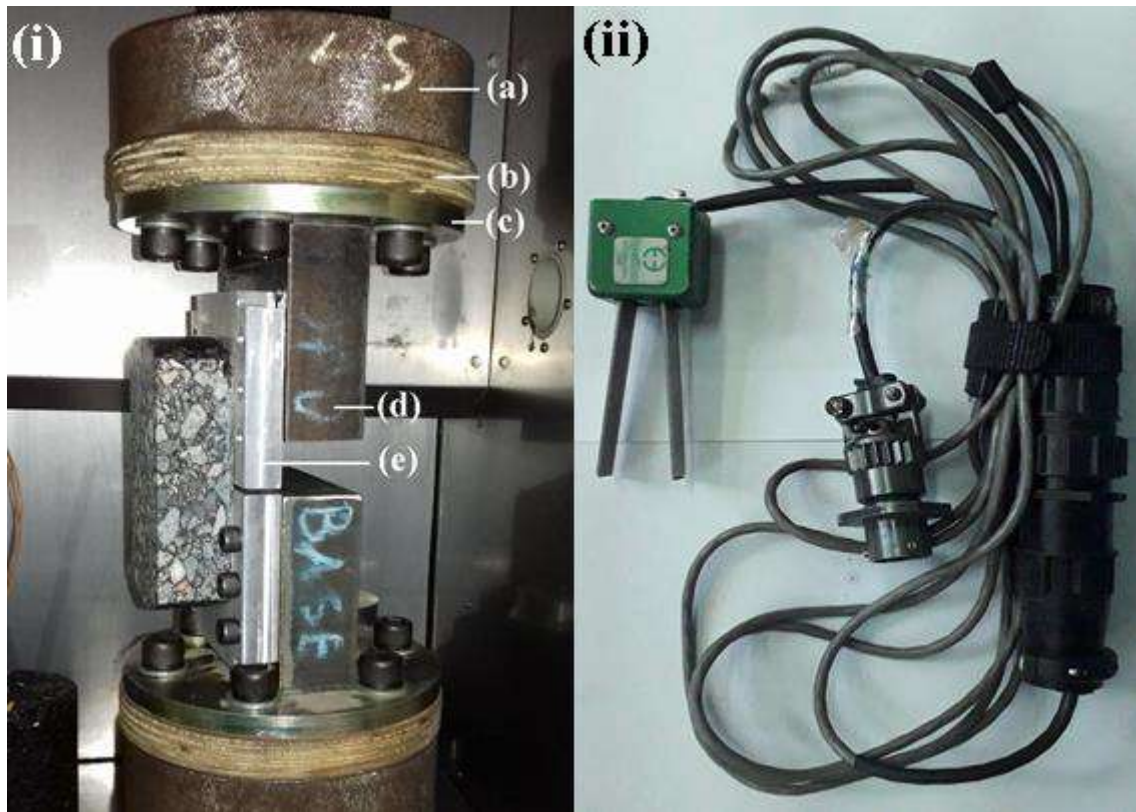


Figura 27. Configuração do ensaio OT utilizado.

Fonte: autoria própria.

As etapas do procedimento completo para a realização do ensaio OT são:

- Moldar as amostras no compactador giratório Superpave, com 150 mm de diâmetro e 80 mm de altura;
- Medir o volume de vazios das amostras compactadas;
- Cortar as amostras no formato da Figura 26, com 40 mm de altura e 75 mm de largura;
- Medir os volumes de vazios após cortar as amostras;
- Secar as amostras ao ar, por 24 h;
- Parafusar as bases de alumínio sobre um suporte horizontal, devidamente alinhadas e com 5 mm de espaçamento;

- Colar as amostras cortadas sobre as bases fixadas e deixá-las em repouso, por 48 h, com massas de aproximadamente 2 kg sobre cada amostra;
- Montar na prensa MTS os itens (a), (b), (c) e (d) da Figura 27(i);
- Posicionar e parafusar a amostra colada, como apresentado na Figura 27(i);
- Colar as cantoneiras de fixação dos extensômetros nas laterais das bases de alumínio;
- Posicionar os extensômetros e executar o ensaio na prensa MTS.

Este procedimento de preparação das amostras e montagem do ensaio é análogo ao apresentado na norma Tex-248-F (2019).

### 3.3 MODELAGEM NUMÉRICA DE REFLEXÃO DE TRINCAS

Nos últimos anos, o modelo S-VECD vem sendo utilizado com sucesso por diversos pesquisadores para a modelagem do comportamento à fadiga de misturas asfálticas (KIM *et al.*, 2002; HOU, 2009; UNDERWOOD *et al.*, 2012; NASCIMENTO, 2015; SONG *et al.*, ALMEIDA, 2019). No entanto, não foram encontradas aplicações deste modelo para o problema de reflexão de trincas. Considerando a grande capacidade do modelo para simular o ensaio de fadiga e os bons resultados obtido em previsões de estruturas de pavimentos (NASCIMENTO, 2015), optou-se pela sua utilização para o desenvolvimento do modelo numérico-experimental apresentado nesta pesquisa.

A modelagem numérica foi realizada a partir da ferramenta computacional Análise Elástica de Dano Contínuo Isotrópico (AEDCISO), programa que foi desenvolvido na tese de Doutorado de Almeida (2019) para modelar o comportamento mecânico de misturas asfálticas com a utilização do Método dos Elementos Finitos, da Teoria da Viscoelasticidade Linear e o modelo S-VECD.

Neste trabalho, foram feitas algumas modificações no AEDCISO e, então, o programa foi utilizado na construção dos modelos numéricos utilizados para simular o problema de reflexão de trincas em escala reduzida e em escala real. Para simular a escala reduzida construiu-se um modelo numérico do ensaio OT e para simular a escala real construíram-se alguns modelos de estruturas de pavimentos.

As atividades de modelagem numérica de reflexão de trincas desenvolvidas nesta pesquisa foram as seguintes:

- Construção dos modelos numéricos: com a versão atualizada do programa AEDCISO, foram construídos modelos numéricos para simular o ensaio OT e as estruturas de pavimentos. A construção dos modelos inclui avaliações sobre condições de contorno do problema, refinamento de malha para a convergência numérica e definição da área de interesse para cálculo do dano do modelo;
- Calibração dos modelos numéricos: os modelos numéricos foram calibrados para as escalas reduzida e real;
- Aplicação dos modelos calibrados: após a calibração, os modelos foram aplicados para simular resultados reais do ensaio OT e de estruturas reais de pavimento que foram monitoradas em campo, desde a sua construção;
- Estudo paramétrico: os modelos de estruturas de pavimentos foram utilizados para realizar estudos paramétricos, alterando-se as principais variáveis envolvidas no problema de reflexão de trincas.

### 3.3.1 Programa AEDCISO

AEDCISO é a sigla para Análise Elástica com Dano Contínuo Isotrópico. O programa utiliza a série de Prony da mistura asfáltica para calcular o módulo dinâmico nas condições da simulação (temperatura e frequência). A partir deste cálculo, assumindo a condição de estado estacionário, a mistura asfáltica passa a ser tratada como uma camada elástica, com módulo de elasticidade igual ao módulo dinâmico calculado. O programa, então, simula o carregamento estabelecido para a modelagem e calcula, em cada passo, o parâmetro de dano ( $S$ ) e a perda de integridade ( $C$ ) em todos os elementos viscoelásticos da malha, pelo modelo S-VECD, distribuindo o dano isotropicamente dentro dos elementos (ALMEIDA, 2019).

O AEDCISO utiliza uma formulação de dano baseada nas hipóteses do modelo de Schapery (1998), que em resumo são:

- O material viscoelástico é considerado homogêneo e isotrópico na ausência de dano e após ser danificado;
- Os eixos principais de tensões e deformações, em um ponto qualquer, estão alinhados;
- O dano, em um ponto qualquer, está associado à deformação principal de alongamento máximo;

- A redução de rigidez, em um ponto qualquer, ocorre somente na direção da deformação de alongamento máximo; e
- A lei de evolução de dano é dada pela teoria do trabalho potencial.

A formulação do AEDCISO considera a ocorrência de dano isotrópico com crescimento associado à deformação principal de alongamento máximo, em um ponto qualquer da estrutura. Entretanto, sendo o parâmetro de dano e a integridade calculados nos pontos de integração dos elementos da malha (ALMEIDA, 2019).

O AEDCISO faz uma estimativa de ruptura do modelo simulado, utilizando a envoltória de  $G^R \times N_f$ , do modelo S-VECD de Sabouri e Kim (2014). Durante a simulação, o programa calcula os valores de  $G^R$  para cada ciclo,  $N$ , mediante a homogeneização das pseudo energias liberadas, e traça a curva  $G^R \times N$  da simulação. O ciclo no qual a curva de  $G^R$  da simulação intercepta a de  $G^R$  do material corresponde ao valor estimado de  $N_f$  do modelo, conforme apresentado na Figura 28. Caso o número de ciclos da simulação não seja suficiente para que ocorra a intercepção, o programa extrapola a curva de  $G^R$  da simulação para se fazer a estimativa do valor de  $N_f$  (ALMEIDA, 2019).

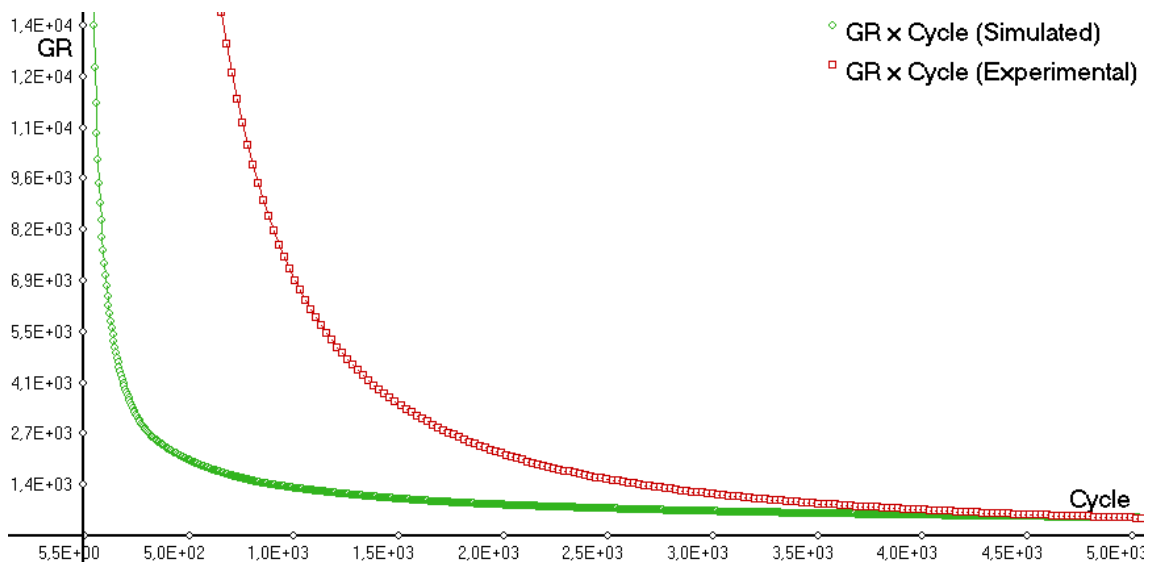


Figura 28. Curvas  $G^R \times N_f$  experimental e simulada.

Fonte: Almeida (2019).

O AEDCISO permite apenas simulações em 2D, em estado plano (tensão e deformação) ou axissimétrico. As deduções completas das formulações de elementos finitos, das relações constitutivas viscoelásticas e de evolução do dano pelo modelo S-

VECD, utilizadas no programa, estão detalhadas na tese de Almeida (2019).

É possível a utilização de elementos triangulares e/ou quadrangulares, bilineares ou quadráticos. O carregamento pode ser aplicado por controle de força ou deslocamento, monotônicos ou cíclicos, com pulso contínuo do tipo senoidal ou *haversine*. É possível a criação de malhas com geometrias variáveis, utilizando elementos elásticos, viscoelásticos e vazios, como exemplificado na Figura 29.

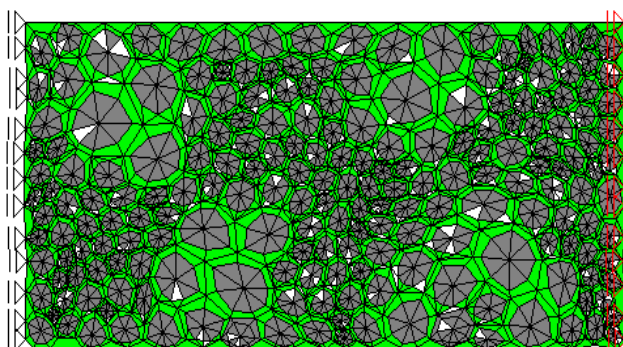


Figura 29. Malha de elementos do programa AEDCISO formada por elementos elásticos (cinza), viscoelásticos (verde) e volumes vazios (branco).

Fonte: Almeida (2019).

O AEDCISO permite a utilização de apenas uma camada de material viscoelástico e até cinco camadas de materiais elásticos. Os vazios são criados mediante a exclusão dos elementos da malha. As simulações podem ser realizadas com diferentes temperaturas, mas que permanecem constantes durante cada análise.

Na versão atualizada do programa AEDCISO, os ciclos de carregamento podem ser subdivididos de acordo com os dados fornecidos pelo usuário. Assim, em cada ciclo são aplicados  $T/\Delta t$  pulsos com a intensidade definida pela curva da solicitação, onde  $T$  e  $\Delta t$  são, respectivamente, o período do ciclo de carregamento e o incremento de tempo. Nas simulações realizadas, considerou-se  $\Delta t = T/4$ .

O AEDCISO fornece como resultado um arquivo de texto com tensões, deformações,  $S$  e  $C$  e GR homogeneizados para cada ciclo. Além destes valores, o programa permite a visualização da distribuição da integridade ( $C$ ) no modelo, em cada ciclo, como apresentado na Figura 30.

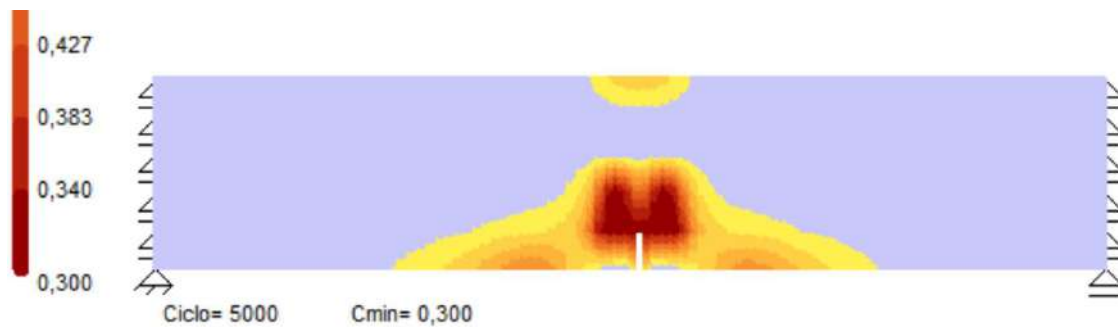


Figura 30. Distribuição de integridade em modelo de viga ao final de 5000 ciclos da solicitação, considerando-se perda isotrópica de rigidez no material.

Fonte: Almeida (2019).

### 3.3.2 Modelagem do Ensaio Overlay Test

Como não foram encontrados estudos anteriores com a aplicação do modelo S-VECD para simular o problema de reflexão de trincas em pavimentos asfálticos, optou-se por iniciar este estudo pela aplicação deste modelo para simular a reflexão de trincas em uma escala menor, com geometria e condições de carregamento bem definidas. Esta análise em escala reduzida teve como objetivo verificar a sensibilidade do modelo à presença de trincas (descontinuidades) e avaliar o potencial de aplicabilidade para a escala real de pavimentos.

Para simular o problema de reflexão de trincas em escala reduzida, construiu-se um modelo numérico do ensaio OT, apresentado na Figura 31, junto com a interface do AEDCISO. O modelo foi utilizado para simular o ensaio OT descrito na seção 3.2, simulando as mesmas condições utilizadas no programa experimental e empregando as propriedades viscoelásticas e de dano por fadiga das misturas M1, M2 e M3, apresentadas anteriormente.

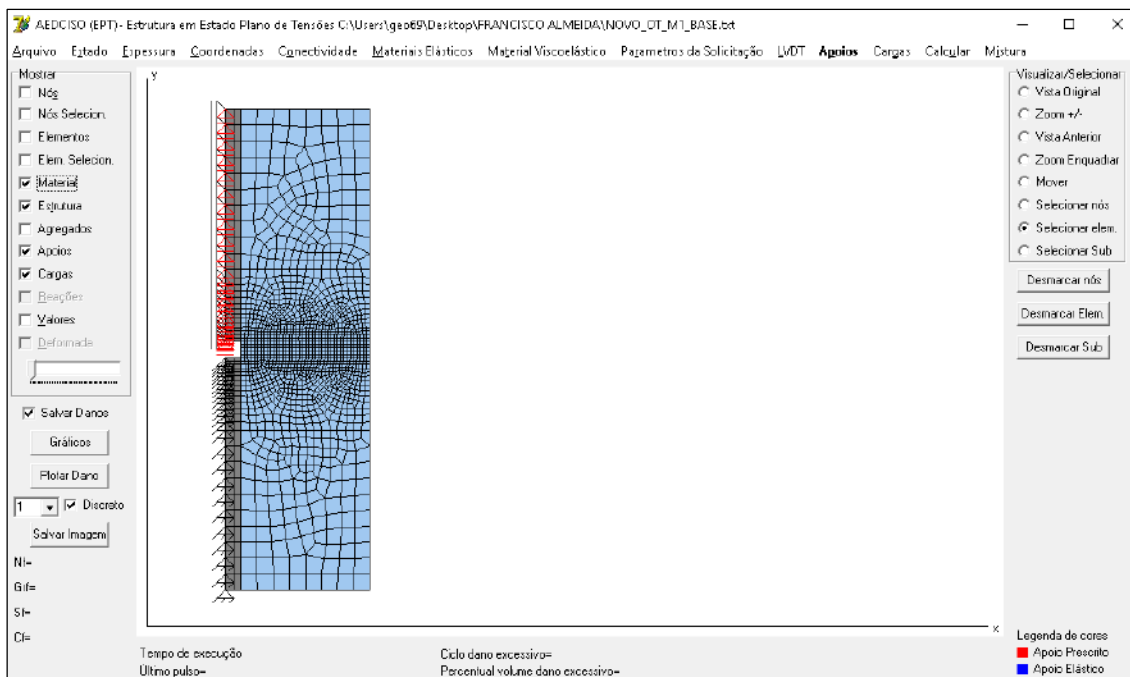


Figura 31. Modelo numérico do ensaio OT.

Fonte: autoria própria.

Nestas simulações, considerou-se a aproximação de estado plano de tensão, o que permitiu que o problema real em três dimensões fosse simulado em duas dimensões, reduzindo o esforço computacional. Esta aproximação foi possível devido à pequena espessura do corpo de prova e às condições de contorno, que são aplicadas uniformemente em toda a sua espessura.

O modelo 2D, em estado plano de tensões, possui 40 mm de largura e 150 mm de altura, com espessura de 76 mm. Esta geometria apresenta uma pequena diferença com relação à geometria real do ensaio, que possui extremidades curvadas. Os efeitos dessas extremidades curvas foram desconsiderados, uma vez que essas regiões são pequenas, comparadas ao tamanho da amostra, e estão localizadas fora da região potencial de dano (região central).

### 3.3.3 Modelagem de Estruturas de Pavimento

Após a modelagem em escala reduzida, construíram-se modelos numéricos de estruturas de pavimentos, para simular o problema de reflexão de trincas em escala real, baseados nos modelos de Nascimento (2015) construídos no programa LVECD, como o apresentado na Figura 32.

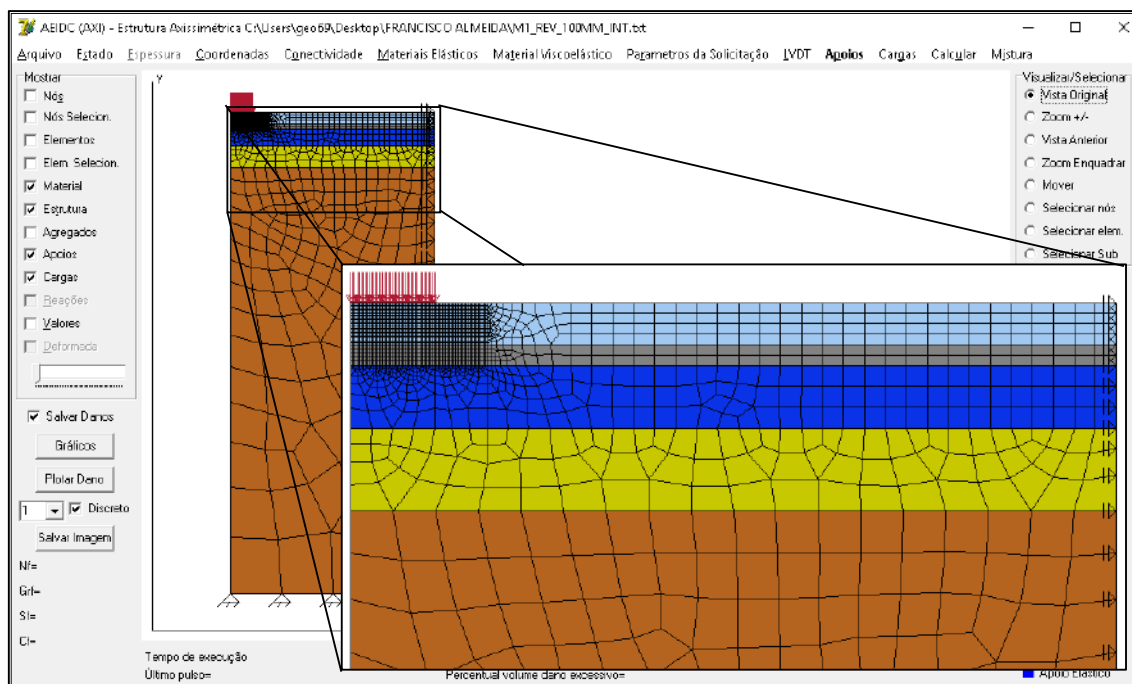


Figura 32. Modelo de estrutura de pavimento sem trinca produzido com o AEDCISO.

Fonte: autoria própria.

As estruturas foram todas modeladas com elementos axissimétricos, que proporcionam uma melhor representação do estado de tensões do problema, dentre as opções de análise disponíveis no AEDCISO. As malhas de elementos finitos das estruturas foram formadas por elementos quadriláteros bilineares, com maior refinamento na área de interesse para o cálculo do dano.

Em todas as estruturas de pavimento simuladas, as três camadas inferiores foram fixadas, mantendo suas espessuras e propriedades inalteradas. Estas camadas foram modeladas como elásticas lineares e representam as camadas granulares do pavimento, de baixo para cima: subleito, sub-base e base. As espessuras das camadas granulares foram fixadas em 3,80 m, 0,20 m e 0,15 m, respectivamente. O modelo possui 1,825 m de largura, equivalente à metade de uma faixa de pavimento.

Devido às limitações do modelo axissimétrico, não é possível aplicar um carregamento móvel que simule a passagem de uma roda pelo pavimento. Nos modelos desta pesquisa, foi aplicado um carregamento cíclico de pulso contínuo do tipo *haversine*, com amplitude de 40 kN, no centro do modelo axissimétrico, em uma faixa de 0,20 m, que equivale a uma área circular de 0,20 m de raio. Para a frequência dos carregamentos, foi adotado o valor de 40 Hz, obtido a partir da análise dos pulsos de carregamento com o programa FlexPave versão 1.1 beta (LVECD), para as mesmas condições simuladas



com o AEDCISO. Para estruturas com diferentes espessuras de revestimento, foram considerados os pulsos das tensões verticais que apresentaram duração total média de 0,025 s, como apresentado na Figura 33.

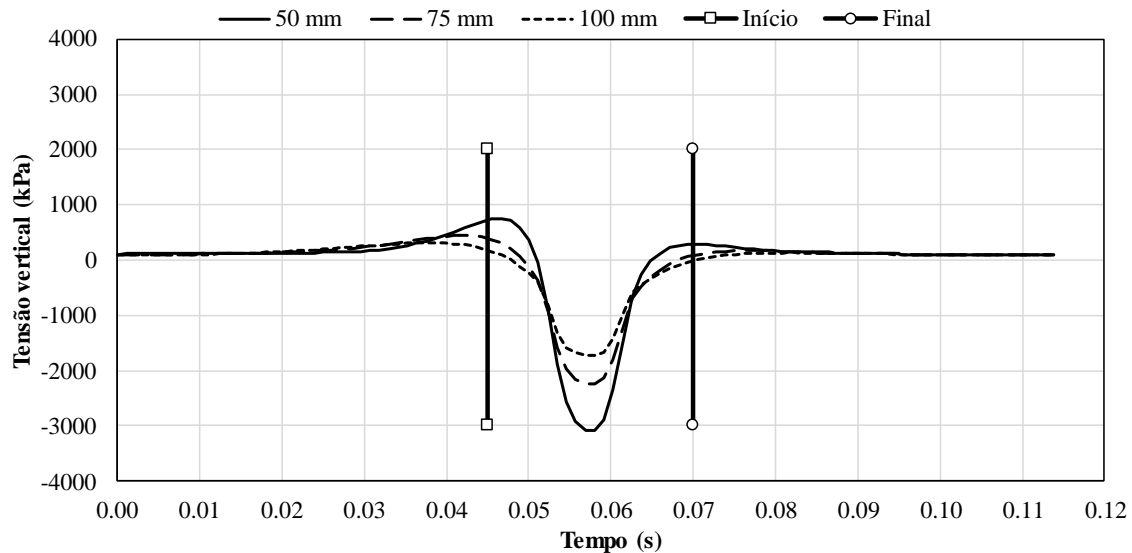


Figura 33. Pulsos de carga obtidos com o LVECD.

Fonte: autoria própria.

Além das três camadas inferiores fixadas, as estruturas de pavimento simuladas possuem uma camada de revestimento asfáltico novo, no topo do modelo, e, em alguns casos, uma camada de revestimento velho, entre a camada do topo e a camada de base. A camada de revestimento novo possui espessura variável e foi simulada como material viscoelástico com dano. A camada de revestimento intermediária possui espessura constante de 50 mm e não foi utilizada em todas as estruturas. Nesta camada intermediária, foram introduzidas descontinuidades para simular a presença de trincas no pavimento velho. A quantidade destas foi variada para representar uma camada asfáltica antiga com diferentes níveis de trincamento, como apresentado na Figura 34. Esta camada foi modelada como um material elástico.

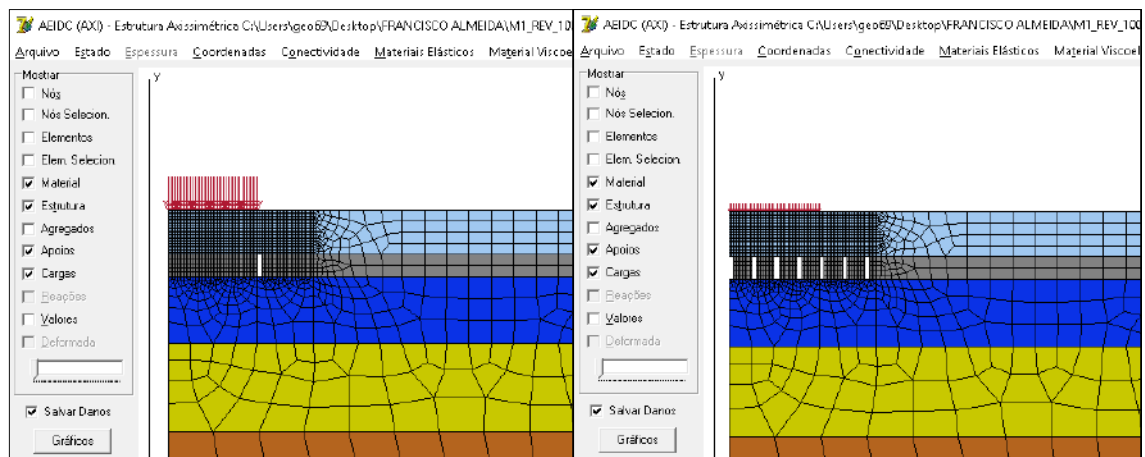


Figura 34. Modelos de estruturas de pavimentos com trincas produzidos no AEDCISO.

Fonte: autoria própria.

## **4 RESULTADOS E ANÁLISES**

### **4.1 ENSAIOS DE REFLEXÃO DE TRINCAS**

Após a confecção dos equipamentos e da implementação do procedimento de execução, o ensaio Overlay Test foi realizado a 25 °C, com carregamento de tração *haversine* de 0,1 Hz de frequência, aplicando diferentes amplitudes de abertura, utilizando as misturas M1, M2 e M3.

O primeiro parâmetro utilizado para avaliar os resultados do ensaio OT é a curva de variação da força de reação versus o deslocamento, para o primeiro ciclo de carregamento (GARCIA, 2016; TEX-248-F, 2019). Como o ensaio é realizado com controle no deslocamento das bases metálicas, a resposta do primeiro ciclo, para réplicas submetidas ao mesmo carregamento, deve apresentar pouca variabilidade, garantindo que a distribuição inicial de tensões, gerada pelo carregamento do ensaio, é a mesma para todas as amostras.

A Figura 35 apresenta as curvas de força de reação versus deslocamento aplicado para as amostras da mistura M1, com 0,635 mm de amplitude de deslocamento. As curvas de força de reação para os demais valores de amplitude e para as outras duas misturas estão no Apêndice A e apresentam comportamento semelhante. Por estes resultados, observa-se que as respostas de amostras submetidas à mesma amplitude de deslocamento apresentaram pouca variabilidade, indicando que os equipamentos e procedimentos implementados foram capazes de aplicar corretamente o carregamento do ensaio, gerando resultados consistentes e com repetibilidade satisfatória. Resultados com pouca variabilidade para este parâmetro também foram obtidos por Garcia *et al.* (2018)

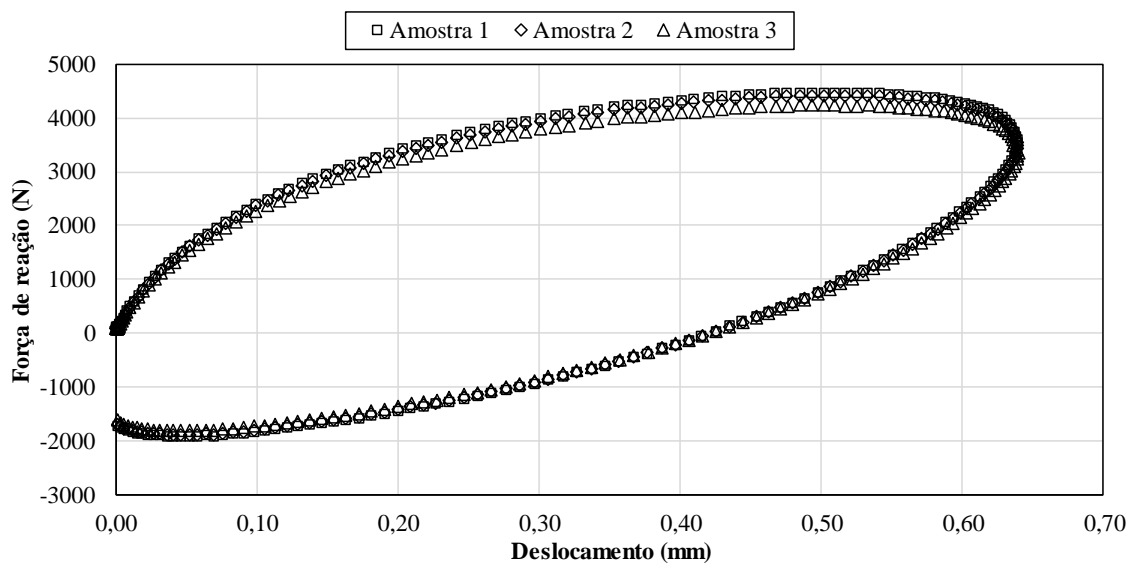


Figura 35. Força de reação do primeiro ciclo, mistura M1 com 0,635 mm de amplitude.

Fonte: autoria própria.

O segundo parâmetro para avaliar o ensaio OT é a curva de redução da máxima força de tração, em cada ciclo, em função dos ciclos de carregamento. Assim como a resposta do primeiro ciclo, esta curva também deve apresentar baixa variabilidade (GARCIA, 2016; TEX-248-F, 2019).

A Figura 36 apresenta as curvas de redução da força de reação para as amostras da mistura M1, com 0,635 mm de amplitude de deslocamento. As curvas de redução da força de reação para os demais valores de amplitude e para as outras duas misturas estão no Apêndice B e apresentam comportamento semelhante. Pelas curvas de redução da máxima força de tração, também é possível observar que as amostras submetidas à mesma amplitude de deslocamento apresentaram pouca variabilidade, em concordância com outros resultados encontrados na literatura (GARCIA *et al.* 2018).

A norma Tex-248-F (2019) não especifica um critério a ser utilizado para avaliar a variabilidade dos dois parâmetros. Nesta pesquisa, adotou-se como critério, para os dois parâmetros, que a diferença entre área abaixo da curva média e as áreas abaixo das curvas de cada réplica fosse inferior a 10%. No caso das curvas de força de reação, calculando as áreas apenas até o menor  $N_f$  dentre as três réplicas. Desta forma, foram moldadas cinco réplicas para cada condição testada, sendo consideradas no resultado final apenas as três que apresentaram as menores diferenças.

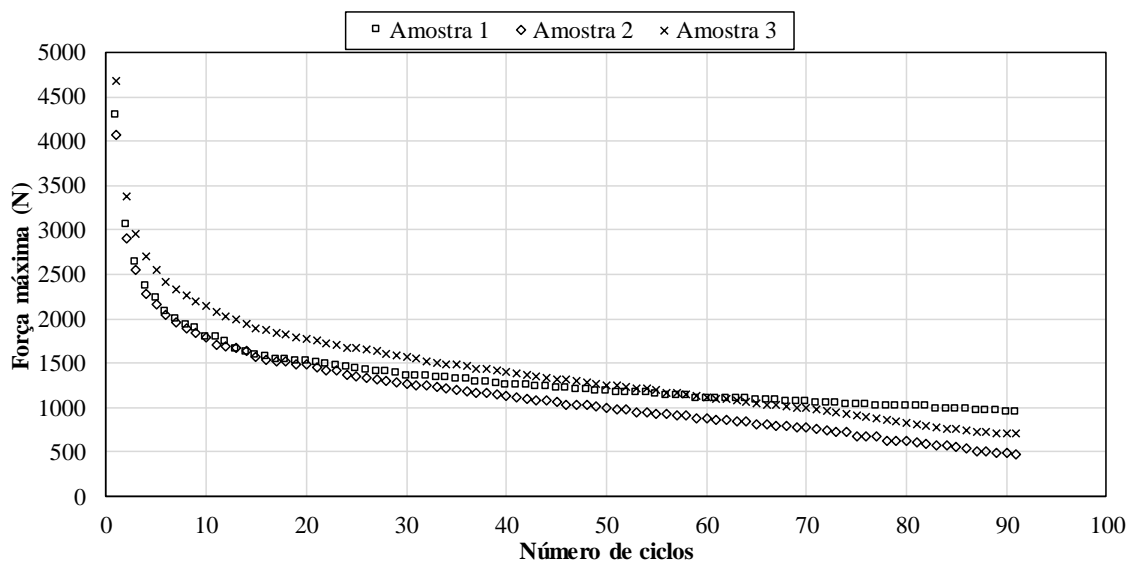


Figura 36. Redução da força de reação para o deslocamento com amplitude de 0,635 (mistura M1).

Fonte: autoria própria.

O critério de ruptura adotado para o encerramento do ensaio OT foi a redução do ângulo de fase medido durante a aplicação do carregamento, exatamente como no ensaio de fadiga por tração direta. A Figura 37 apresenta as curvas de variação do ângulo de fase para as amostras da mistura M1, com 0,635 mm de amplitude de deslocamento. As curvas de variação do ângulo de fase para os demais valores de amplitude e para as outras duas misturas estão no Apêndice C e apresentam comportamento semelhante.

Com o critério de ruptura utilizado, não foi observada a ruptura total em nenhuma das amostras ensaiadas, mas todas apresentaram macro trincas visíveis, em ambos os lados, que iniciaram sempre na região central, imediatamente sobre a descontinuidade formada pelo espaçamento entre as bases metálicas, e se propagaram verticalmente até atingir o topo das amostras, como indicado no detalhe da Figura 38. Em todas as amostras, as trincas se desenvolveram no vértice formado entre a amostra e a extremidade da base móvel.

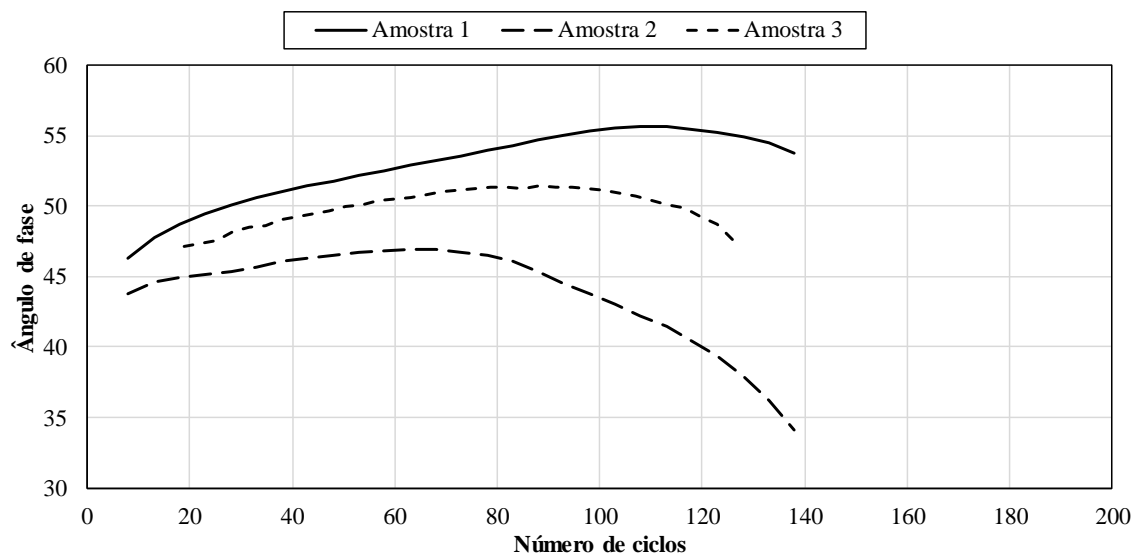


Figura 37. Variação do ângulo de fase, mistura M1 com 0,635 mm de amplitude.

Fonte: autoria própria.



Figura 38. Detalhe da macro trinca formada nas amostras do ensaio OT.

Fonte: autoria própria.

Após o encerramento do ensaio, os extensômetros foram retirados e as amostras submetidas à ruptura total, com a mesma velocidade média do carregamento do ensaio, para verificar se, internamente, as trincas também se desenvolveram na região central e em direção perpendicular ao deslocamento de carregamento. Todas as amostras apresentaram o comportamento esperado, com ruptura total semelhante à apresentada na Figura 39. Nenhuma amostra apresentou problemas de ruptura na região de colagem.



Figura 39. Ruptura total de amostra do ensaio OT.

Fonte: autoria própria.

A Tabela 10 apresenta um resumo dos valores de número de ciclo de ruptura ( $N_f$ ) obtidos em todos os ensaios OT realizados nesta pesquisa. Pelos coeficientes de variação, observa-se que os valores de  $N_f$  obtidos nos ensaios apresentam grande variabilidade, em alguns casos passando de 50%. Esta alta variabilidade também tem sido reportada em outros estudos encontrados na literatura (TAM, 2020).

Apesar da alta variabilidade entre as réplicas dos ensaios, os valores médios de  $N_f$  de uma mesma mistura apresentaram boa correlação com a amplitude do deslocamento aplicado, como pode ser observado na curva apresentada na Figura 40. Pelas curvas S-N, observa-se também que as misturas moldadas com mesma granulometria, mesmo teor de ligante, mas com ligantes diferentes (M1 e M2) apresentaram comportamento distinto; enquanto que as misturas moldadas com o mesmo ligante, mas com teores de ligante e granulometrias diferentes (M2 e M3) apresentaram comportamentos bastante semelhantes. Este comportamento observado nos ensaios OT indica que o ligante foi a variável que exerceu maior influência sobre a reflexão de trincas das misturas asfálticas usadas na pesquisa, nas condições de ensaios avaliadas.

Tabela 10. Variabilidade do número final de ciclos determinado pelo critério de ruptura adotado.

Mistura	Abertura	$N_f$ médio	Desvio padrão	Coef. de Variação (%)
<b>M1</b>	0,635 mm	88	44,8	50,9
	0,500 mm	183	21,5	11,7
	0,450 mm	326	135,5	40,7
	0,400 mm	541	360,2	56,0
<b>M2</b>	0,635 mm	67	13,1	19,6
	0,500 mm	99	10,6	10,7
	0,400 mm	223	28,0	12,6
	0,350 mm	420	64,8	15,4
	0,300 mm	1.045	218,4	20,9
<b>M3</b>	0,635 mm	59	27,4	46,4
	0,500 mm	99	15,1	15,3
	0,400 mm	210	20,6	9,8
	0,350 mm	409	68,2	15,8
	0,300 mm	682	44,2	6,5

Fonte: autoria própria.

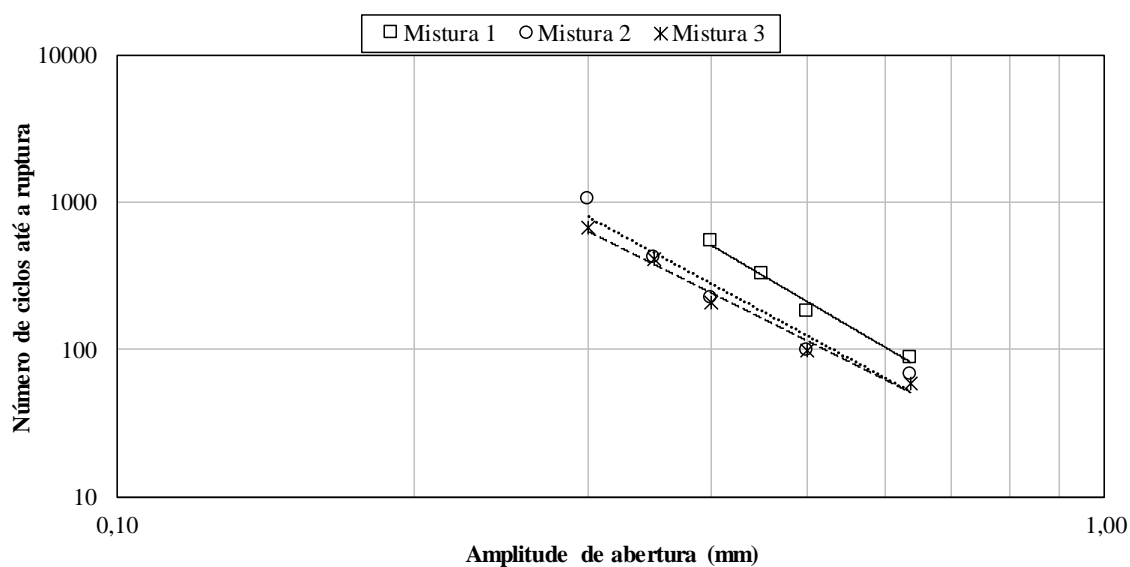


Figura 40. Curvas S-N dos ensaios OT realizados com as misturas M1, M2 e M3.

Fonte: autoria própria.



## 4.2 MODELAGEM DOS ENSAIOS DE REFLEXÃO DE TRINCAS

### 4.2.1 Construção do Modelo Numérico

Inicialmente, um estudo de convergência de malha foi realizado para determinar o tamanho apropriado dos elementos para modelar o ensaio OT e reduzir erros numéricos relacionados ao nível de refinamento das malhas. A Figura 41 apresenta as quatro opções de malhas testadas e a Figura 42 apresenta os resultados das simulações correspondentes de cada malha. Como os resultados da malha 4 se mostraram convergentes, adotou-se esta malha para todas as simulações do ensaio OT (1543 nós e 1477 elementos).

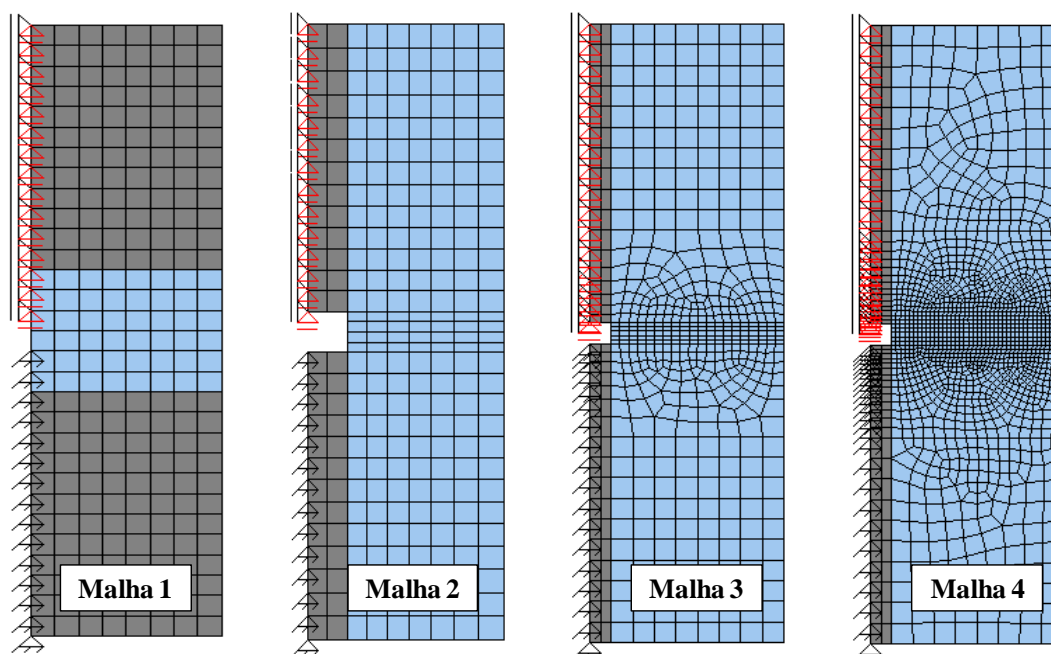


Figura 41. Opções de malhas testadas no estudo de convergência de malha.

Fonte: autoria própria.

Na Figura 42 são apresentadas curvas de  $S$  normalizado correspondentes aos resultados das simulações correspondentes de cada malha. O  $S$  normalizado é calculado dividindo o valor de  $S$  de cada ciclo pelo valor máximo de  $S$  obtido com a Malha 1.

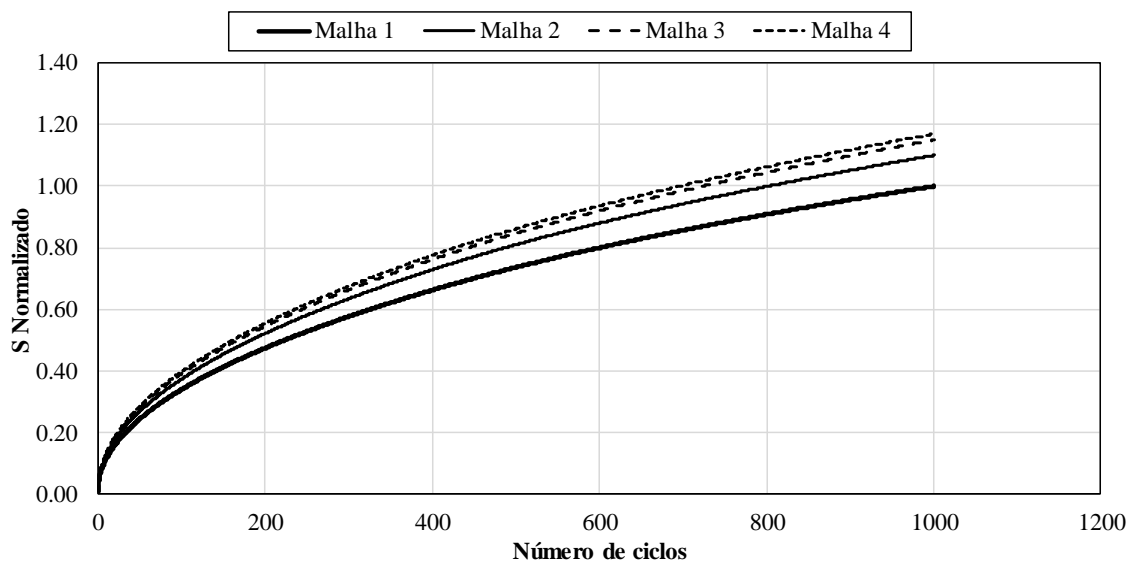


Figura 42. Resultados do estudo de convergência de malha.

Fonte: autoria própria.

A Figura 43 apresenta a malha selecionada para as simulações do ensaio OT, com suas condições de contorno e dimensões representadas no procedimento virtual. A malha possui elementos elásticos (em cinza), para simular as bases de alumínio do ensaio, e a amostra virtual do ensaio OT, com elementos viscoelásticos sujeitos a dano (em azul). As simulações foram realizadas usando as propriedades viscoelásticas e de dano contínuo das misturas M1, M2 e M3, apresentadas anteriormente.

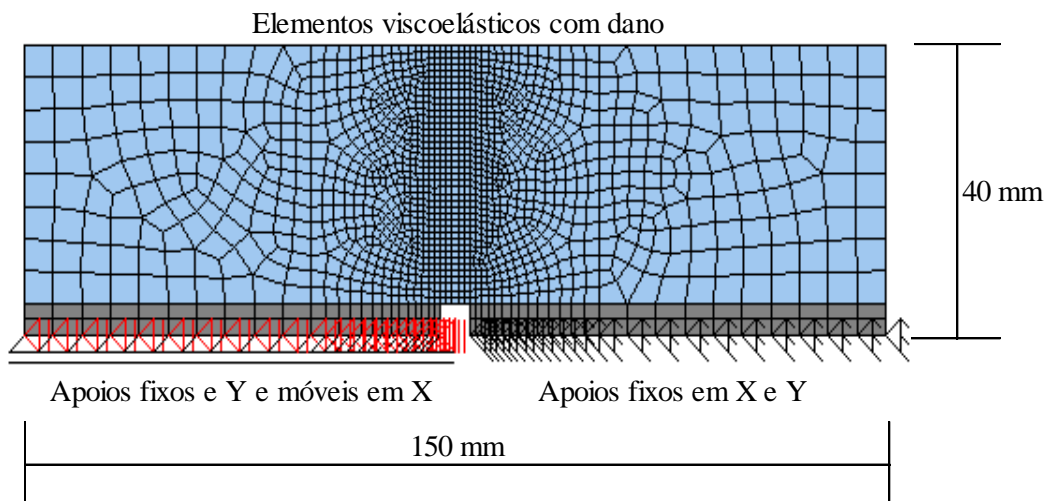


Figura 43. Malha de elementos finitos usada nas simulações do ensaio OT.

Fonte: autoria própria.

O programa AEDCISO possui uma função que permite ao usuário escolher, dentre os elementos simulados como viscoelásticos, quais serão considerados nos cálculos de dano do modelo. Esta funcionalidade possibilita que o mesmo modelo seja

analisado de formas diferentes, apenas alterando a área considerada para o cálculo do dano, ou pode ser usada para reduzir o esforço computacional em modelos extensos, nos quais o dano não ocorra de forma generalizada. Nas simulações do ensaio OT, a amostra virtual possui pequenas dimensões, portanto, consideraram-se todos os elementos viscoelásticos no cálculo do dano.

Os ensaios OT foram simulados nas mesmas condições dos ensaios reais realizados: temperatura de 25°C e carregamento *haversine* de tração, com 0,1 Hz de frequência e as mesmas amplitudes de abertura usadas para cada mistura nos ensaios reais. As condições de contorno foram aplicadas nas extremidades das regiões com elementos elásticos e a aplicação da abertura de tração foi feita mantendo uma das bases elásticas fixa e movendo apenas a outra metade, como indicado na Figura 43.

Outra funcionalidade apresentada pelo AEDCISO é a opção de escolher se os elementos serão simulados com ou sem perda de rigidez durante a simulação. Como mencionado anteriormente, o programa calcula o módulo dinâmico nas condições da simulação (temperatura e frequência) e, assumindo a condição de estado estacionário, a mistura asfáltica passa a ser tratada como uma camada elástica, com módulo de elasticidade igual ao módulo dinâmico calculado. Este valor de módulo, calculado para o material, pode ser mantido constante em todos os elementos, durante toda a simulação (sem perda de rigidez), ou pode ser atualizado, para cada elemento separadamente, ao fim de cada incremento da simulação, em função da perda de integridade do elemento (com perda de rigidez).

A Figura 44 apresenta um exemplo da distribuição da integridade do modelo simulado sem e com perda de rigidez, utilizando uma mesma amplitude de abertura. Em ambas as análises, o dano inicia na região central, imediatamente sobre a descontinuidade, e evolui atingindo uma região maior que a área de trincamento que ocorre nos ensaios reais. No entanto, na simulação com perda de rigidez, percebe-se uma distribuição de dano mais próxima do caso real, com uma maior concentração na região central, imediatamente sobre a descontinuidade, e com a formação de um pico, perpendicular ao carregamento, que tende a evoluir e se estender por toda a seção transversal da amostra virtual, como ocorre com as trincas nos ensaios reais.

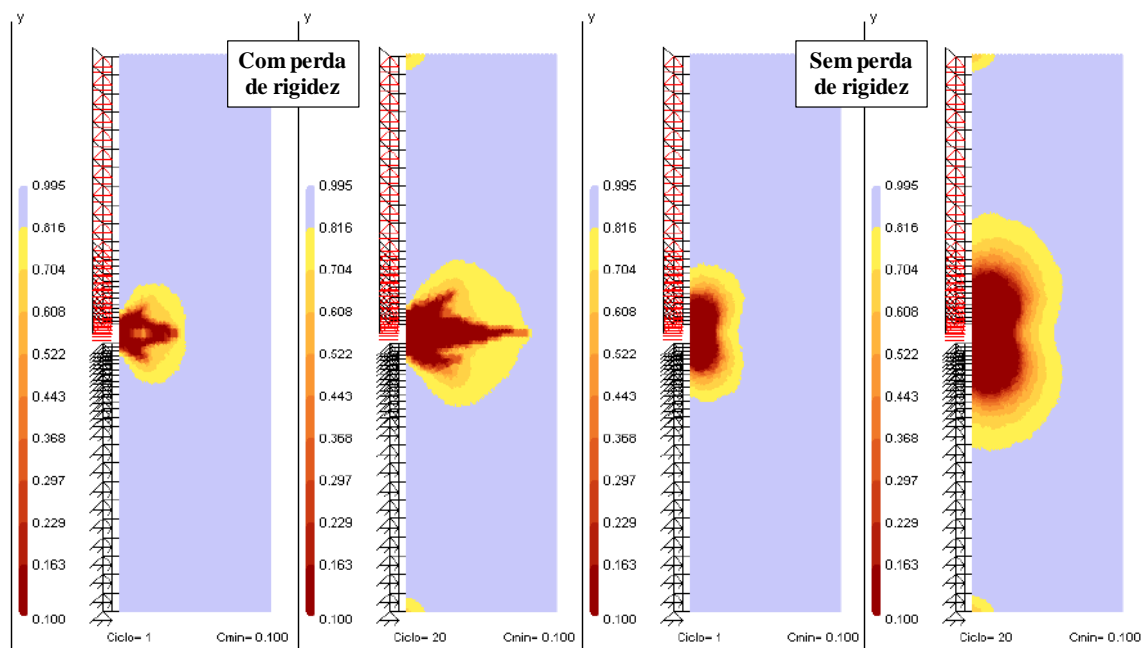


Figura 44. Distribuição de integridade com e sem perda de rigidez durante a simulação.

Fonte: autoria própria.

Os resultados da Figura 44 indicam que as simulações do AEDCISO com perda de rigidez representam melhor o comportamento real de uma mistura asfáltica submetida ao ensaio OT. No entanto, o esforço computacional deste método de análise é muito maior, podendo resultar em um tempo total de simulação aproximadamente 20 vezes maior que o tempo necessário para simular o mesmo modelo sem perda de rigidez.

Para as simulações do ensaio OT desta pesquisa, como o modelo é relativamente simples e pequeno (1477 elementos), o tempo máximo de simulação foi de pouco mais de oito horas. Com isso, optou-se por simular o problema utilizando os dois métodos para compará-los. Foram simuladas as 14 condições testadas nos ensaios, com os dois métodos, totalizando 28 simulações, sem contar as simulações iniciais para construção do modelo e de calibração.

#### 4.2.2 Calibração do Modelo Numérico

As simulações do ensaio OT, apenas com a utilização direta das propriedades viscoelásticas e de dano das misturas asfálticas, não apresentaram resultados satisfatórios, em termos de previsão de ciclo de ruptura. Todas as simulações subestimaram o  $N$  de ruptura dos respectivos ensaios, de forma consistente (Figura 45). Por esse motivo, foi necessário realizar um procedimento de calibração dos modelos numéricos.

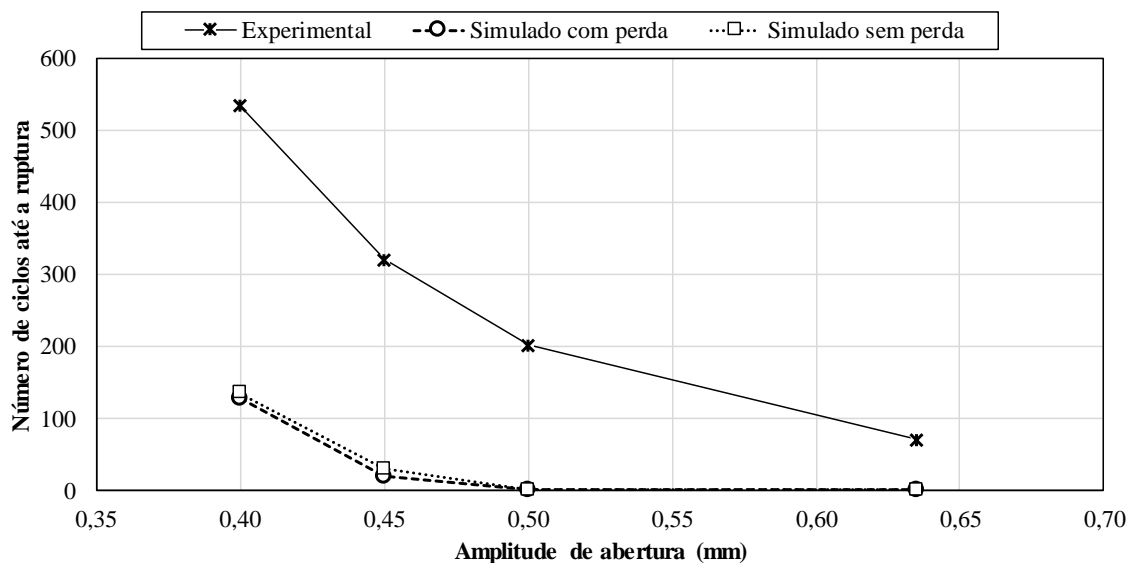


Figura 45. Resultados das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M1 sem calibração.

Fonte: autoria própria.

Para este processo de calibração, adotou-se como resposta de referência dos ensaios o ciclo de ruptura médio dos ensaios realizados com apenas uma amplitude de abertura, para cada mistura asfáltica. Para a mistura M1, foi escolhida a amplitude 0,450 mm e para as misturas M2 e M3, foi escolhida a amplitude de 0,350 mm, que correspondem à segunda menor amplitude utilizada para cada mistura.

Como fator de calibração dos modelos numéricos, adotou-se um coeficiente que multiplica o  $G^R$  calculado pelo programa durante a simulação, uma vez que a envoltória do  $G^R$  simulado é utilizada pelo AEDCISO para estimar o ciclo de ruptura do modelo. Desta forma, variou-se o coeficiente de calibração do modelo até que o ciclo de ruptura estimado na simulação fosse igual ao ciclo médio obtido no ensaio para a amplitude adotada como referência em cada mistura.

No processo de calibração do modelo de previsão do ensaio OT, não foi possível obter, para as três misturas utilizadas, um fator de calibração único entre o modelo numérico e o ensaio real. No entanto, com os coeficientes encontrados para as três misturas foi possível criar duas curvas de calibração, para simulações com e sem perda de rigidez, as quais foram ajustadas em função das propriedades das misturas asfálticas utilizadas, como apresenta a Figura 46. Os coeficientes de calibração foram ajustados pela Equação (27):

$$\text{Coeficiente de calibração do } G^R = A \cdot C_{12} \cdot \text{Log}(\text{Alpha}) + B \quad (27)$$

Onde:

$A$  e  $B$  são coeficientes de regressão das curvas; e

$C_{12}$  e  $\text{Alpha}$  são constantes de regressão associadas às propriedades de dano por fadiga e viscoelasticidade, apresentadas na Tabela 8.

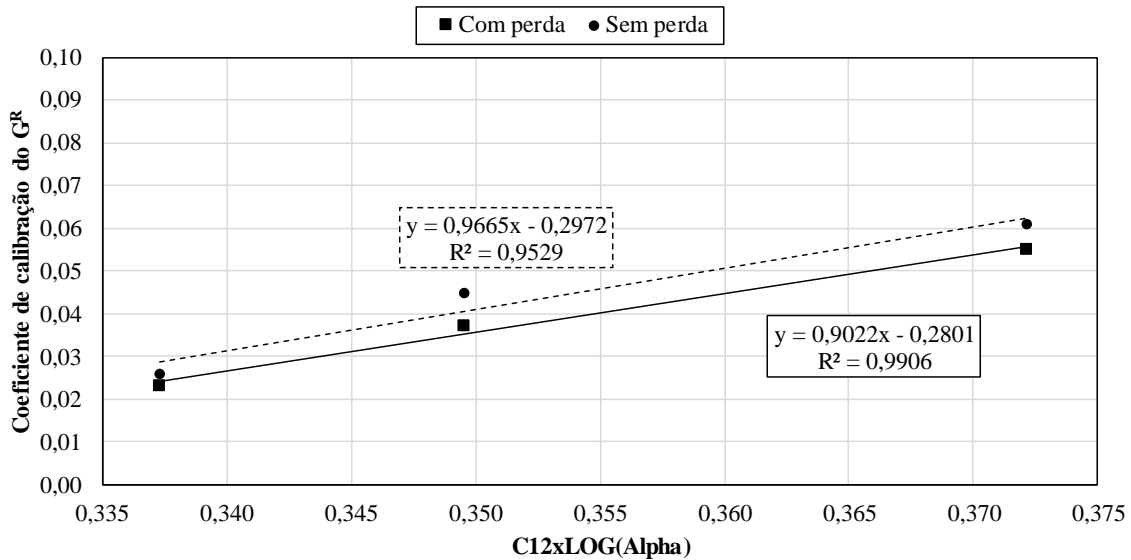


Figura 46. Curvas de calibração do modelo do ensaio OT, com e sem perda de rigidez.

Fonte: autoria própria.

Cada curva de calibração é única para o respectivo modo de análise (com e sem perda de rigidez), com os coeficientes  $A$  e  $B$  apresentados na Figura 46. Desta forma, cada mistura terá apenas um coeficiente de calibração para cada modo de análise, obtido pela aplicação direta da Equação (27). As curvas de calibração foram ajustadas considerando apenas uma das amplitudes de abertura utilizadas no ensaio real. As previsões de ruptura para as demais amplitudes de abertura, feitas a partir desta calibração, serão apresentadas na próxima subseção.

#### 4.2.3 Previsão do Número de Ciclos para a Ruptura

Após o processo de calibração dos modelos para cada mistura, com apenas uma amplitude de abertura, foram realizadas as simulações com os demais valores de amplitude empregados nos ensaios OT. As Figuras 47, 48 e 49 apresentam as comparações entre os valores de ciclo de ruptura ( $N_f$ ) obtidos nos ensaios reais e nas simulações, com e sem perda de rigidez, respectivamente, para as misturas M1, M2 e M3.

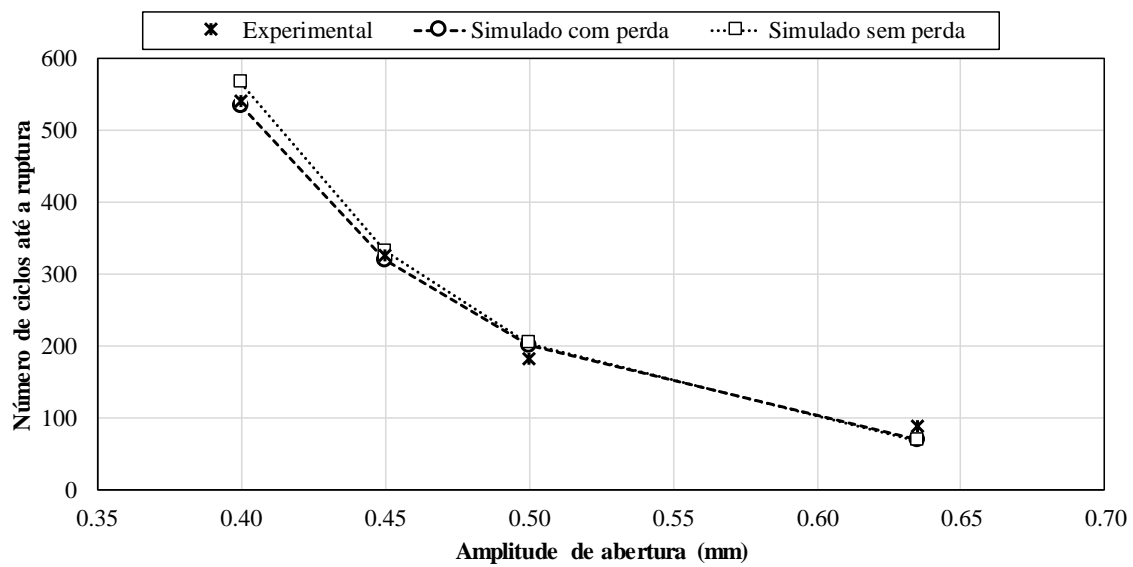


Figura 47. Resultados das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M1.

Fonte: autoria própria.

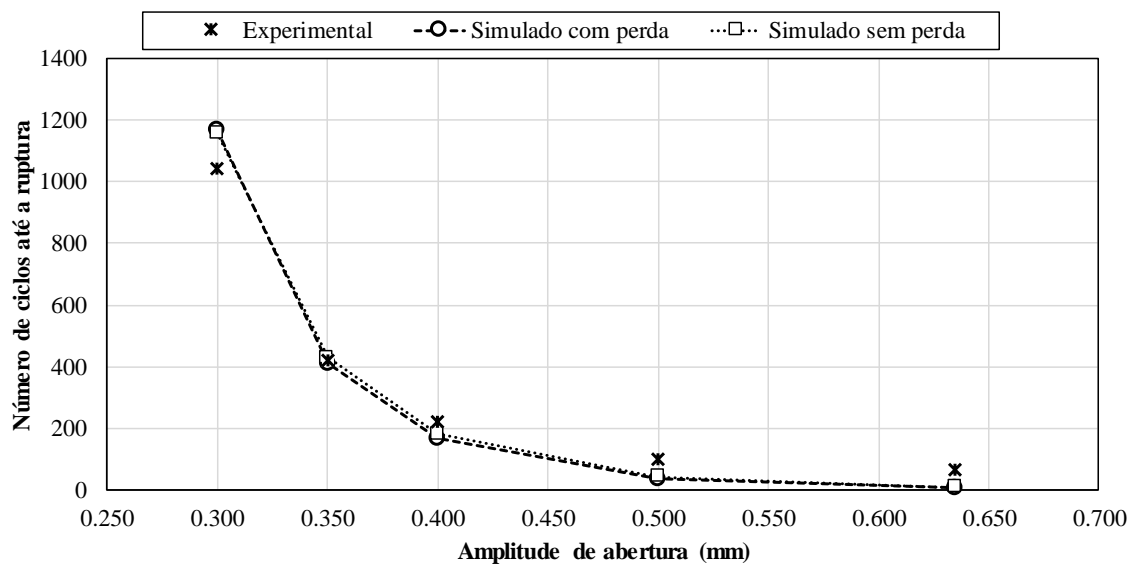


Figura 48. Resultados das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M2.

Fonte: autoria própria.

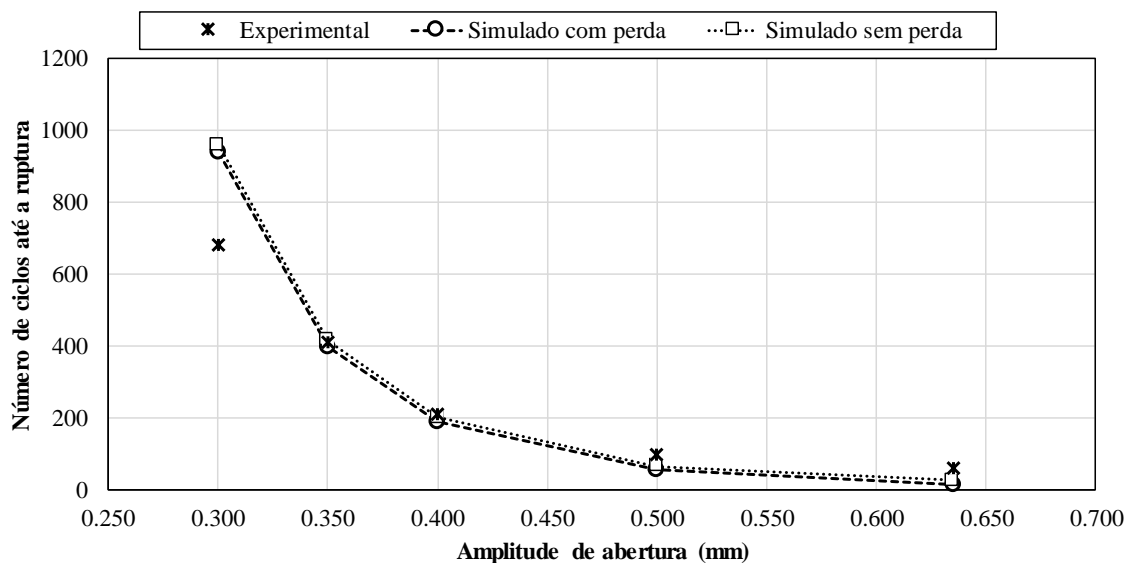


Figura 49. Resultados das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M3.

Fonte: autoria própria.

Observa-se que as simulações calibradas com uma única amplitude para cada mistura apresentaram previsões satisfatórias para as demais amplitudes. Os valores de  $N_f$  obtidos nas simulações apresentaram a mesma tendência de comportamento e a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos nos ensaios OT reais. Além disso, foram obtidas previsões de ruptura praticamente idênticas para as análises com e sem perda de rigidez, indicando que ambos os métodos de análise, quando devidamente calibrados, podem proporcionar previsões equivalentes de  $N_f$ .

As Figuras 50 e 51 apresentam uma linha de igualdade entre os valores de  $N_f$  simulados e os experimentais, plotados em escala aritmética e logarítmica, respectivamente. Estão plotados nestes gráficos todos os valores obtidos nas simulações para as três misturas, com e sem perda de rigidez. Pela Figura 50, pode-se observar de forma mais direta a boa correlação entre os valores simulados e os experimentais, com a maioria dos valores próximos à linha de igualdade.



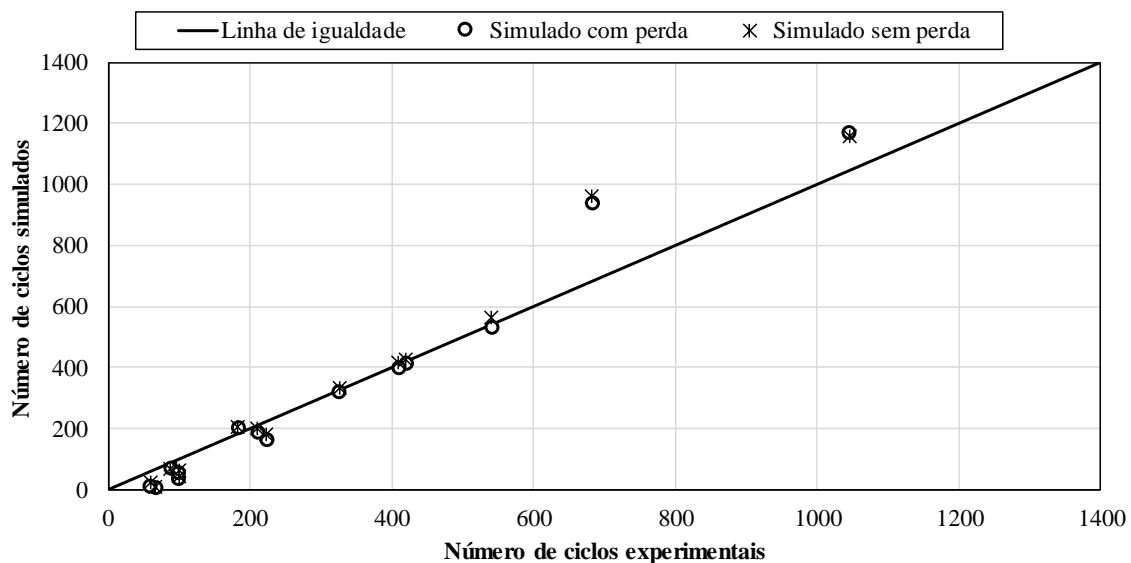


Figura 50. Resultados das simulações plotados com a linha de igualdade em escala aritmética.

Fonte: autoria própria.

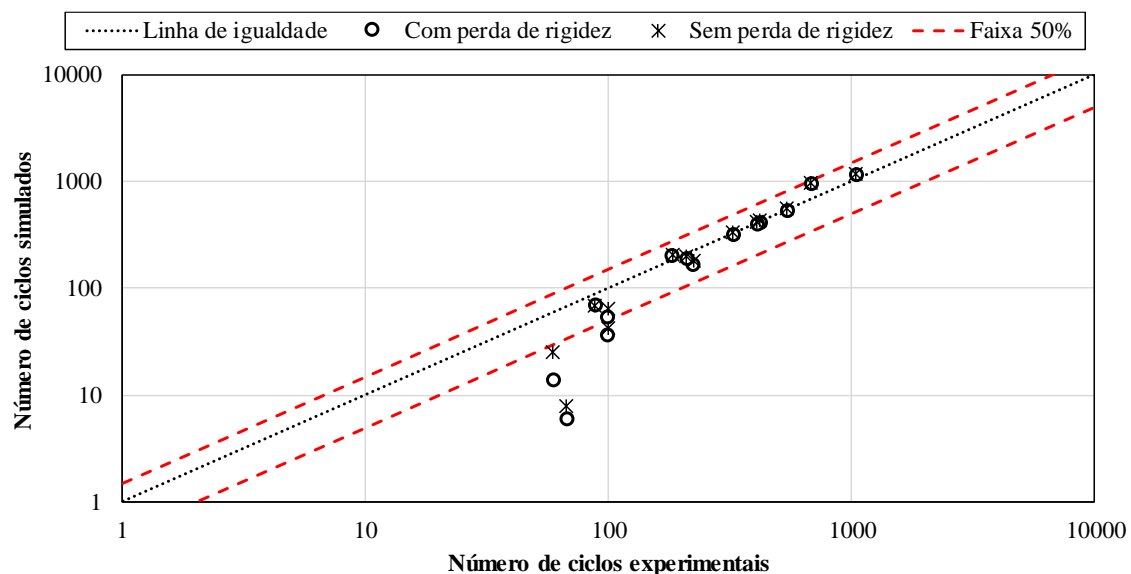


Figura 51. Resultados das simulações plotados com a linha de igualdade em escala log-log.

Fonte: autoria própria.

O gráfico em escala logarítmica da Figura 51 possibilita a inclusão de faixas de variações percentuais entre os dados reais e simulados, proporcionando uma análise quantitativa da dispersão dos resultados e da sensibilidade do modelo ao nível de amplitude de abertura aplicado. Por este gráfico, percebe-se que os ciclos de ruptura previstos para as amplitudes mais altas ( $N_f < 100$ ) apresentaram variações bem maiores que os valores obtidos para baixas amplitudes. Isso ocorreu principalmente para as misturas M2 e M3.

Variando o percentual das faixas limites da Figura 51, foram obtidos os dados apresentados na Tabela 11. Estes dados quantificam a dispersão dos ciclos de ruptura previstos com o AEDCISO, em comparação com os resultados experimentais. Os quantitativos demonstraram a baixa dispersão das previsões para as menores amplitudes de abertura. Todos os pontos com  $N_f > 100$  apresentam variação inferior a 50%. Estes resultados indicam que o modelo deve apresentar resultados mais próximos dos reais para pequenas deformações.

Tabela 11. Quantitativos da dispersão dos ciclos de ruptura previsto com o AEDCISO.

Análise de rigidez	Pontos considerados	Faixa de variação					
		5%	10%	15%	20%	30%	50%
Com perda	Todos	29%	36%	50%	50%	64%	79%
Com perda	$N_f > 100$	44%	56%	78%	78%	89%	100%
Sem perda	Todos	36%	36%	50%	57%	64%	79%
Sem perda	$N_f > 100$	56%	56%	78%	89%	89%	100%

Fonte: autoria própria.

A maior eficiência do modelo para pequenas deformações de tração era algo esperado. A teoria S-VECD, por definição, assume que o material permanecerá contínuo durante toda a simulação, o que não ocorre no ensaio OT. Desta forma, quanto maior a amplitude de abertura, mais rápido a trinca se formará no material e com maior severidade, tornando o comportamento real ainda mais distante do modelo numérico.

Apesar das limitações inerentes à aplicação da teoria S-VECD, com uma calibração adequada e para amplitudes de abertura não muito altas (o que varia para cada mistura) as simulações apresentaram boas previsões. De modo geral, os resultados mostraram que, em escala experimental, o modelo desenvolvido foi capaz de prever razoavelmente a ruptura das misturas asfálticas utilizadas no ensaio OT.

#### 4.2.4 Análise da Distribuição e Evolução do Dano

O AEDCISO calcula o parâmetro  $C$  em cada ponto de integração de cada elemento da malha, em cada passo da simulação, e permite ao usuário a visualização da distribuição da integridade do modelo, no plano, ao final de cada ciclo. Desta forma, além da previsão da ruptura do modelo, o programa possibilita a análise da evolução da distribuição do dano ao longo da simulação.

As Figuras 52 e 53 apresentam as distribuições de integridade do material ao final do primeiro e do último ciclo da simulação, para a amostra virtual da mistura M1, simulada com a maior e a menor amplitude de abertura (0,635 mm e 0,400 mm), sem e com perda de rigidez, respectivamente. Todas as imagens de distribuição de integridade das simulações do ensaio OT se encontram no Apêndice D. Os resultados obtidos para as três misturas, com os níveis de amplitude de abertura empregados, foram semelhantes, apresentando o mesmo padrão de comportamento.

Por estas figuras, observa-se que, em ambos os métodos de análise, a perda de integridade tem início na região central, imediatamente sobre a descontinuidade, mas o dano total do modelo já é muito alto logo após o final do primeiro ciclo, comprometendo quase toda a área da amostra virtual, para os níveis de amplitude de abertura empregados. Como esperado, observa-se que as análises sem perda de rigidez apresentam um dano bem mais severo e generalizado, sendo este o método com os resultados que mais diferem do comportamento real obtido em laboratório para as misturas asfálticas submetidas ao ensaio OT.

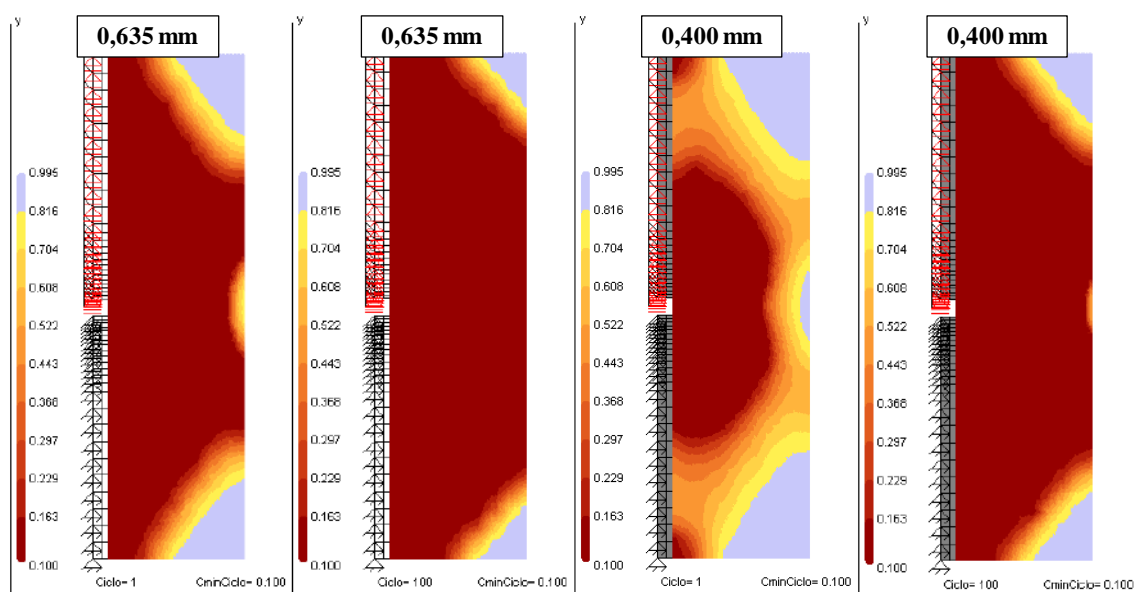


Figura 52. Evolução do dano na amostra virtual da mistura M1, simulada com amplitudes de abertura de 0,635 mm e 0,400 mm, sem perda de rigidez durante a simulação.

Fonte: autoria própria.

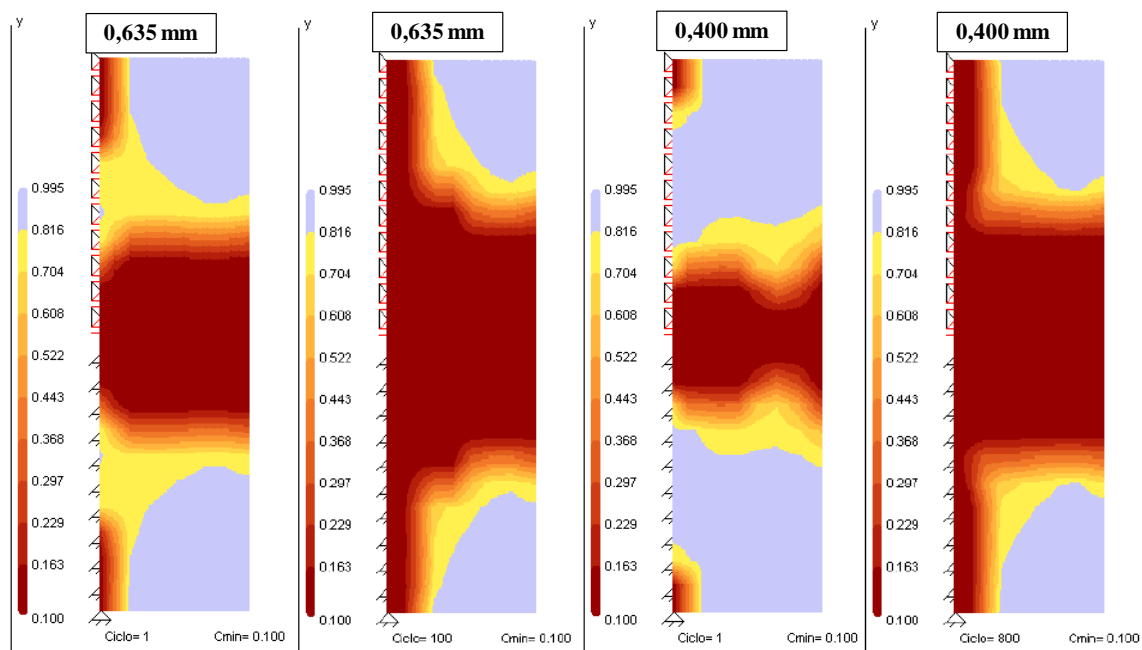


Figura 53. Evolução do dano na amostra virtual da mistura M1, simulada com amplitudes de abertura de 0,635 mm e 0,400 mm, com perda de rigidez durante a simulação.

Fonte: autoria própria.

Apesar das simulações com perda de rigidez apresentaram distribuições de dano menos generalizadas, a região danificada neste tipo de análise também foi muito maior que a área de trincamento do ensaio real e também apresentou evolução de dano muito rápida com grande perda de integridade após o final do primeiro ciclo de carregamento.

A rápida evolução do dano e a sua distribuição generalizada estão relacionadas com o processo de calibração adotado e com as limitações da teoria S-VECD. A calibração envolveu apenas o procedimento de cálculo do parâmetro  $G^R$  homogeneizado, utilizado para definir o  $N_f$  do modelo. Desta forma, as tensões e deformações desenvolvidas durante as simulações e, conseqüentemente, os parâmetros  $S$  e  $C$  não sofreram alterações. Para desacelerar o desenvolvimento do dano, seria necessário calibrar o modelo antes da homogeneização, alterando o cálculo dos parâmetros  $S$  e  $C$  em todos os elementos da malha.

Optou-se por calibrar apenas o  $G^R$  homogeneizado para simplificar as análises, pois, desta forma, o ajuste entre simulações e ensaios foi feito apenas pela comparação direta entre os valores de  $N_f$ . Além disso, a alteração no cálculo do  $G^R$  homogeneizado não aumentou o tempo total de simulação, uma vez que este parâmetro é

calculado apenas uma vez para cada incremento de tempo.

A distribuição generalizada de dano nas amostras é consequência das limitações da teoria S-VECD. A mecânica do dano contínuo assume a continuidade do material durante toda a simulação, o que não ocorre no caso real. No ensaio OT real, a mistura asfáltica desenvolve trincas que concentram praticamente todo o dano do material e representam apenas uma pequena fração da área da seção transversal da amostra. Nas simulações, o dano total distribuído na amostra virtual precisa ser grande o suficiente para gerar uma perda de integridade global equivalente à causada pelo trincamento. Desta forma, mesmo que o modelo fosse calibrado antes da homogeneização, para desacelerar a evolução do dano, ao atingir a ruptura, as distribuições de integridade na amostra virtual seriam bem próximas das distribuições atuais, no final do primeiro ciclo.

Para reduzir a área de distribuição do dano e deixá-lo mais concentrado na faixa central, além de calibrar o modelo antes da homogeneização, é preciso reduzir a área da amostra virtual considerada para o cálculo dos parâmetros de dano. Com isso, seria necessária uma calibração dupla, envolvendo o cálculo dos parâmetros de dano e a área considerada para este cálculo. O problema da calibração pela área de cálculo dos parâmetros de dano da amostra virtual é que não há um parâmetro numérico do ensaio OT real que possa ser utilizado para definir esta área.

Outra opção de ajuste para a calibração é a variação de integridade global do modelo. Com os resultados homogeneizados das simulações, o AEDCISO possibilita o traçado das curvas de variação da integridade global do modelo ( $C$ ) em função do número de ciclos. Estas curvas podem ser comparadas com as curvas de variação das forças de reação normalizadas do ensaio OT, assumindo, por simplificação, que essa força de reação normalizada é uma medida aproximada da integridade global das amostras durante o ensaio.

O parâmetro  $C$  é calculado pelo programa, após o processo de homogeneização, para cada ciclo de carregamento, como mencionado anteriormente. A força de reação normalizada é calculada como a razão entre a amplitude da força de reação de cada ciclo e a amplitude máxima da força de reação do ensaio, que ocorre no primeiro ciclo.

A Figura 54 apresenta as curvas de forças normalizadas dos ensaios e as

Figuras 55 e 56 apresentam as curvas de integridade das simulações, para a mistura M1 com todas as amplitudes de abertura empregadas para esta mistura, com e sem perda de rigidez, respectivamente. Todas as curvas de variação da força de reação normalizada dos ensaios e da integridade homogeneizada das simulações se encontram no Apêndice E. Os resultados obtidos para as três misturas, com os níveis de amplitude de abertura empregados, foram semelhantes, apresentando o mesmo padrão de comportamento.

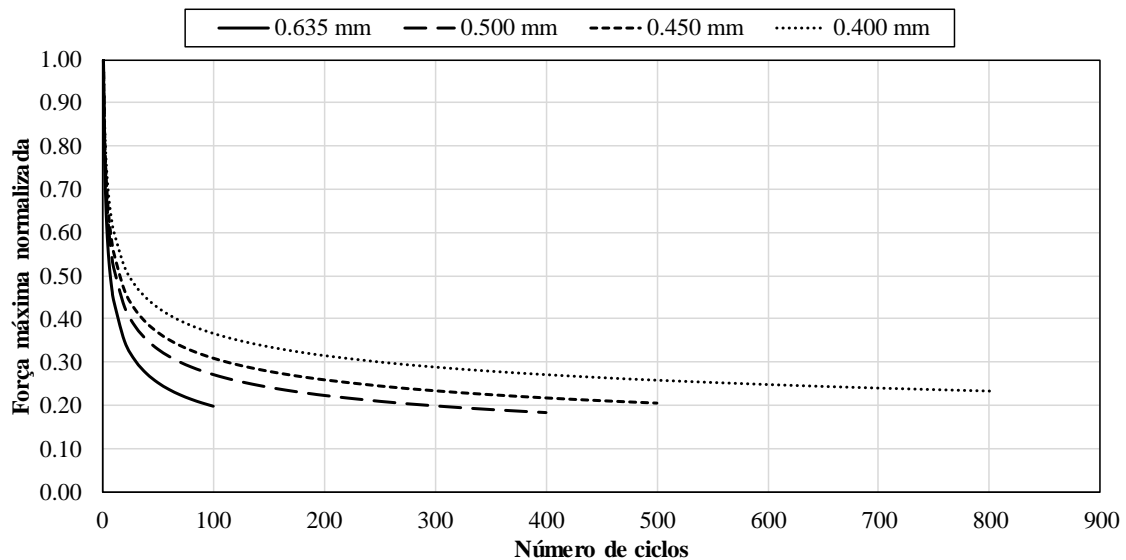


Figura 54. Variação da força máxima de reação normalizada em função dos ciclos de carregamento do ensaio OT, realizado com a mistura M1.

Fonte: autoria própria.

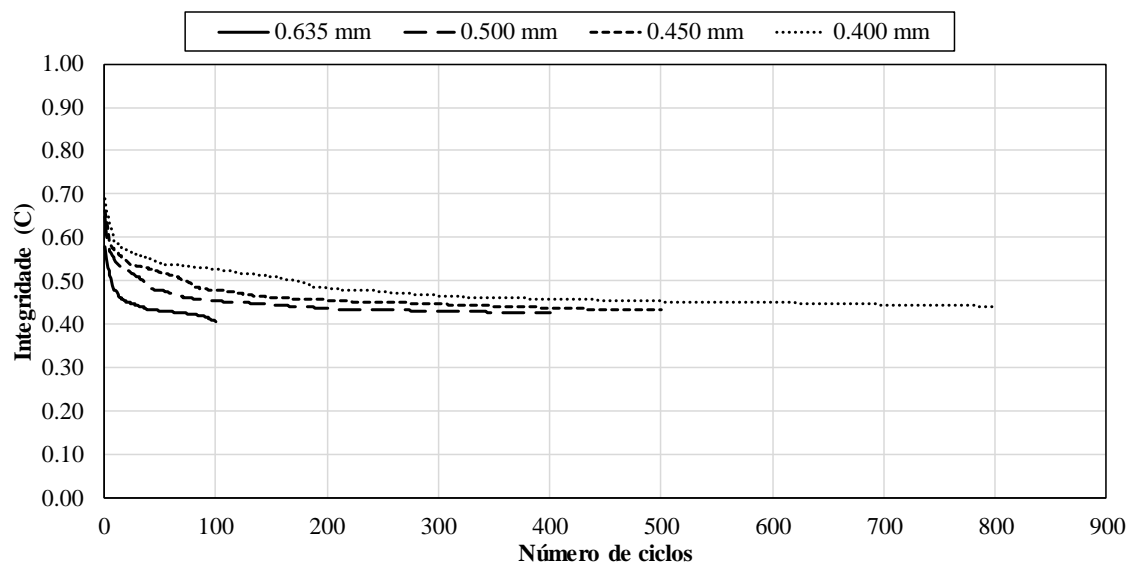


Figura 55. Variação da integridade do modelo (C) em função dos ciclos de carregamento das simulações do ensaio OT, para a mistura M1, com perda de rigidez durante a simulação.

Fonte: autoria própria.

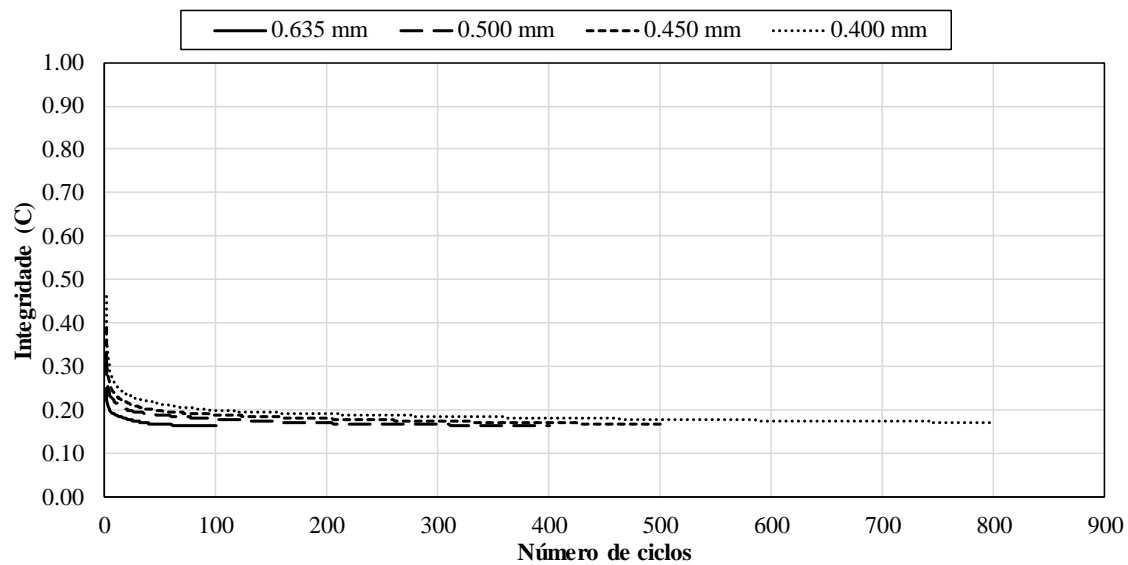


Figura 56. Variação da integridade do modelo (C) em função dos ciclos de carregamento das simulações do ensaio OT, para a mistura M1, sem perda de rigidez durante a simulação.

Fonte: autoria própria.

A comparação direta entre as forças de reação do ensaio e da simulação não seria possível para as simulações sem perda de rigidez, porque, neste tipo de análise, os módulos dos elementos não se alteram e, portanto, não há variação das forças de reação entre os ciclos da simulação. Por este motivo, optou-se por fazer a comparação utilizando a integridade homogeneizada, que é calculada nos dois tipos de análise.

As Figuras 55 e 56 mostram que o dano evoluiu rapidamente em ambas as análises, com a maior parcela de redução da integridade homogeneizada do modelo ocorrendo ao fim do primeiro ciclo de carregamento. Também é possível observar que a integridade final das simulações sem perda de rigidez foi bem menor, comparando com as simulações com perda de rigidez. Outra observação importante é a suavização das curvas de integridade sem perda de rigidez, que ocorre porque a rigidez dos elementos é constante neste tipo de análise, fazendo o dano evoluir gradativamente em todo o modelo.

Comparando as curvas de variação da força de reação normalizada dos ensaios com as curvas de integridade homogeneizada das simulações, percebe-se que, utilizando toda a área da amostra virtual no cálculo dos parâmetros de dano, como foi feito, os valores finais de integridade das simulações sem perda de rigidez foram os que ficaram mais próximos dos valores finais de rigidez global obtidos nos ensaios, para os materiais e as condições avaliadas. Este resultado significa que, nas análises sem perda de rigidez, o mais indicado é utilizar toda a área da amostra virtual no cálculo dos

parâmetros de dano; enquanto nas análises com perda de rigidez, deve-se utilizar uma área menor na região central da amostra.

Para as análises com perda de rigidez, para simular o efeito do trincamento, prevendo o  $N_f$  e a rigidez global do material, pode ser possível utilizar uma área reduzida para o cálculo dos parâmetros de dano. Isso forçaria o dano a se desenvolver quase que totalmente dentro desta área e reduziria a integridade final das simulações, aproximando mais os resultados deste tipo de análise dos resultados reais do ensaio OT.

De modo geral, as simulações dos ensaios OT mostram que o modelo numérico em escala reduzida, calibrado com resultados de uma estrutura real equivalente, forneceu resultados satisfatórios, dentro das limitações inerentes ao modelo teórico. O procedimento de calibração adotado proporcionou boas previsões do ciclo de ruptura do ensaio real, mas superestimou a evolução do dano. Possivelmente, as previsões de evolução e distribuição de dano e da rigidez global podem ser corrigidas com uma calibração que envolva o cálculo do parâmetro  $S$ , antes da homogeneização, e, no caso das análises com perda de rigidez, com a adoção de uma área reduzida para o cálculo dos parâmetros de dano.

### **4.3 MODELAGEM DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTO**

#### **4.3.1 Construção do Modelo sem Trincas**

A modelagem de estruturas de pavimento foi realizada em três etapas: na primeira etapa, foram realizadas simulações para calibração de modelo; na segunda etapa, foi realizado um estudo paramétrico; e na terceira etapa, foram realizadas simulações de estruturas reais de pavimento. Para cada uma destas etapas, construiu-se um conjunto de modelos numéricos.

Para a etapa de calibração, construíram-se três modelos de estruturas de pavimento, sem trinca. Estes modelos possuíam quatro camadas, representando o subleito, a sub-base, a base e o revestimento asfáltico (Figura 57(a)). A única diferença entre os modelos foi a espessura da camada de revestimento novo (50 mm, 75 mm e 100 mm). As camadas de subleito, sub-base e base possuíam espessuras de 3800 mm, 200 mm e 150 mm, respectivamente. Os modelos foram axissimétricos e possuíam uma base com largura constante de 1825 mm. A Figura 57 (a) ilustra o modelo considerando a



espessura de 100 mm no revestimento. Na figura, as camadas de revestimento, base, sub-base e subleito são representadas nas cores azul, cinza, azul marinho e amarelo, respectivamente.

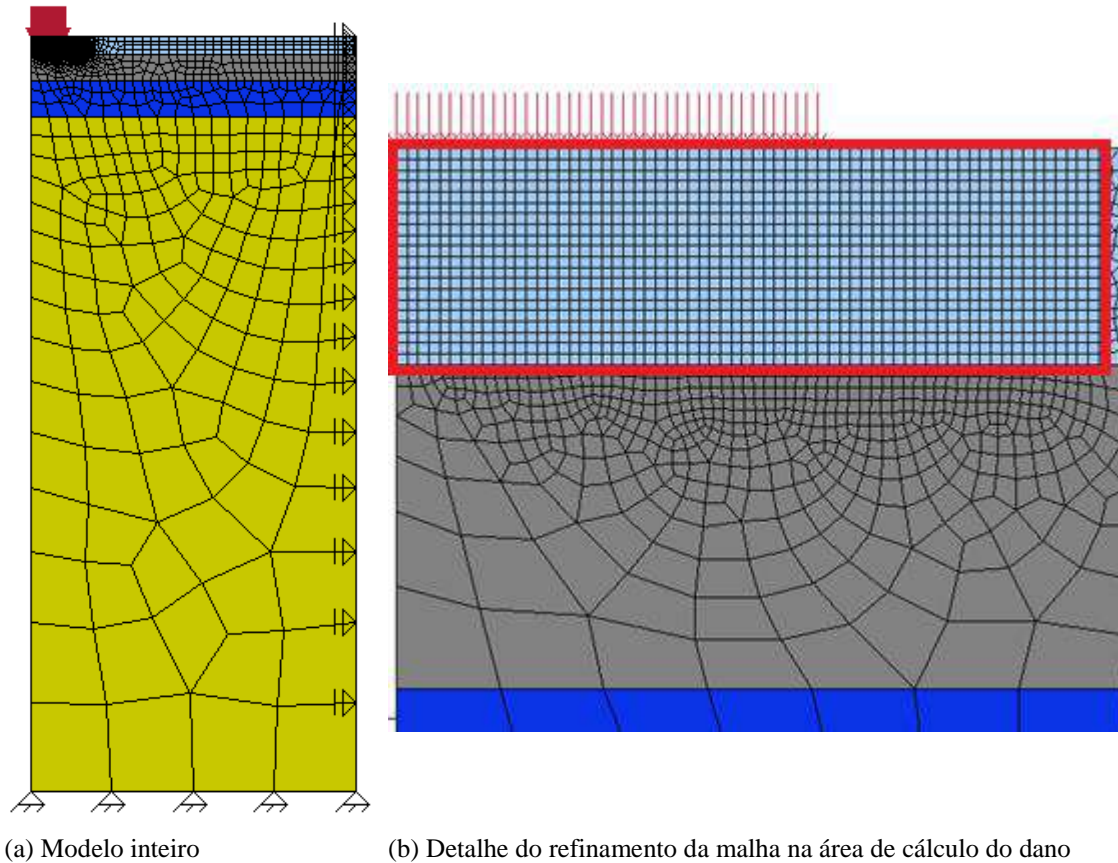


Figura 57. Modelo de estrutura de pavimento com camada de 100 mm de revestimento, sem trincas.

Fonte: autoria própria.

Todas as malhas utilizadas foram obtidas após um estudo de convergência de malha, como o apresentado na Seção 4.2.1. O mesmo padrão de refinamento foi utilizado para os três modelos de estruturas da etapa de calibração, variando apenas a espessura da camada de revestimento.

A Figura 57(b) apresenta o detalhamento da malha dentro da área utilizada para o cálculo do dano. Esta área possui 330 mm de comprimento e altura igual à espessura da camada de revestimento. Dentro desta área, foram utilizados elementos quadrados, com 5 mm de aresta, mantendo a malha homogênea. Nas simulações do ensaio OT, existia apenas uma pré-trinca, no centro da amostra. Por isso, o refinamento da malha ficou concentrado somente nesta região. Nas simulações do estudo paramétrico e das estruturas reais de pavimento, foi utilizada mais de uma pré-trinca, abaixo da área de

cálculo do dano e, por esse motivo, utilizou-se um refinamento homogêneo em toda esta região do modelo. Além disso, a malha homogênea também facilitou o processo de inserção das trincas.

Nos modelos de estruturas de pavimento, as condições de contorno aplicadas foram: apoio de segundo gênero na base e apoio simples na lateral externa ao eixo de simetria, com deslocamentos livres na direção vertical, conforme indicado na Figura 57(a). As malhas finais das simulações de calibração possuíam 1692, 2086 e 2457 nós e 1611, 2002 e 2370 elementos, respectivamente, para as estruturas com revestimentos de 50, 75 e 100 mm. Em todas as simulações de pavimentos, foram aplicados  $10^6$  de ciclos de carregamento e os modelos foram todos simulados sem perda de rigidez. O tempo médio de execução das simulações foi de 13 horas.

Para a etapa de estudo paramétrico, construíram-se 12 modelos de estruturas de pavimento. Estes modelos possuíam cinco camadas, que representam o subleito, a sub-base, a base, o revestimento asfáltico velho e o revestimento asfáltico novo (Figura 58(a)). Os modelos foram obtidos pelas combinações entre as alternativas de espessuras da camada de revestimento novo (50 mm, 75 mm e 100 mm) e as alternativas de número de trincas do revestimento velho (zero, uma, quatro e sete). As camadas de subleito, sub-base, base e revestimento velho possuíam espessuras fixas de 3800 mm, 200 mm, 150 mm e 50 mm, respectivamente. Os modelos foram axissimétricos e possuíam uma base com largura constante de 1825 mm.

A Figura 58(a) apresenta uma das malhas utilizadas para as simulações da etapa de estudo paramétrico (revestimento novo com 100 mm de espessura e revestimento velho com sete trincas). Na figura, as camadas de revestimento novo, revestimento velho, base, sub-base e subleito são representadas nas cores azul, cinza, azul marinho e amarelo e laranja, respectivamente. Todas as malhas utilizadas foram obtidas após um estudo de convergência de malha, como o apresentado na Seção 4.2.1. Foi adotado o mesmo padrão de refinamento utilizado para os modelos de estruturas da etapa de calibração, variando apenas a espessura da camada de revestimento novo e o número de trincas da camada de revestimento velho.

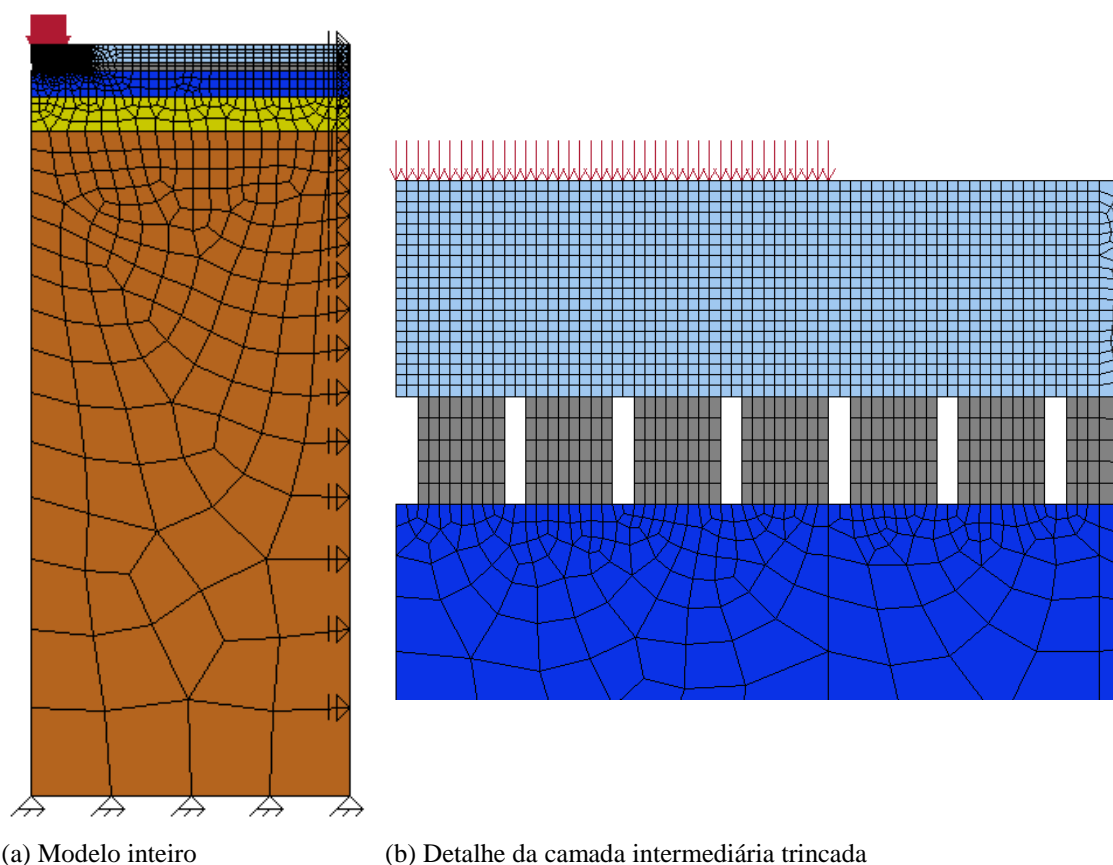


Figura 58. Modelo de estrutura de pavimento com camada de 100 mm de revestimento, com sete trincas.

Fonte: autoria própria.

A Figura 58(b) apresenta o detalhamento da malha dentro da área utilizada para o cálculo do dano e da área onde foram inseridas as trincas. A área de cálculo do dano foi a mesma utilizada nas estruturas da etapa de calibração. As trincas foram inseridas apenas abaixo da área de cálculo de dano, variando entre zero, uma, quatro e sete trincas. Os números de trincas adotados correspondem, respectivamente, a volumes de vazios de médios 3,9%, 11,7% e 20,5%, com relação ao volume da camada de revestimento velho, imediatamente abaixo da área de cálculo do dano (cilindro resultante do modelo axissimétricos).

As trincas foram inseridas apenas abaixo da área de cálculo do dano, uma vez que esta é a área de interesse. Além disso, também foi verificado, em análises preliminares, que a inserção de trincas em regiões distantes desta área não causou variações significativas na distribuição ou na evolução do dano, dentro da área de cálculo do dano (variações da integridade homogeneizada final do modelo inferiores a 2%). Isso ocorre porque o dano foi calculado apenas na área indicada na Figura 58(b) e a carga foi aplicada apenas em uma pequena faixa, próxima a esta área e junto ao eixo do modelo

axissimétrico.

Por último, para as simulações de estruturas reais, construíram-se quatro modelos de estruturas de pavimento, semelhantes aos modelos do estudo paramétrico (Figura 58). Estes modelos também possuíam cinco camadas, que representaram o subleito, a sub-base, a base, o revestimento asfáltico velho e o revestimento asfáltico novo. Os modelos possuíam uma base com largura constante de 1825 mm e uma camada de subleito com espessura fixa de 3800 mm. As demais camadas possuíam espessuras variadas e a camada de revestimento velho foi simulada com o número máximo de trincas (sete). As espessuras e propriedades das camadas dos modelos foram obtidas a partir de quatro seções de pavimentos do Projeto Fundão (FRITZEN, 2016).

#### **4.3.2 Calibração do Modelo**

Para esta pesquisa, optou-se por calibrar os modelos de estruturas de pavimentos utilizando como referência os resultados obtidos com o programa *Layered Viscoelastic Continuum Damage* (LVECD). Como citado por Mocelin (2018), diversos trabalhos compararam os resultados do LVECD com dados reais de campo, mostrando sua capacidade de previsão (PARK, 2013; NASCIMENTO, 2015; SCHUSTER, 2018; LOPES, 2019).

O LVECD foi desenvolvido a partir do trabalho de Eslaminia *et al.* (2012). Baseado em uma abordagem viscoelástica de cargas em movimento, no modelo S-VECD, utiliza o critério de falha do  $G^R$  e considera o carregamento em movimento gerando tensões tridimensionais. O LVECD considera a estrutura do pavimento como um sistema de camadas infinitas, em que as camadas não asfálticas são modeladas como materiais elásticos lineares e a carga do tráfego é idealizada como uma carga cíclica com forma (área de contato do pneu) e velocidade constantes.

Os modelos da Figura 57 foram construídos de forma equivalente no AEDCISO e no LVECD (espessuras, módulos, condições de contorno e carregamento) e simulados com a mesma temperatura (25°C) e número de repetições de carga ( $1 \times 10^6$ ). A partir destas simulações, obtiveram-se os danos médios das camadas de revestimento, com os quais calcularam-se os percentuais de área trincada prevista. Então, a calibração do AEDCISO foi feita a partir da comparação entre os resultados obtidos com os dois programas.

O dano por fadiga no LVECD é calculado, para cada ponto, como a razão entre o número de repetições de carga acumulado ( $N$ ) e o número de repetições de carga máximo que o material pode suportar até atingir a ruptura total ( $N_f$ ). Essa razão  $N/N_f$  é calculada a partir da envoltória do  $G^R$ , com base na Lei de Miner, cujos valores variam de zero a um, sendo zero para o material sem dano e um para o material totalmente danificado. Para o cálculo do dano médio da camada asfáltica, considera-se uma malha com 110 pontos, contendo 11 pontos distribuídos por 32,85 cm na horizontal, a partir do centro entre as duas rodas, e 10 pontos na vertical, distribuídos igualmente ao longo da espessura da camada (Figura 59). Nos modelos desenvolvidos com o AEDCISO, considerou-se uma área equivalente a esta para o cálculo do dano, mas com o número e distribuição dos pontos dependendo da malha de elementos finitos gerada.

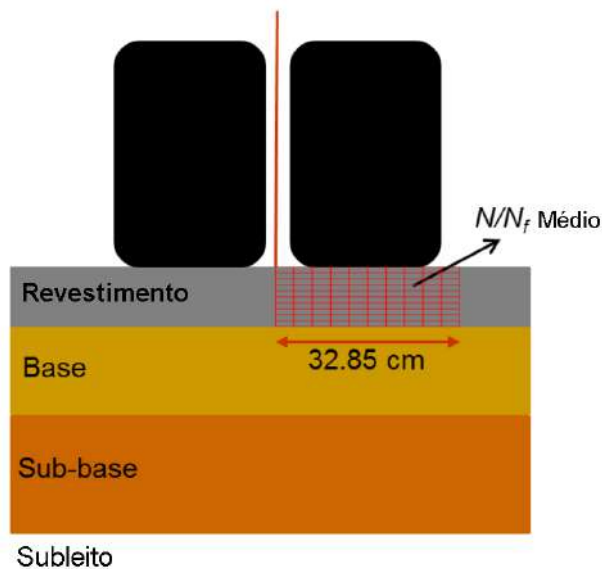


Figura 59. Malha de pontos considerada no cálculo do dano médio ( $N/N_f$ ) no LVECD.

Fonte: Nascimento (2015).

Nascimento (2015) transformou o dano médio simulado com o LVECD em uma curva única de dano médio reduzido, utilizando uma função de ajuste empírica desenvolvida pelo próprio autor, denominada de *shift factor* (Equação 28). Após este procedimento de translação, o dano médio reduzido é convertido em percentual de área trincada, por meio de uma equação, também empírica, denominada função de correspondência campo-laboratório, ou Função de Transferência (Equação 29). Por último, a área trincada prevista é corrigida em função da estimativa do erro padrão (Equação 30). As equações utilizadas neste procedimento são:

$$D_{red} = D \cdot SF \quad (28)$$

$$AT_{prevista} = C1(D_{red})^{C2} \quad (29)$$

$$AT_{corrigida} = AT_{prevista} + Z \cdot f(E) \quad (30)$$

$$f(E) = a(D_{red})^2 + b(D_{red}) + c \quad (31)$$

Onde:

$D$  é o dano médio calculado pelo programa;

$D_{red}$  é o dano médio reduzido;

$SF$  é a função *shift factor*;

$AT_{prevista}$  é o percentual de área trincada previsto;

$AT_{corrigido}$  é o percentual de área trincada corrigido pela função de erro;

$Z$  é o erro padrão normal, que depende do nível de confiabilidade desejado;

$f(E)$  é a função do erro padrão;

$C1$ ,  $C2$ ,  $a$ ,  $b$  e  $c$  são coeficientes de ajuste empíricos.

Para o procedimento de calibração, como o objetivo foi comparar os resultados obtidos com os dois programas, não foi calculado o dano reduzido, sendo utilizado diretamente o dano médio calculado pelo LVECD. Para o erro padrão normal e os coeficientes da função de erro padrão foram adotados os coeficientes apresentados por Nascimento (2015), para um nível de confiabilidade de 95% ( $Z = 1,95$ ;  $a = 24,219$ ;  $b = 0,8043$ ;  $c = -0,1419$ ). A partir destes resultados, o dano médio obtido com o AEDCISO foi calibrado e os coeficientes da função de transferência foram ajustados.

Nas simulações realizadas com o LVECD, para calibração do modelo desenvolvido, foram utilizadas as propriedades viscoelásticas e de dano por fadiga de cinco misturas asfálticas: as três misturas apresentadas na parte experimental e duas misturas quentes adicionais, produzidas pelo CENPES/PETROBRAS, identificadas como M4 e M5.

As Figuras 60, 61 e 62 apresentam, respectivamente, as curvas mestras, as curvas características de dano ( $CxS$ ) e as envoltórias de  $G^R$  das cinco misturas utilizadas. Todos os valores das propriedades viscoelásticas e de dano por fadiga das cinco misturas utilizadas encontram-se no Apêndice F.

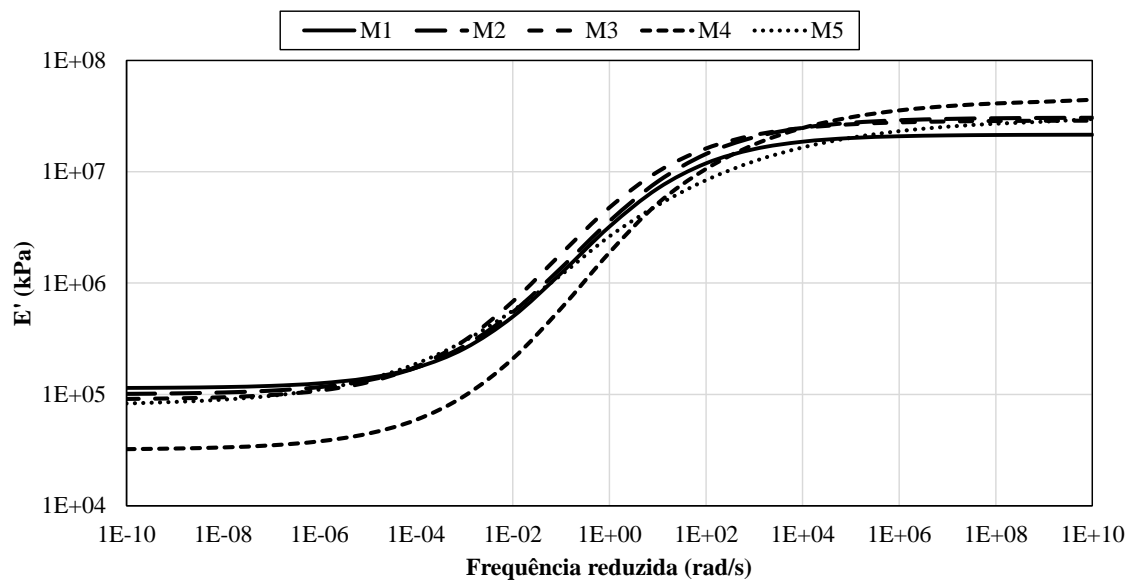


Figura 60. Curvas mestras das cinco misturas utilizadas para a calibração.

Fonte: autoria própria.

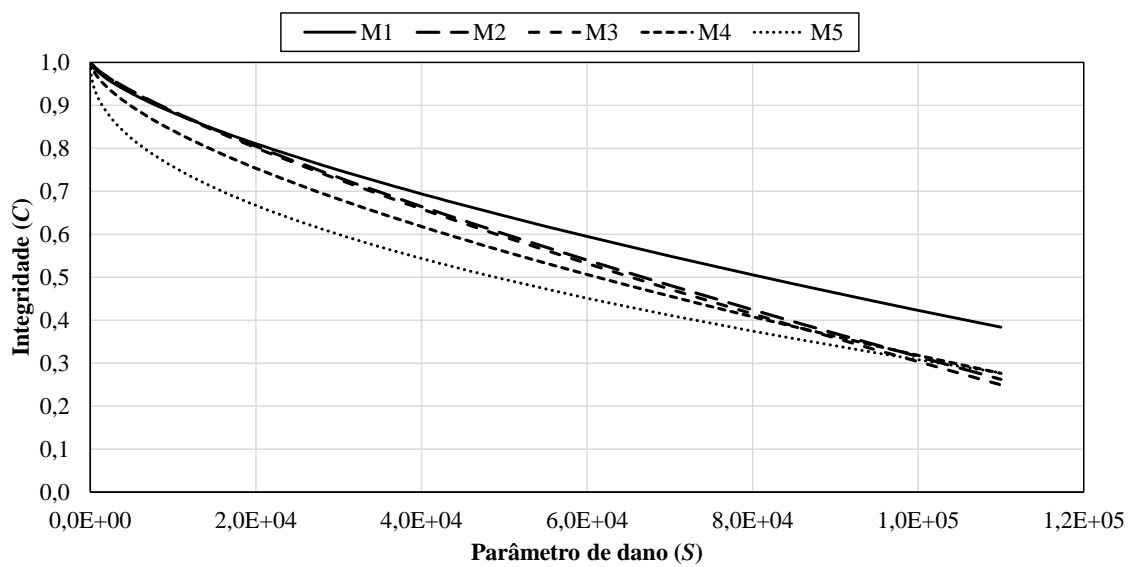


Figura 61. Curvas características de dano (CxS) das cinco misturas utilizadas para a calibração.

Fonte: autoria própria.

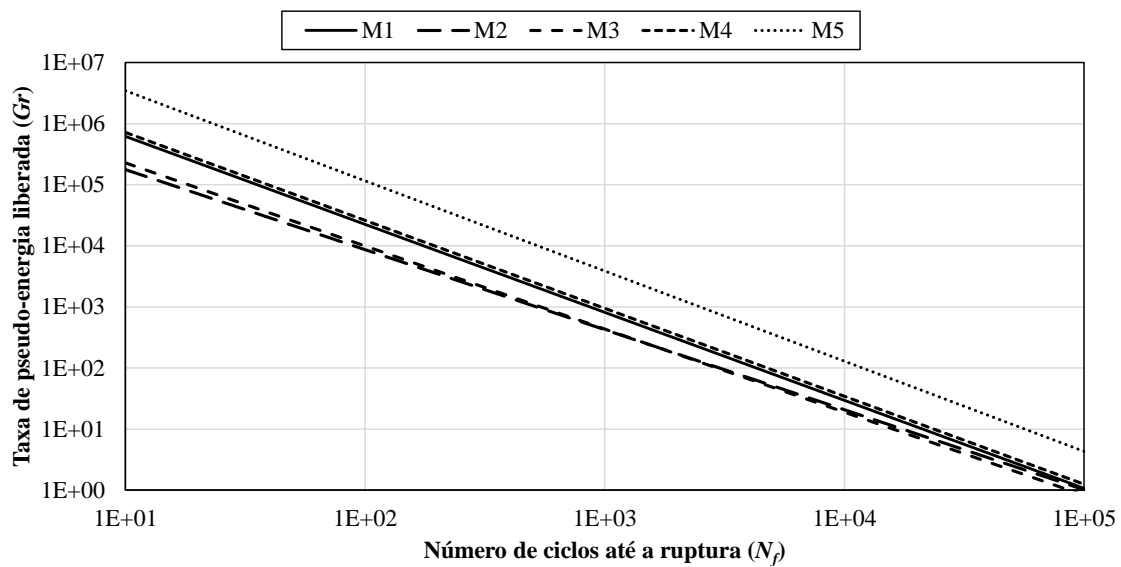


Figura 62. Envoltórias de  $G^R$  das cinco misturas utilizadas para a calibração.

Fonte: autoria própria.

A Figura 63 apresenta as curvas de evolução do dano médio para a estrutura com 50 mm de espessura de revestimento asfáltico. Todas as curvas de evolução do dano médio para as estruturas com 50 mm, 75 mm e 100 mm de revestimento encontram-se no Apêndice G.

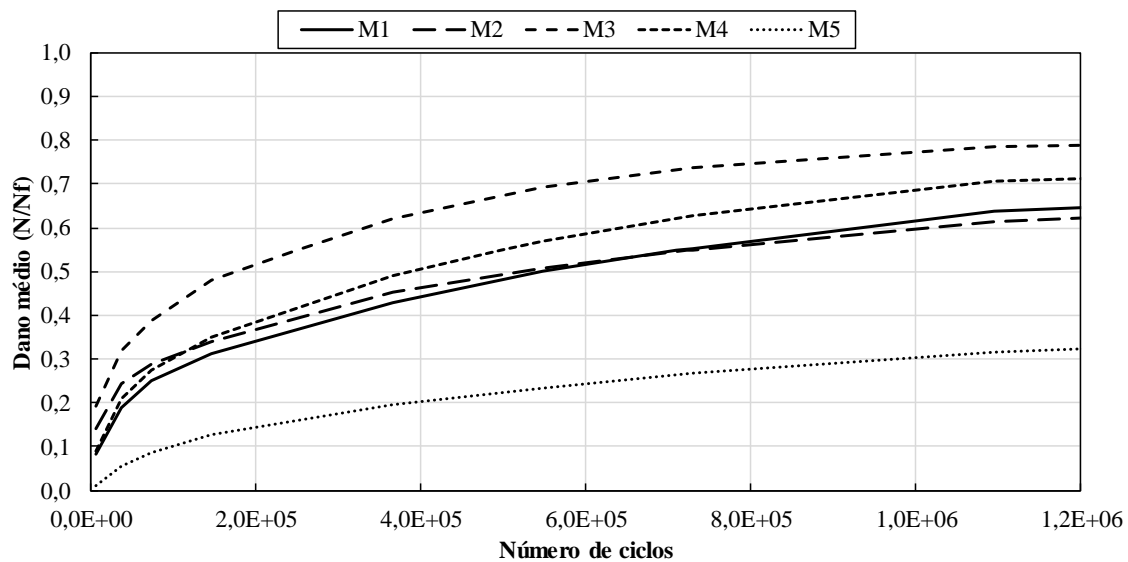


Figura 63. Evolução do dano médio calculado com o LVECD.

Fonte: autoria própria.

A definição de dano por fadiga utilizada nesta pesquisa é semelhante à apresentada por Nascimento (2015), mas com uma alteração: o dano é calculado como a razão entre o parâmetro de dano acumulado,  $S$ , e o parâmetro de dano final,  $S_f$ ,



correspondente ao número máximo de repetições que o material pode suportar ( $N_f$ ), que é calculado a partir do cruzamento das envoltórias do  $G^R$  experimental e simulado, conforme Almeida (2019). Esta definição de dano também varia de 0 a 1, com 0 para o material sem danos e 1 para o material totalmente danificado.

Além da mudança de variáveis utilizadas na definição do dano, o procedimento de cálculo também foi feito de forma diferente. No AEDCISO, para cada elemento viscoelástico da malha, calculam-se os parâmetros de dano  $S$ ,  $C$  e  $G^R$ , com os quais se calculam os parâmetros de dano homogeneizados, considerando apenas os elementos da área de cálculo do dano. A partir destes valores homogeneizados, calculam-se os valores de  $N_f$ ,  $S_f$  e da razão  $S/S_f$  de cada simulação, separadamente em uma planilha de cálculo. O dano calculado desta forma é considerado equivalente ao dano médio calculado pelo LVECD.

A Figura 64 apresenta as curvas de evolução do dano médio homogeneizado, sem calibração, obtidas para o modelo de estrutura de 50 mm de espessura de revestimento asfáltico. Todas as curvas de evolução do dano médio homogeneizado estão no Apêndice H.

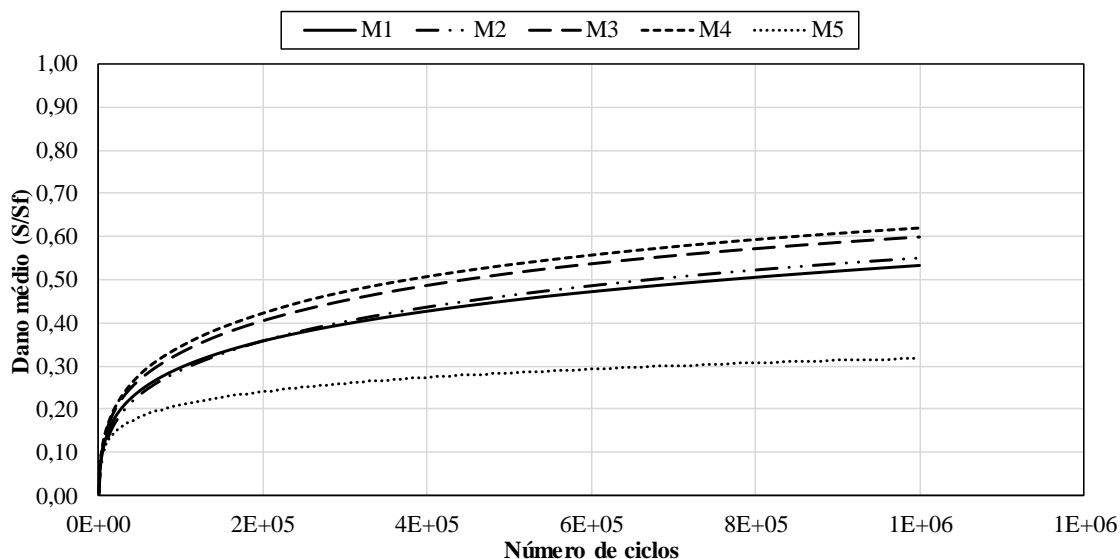


Figura 64. Evolução do dano médio calculado com o AEDCISO, sem calibração.

Fonte: autoria própria.

A Figura 65 apresenta uma linha de igualdade para comparação entre os valores de dano calculados com o LVECD e com o AEDCISO, sem calibração. Ao todo, são apresentados 450 pontos, referentes às 15 simulações realizadas para a calibração do

modelo (30 de cada). Observa-se que, mesmo sem a calibração, os dados apresentaram uma linha de ajuste com inclinação próxima a 1,0 e  $R^2 = 0,94$ , indicando que os resultados obtidos com os dois programas foram semelhantes.

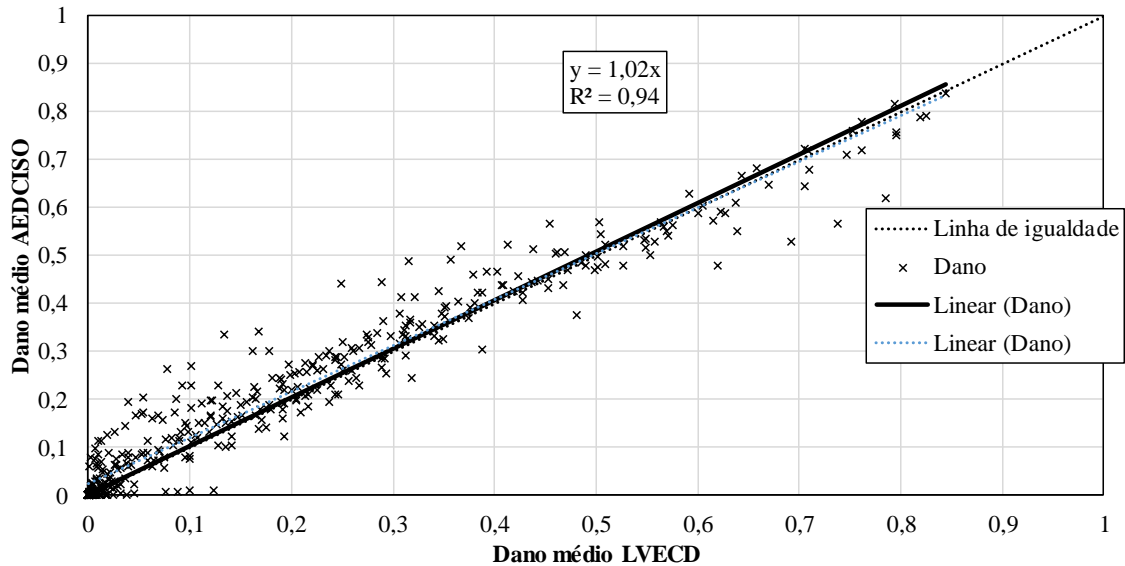


Figura 65. Comparação entre o dano médio obtido com os dois programas, sem calibração.

Fonte: autoria própria.

Para o processo de calibração, foram testados diferentes modelos de equações que incluíram o dano simulado, as propriedades dos materiais e a espessura da camada de revestimento (diferentes combinações). A opção que apresentou melhores resultados foi a correção do dano por um fator multiplicativo (*shift*), calculado em função da espessura da camada de revestimento ( $h$ ), conforme a Equação (32):

$$Shift = \frac{S1}{1 + Exp(S2 \cdot h - S3)} \quad (32)$$

Onde  $S1$ ,  $S2$  e  $S3$  são os coeficientes de calibração.

A Figura 66 apresenta a comparação entre os valores de dano calculados com o LVECD e com o AEDCISO após a calibração.

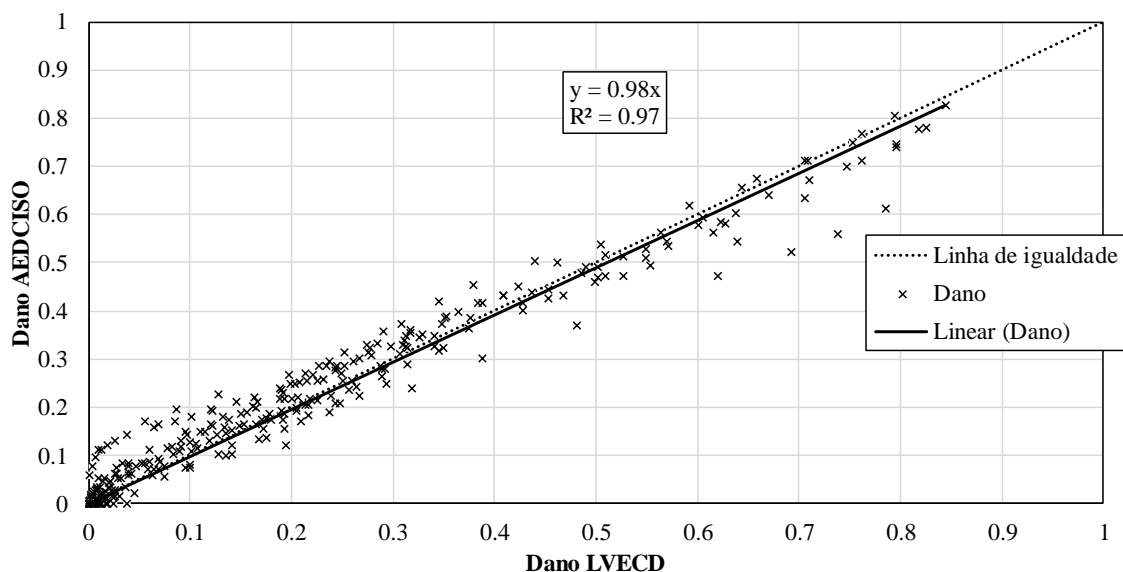


Figura 66. Comparação entre o dano médio obtido com os dois programas, após a calibração.

Fonte: autoria própria.

Pela Figura 66, observa-se que, após a calibração, os dados apresentaram uma linha de ajuste com inclinação também próxima a 1,0, com  $R^2 = 0,97$ , indicando que a calibração reduziu levemente a dispersão dos dados. Estes mesmos dados são apresentados na Figura 67, em escala log-log, com a inclusão de faixas (linhas vermelhas), que indicam limites de variação de até 50%, acima e abaixo da linha de igualdade. Por este gráfico, percebe-se que a maior dispersão percentual dos dados ocorreu para valores de dano inferiores a 0,1.

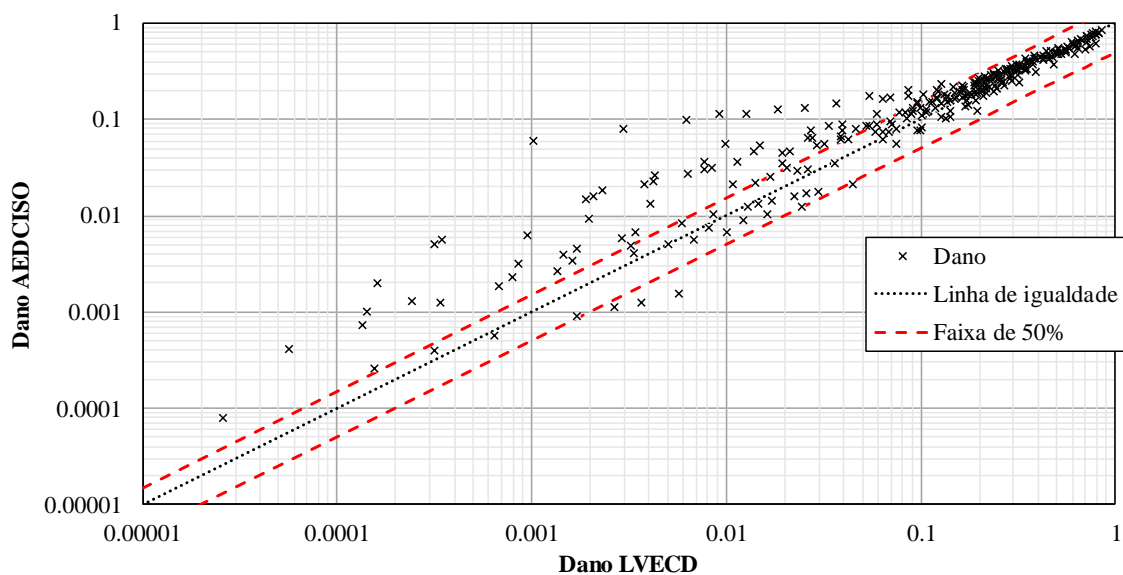


Figura 67. Comparação entre o dano médio obtido com os dois programas (escala log-log).

Fonte: autoria própria.

Variando o percentual das faixas limites da Figura 67, foram obtidos os dados apresentados na Tabela 12. Estes dados quantificam a dispersão dos valores de dano calculados com o AEDCISO, em comparação com os valores calculados com o LVECD. Os quantitativos demonstraram a alta dispersão dos pontos referentes aos valores considerando o dano no intervalo de 0,0 a 0,1; apenas 25% destes valores apresentam variação inferior a 50%. Considerando apenas os pontos com dano no intervalo de 0,1 a 1,0, a dispersão apresentada foi bem menor; mais de 90% destes valores apresentaram variação inferior a 30%.

Tabela 12. Quantitativos da dispersão dos valores de dano calculados com o AEDCISO.

<b>Dano considerado</b>	<b>Posição dos pontos</b>	<b>Faixa de variação</b>					
		<b>5%</b>	<b>10%</b>	<b>15%</b>	<b>20%</b>	<b>30%</b>	<b>50%</b>
[0,0 - 0,1]	Dentro da faixa	2%	4%	7%	9%	16%	25%
[0,1 - 1,0]	Dentro da faixa	25%	54%	66%	76%	93%	98%
[0,0 - 1,0]	Dentro da faixa	34%	46%	52%	57%	66%	72%

Fonte: autoria própria.

Além da dispersão, quantificou-se que as previsões com o AEDCISO superestimaram o dano do LVECD em 66% dos casos. Esse percentual caiu para 56%, considerando apenas os pontos com dano entre 0,1 a 1,0, e subiu para 76%, considerando apenas os pontos com dano inferior a 0,1. O alto percentual de valores superestimados, no intervalo de 0,0 a 1,0, mostra que o modelo criado apresentou uma tendência de desenvolvimento acelerado do dano inicial. Esta tendência também pode ser verificada comparando as Figuras 63 e 64, onde observa-se que as curvas de dano obtidas com o AEDCISO apresentaram maior inclinação inicial.

De modo geral, para a faixa de dano de 0,0 a 0,1, as simulações com o AEDCISO apresentaram resultados muito distantes dos resultados do LVECD. No entanto, a baixa qualidade dos resultados para esse intervalo de dano não comprometeu a previsão de área trincada, pois a prevista para esse nível de dano é praticamente zero. As possíveis fontes para as divergências entre os resultados obtidos com os dois programas são: diferenças no estado de tensões (3-D e axissimétricos); forma de aplicação do carregamento; e consideração do estado estacionário pelo AEDCISO.

Após o processo de calibração, o dano médio foi convertido em percentual de área trincada, por meio da função de transferência (Equação 29), utilizando os

coeficientes obtidos por Nascimento (2015) ( $C1 = 4959$  e  $C2 = 6,45$ ). As previsões obtidas para as simulações de calibração estão apresentadas na Figura 68, onde estão plotados, para cada caso simulado, os percentuais de área trincada calculados a partir do dano médio obtido com os dois programas, em função do dano obtido pelo AEDCISO.

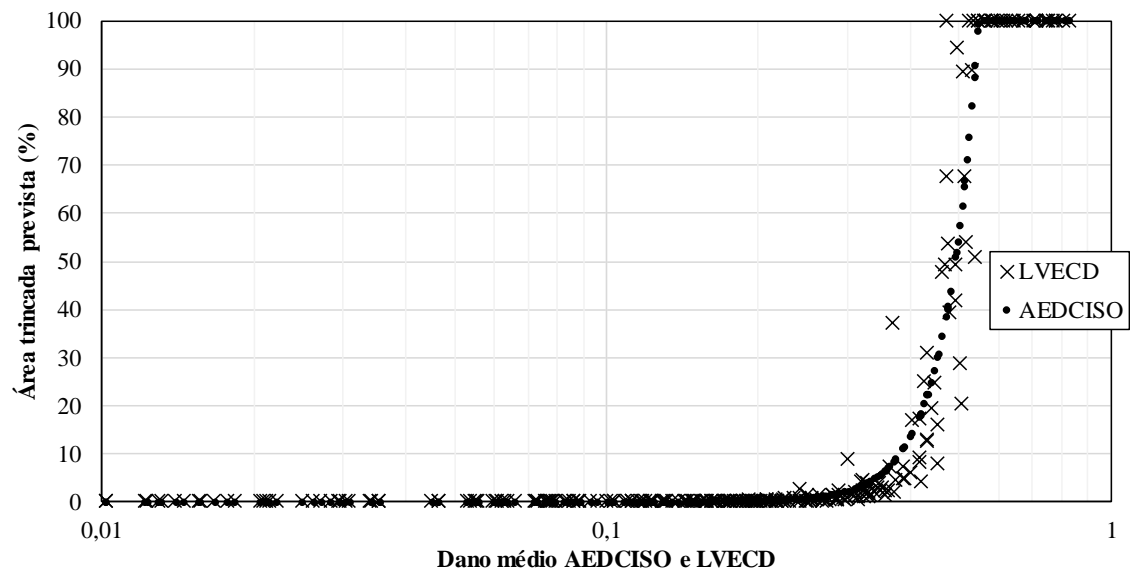


Figura 68. Ajuste da função de transferência.

Fonte: autoria própria.

Os resultados da Figura

68 mostram que a evolução da área trincada prevista a partir do modelo desenvolvido no AEDCISO foi semelhante à previsão feita com o modelo do LVECD, apresentando a mesma tendência e pouca dispersão. Estes dados estão detalhados nas Figuras 69, 70 e 71, em função do número de ciclos de carregamento, agrupados pela espessura do revestimento. Nas figuras, os resultados do LVECD são representados com linhas contínuas e os do AEDCISO são representados com linhas pontilhadas. Os gráficos agrupados por mistura estão no Apêndice I.

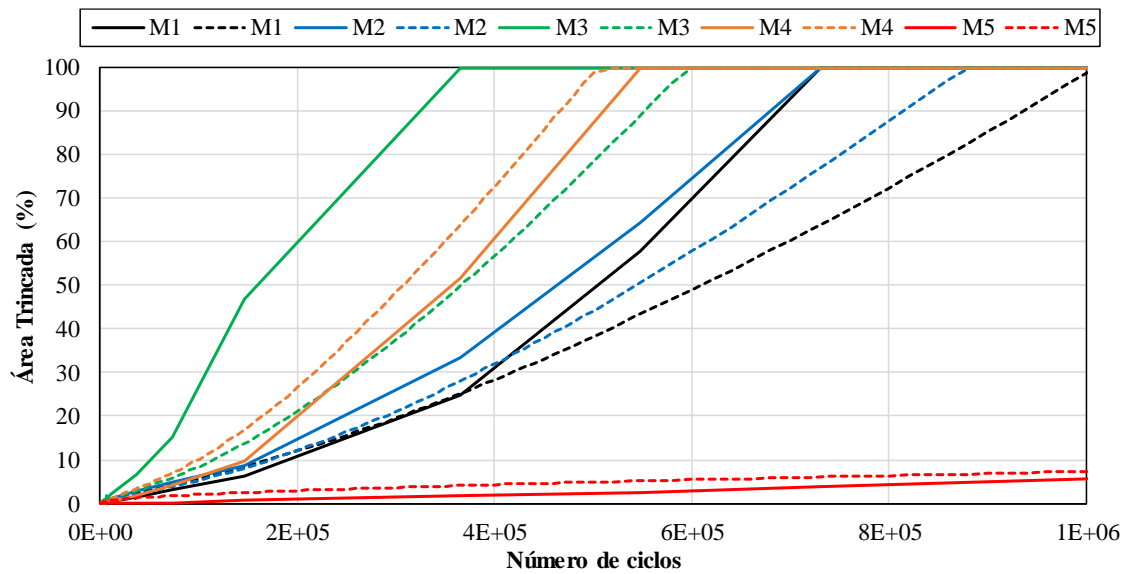


Figura 69. Previsões de área trincada para a estrutura com 50 mm de revestimento.

Fonte: autoria própria.

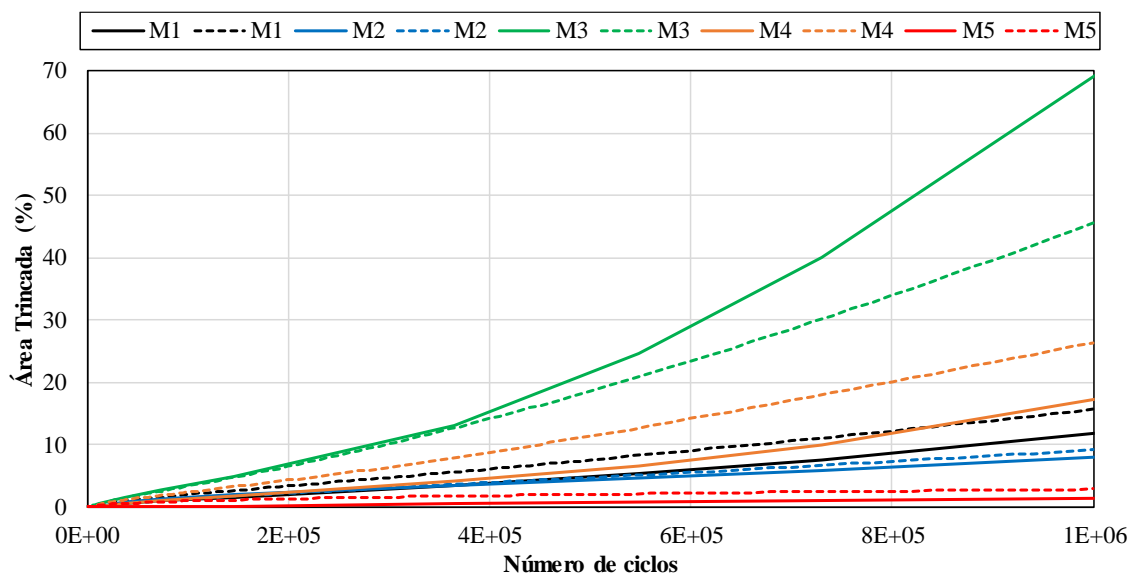


Figura 70. Previsões de área trincada para a estrutura com 75 mm de revestimento.

Fonte: autoria própria.

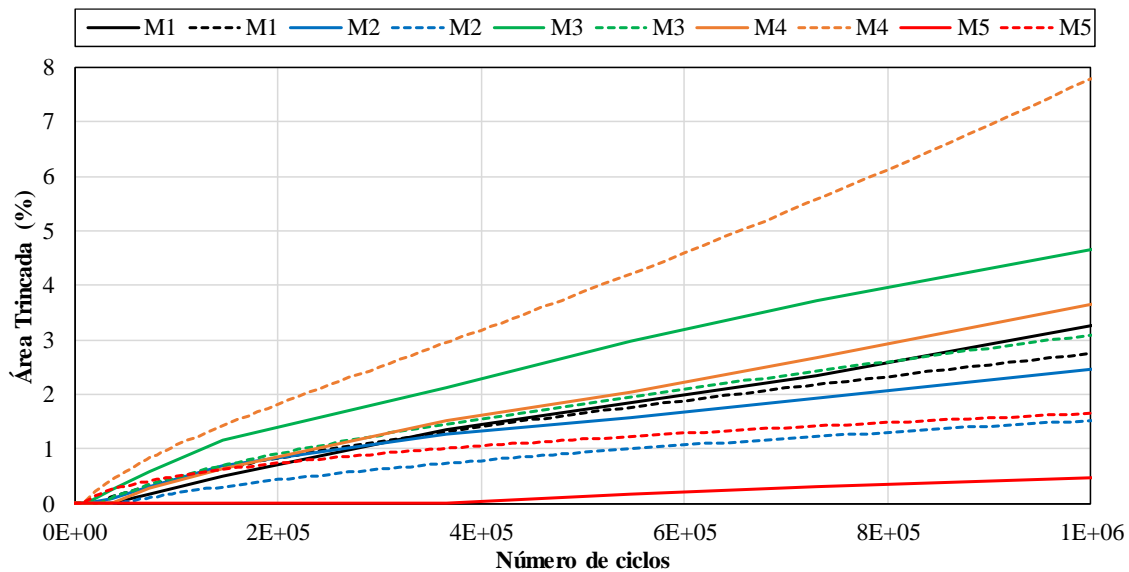


Figura 71. Previsões de área trincada para a estrutura com 100 mm de revestimento.

Fonte: autoria própria.

A partir das Figuras 69, 70 e 71, observa-se que as previsões de área trincada obtidas com os modelos desenvolvidos nos dois programas foram semelhantes, apresentando as mesmas tendências de comportamento e com a maioria dos pontos apresentando valores bem próximos. As maiores divergências entre os resultados foram observadas para as misturas M3 e M4 e para as estruturas com 100 mm de revestimento, que apresentaram baixo nível de dano.

Observa-se que o modelo desenvolvido apresentou melhores resultados para as estruturas com 50 mm e 75 mm de revestimento, que apresentaram um nível maior de dano, sendo capaz de capturar o desempenho muito superior da mistura M5, para a estrutura com 50 mm, e reproduzindo exatamente o mesmo ranqueamento, para a estrutura com 75 mm. Para a estrutura com 100 mm de revestimento, além de uma maior diferença nos percentuais de área trincada, as curvas de evolução de área trincada obtidas a partir dos dois programas apresentaram mais variações no ranqueamento entre as misturas.

De modo geral, as previsões de área trincada feitas com o AEDCISO apresentaram bons resultados, em comparação com os resultados do LVECD. As diferenças entre os resultados eram esperadas, considerando que existem diferenças importantes na concepção dos modelos e nos cálculos dos dois programas, como estado de tensões, consideração do estado estacionário, aplicação da carga e tempo. Desta forma, considera-se que os resultados da etapa de calibração foram satisfatórios e que o modelo

desenvolvido foi capaz de simular o dano por fadiga de uma estrutura de pavimento sem trincas.

#### 4.3.3 Estudo Paramétrico de Reflexão de Trincas

A etapa de estudo paramétrico foi realizada com o objetivo de determinar a forma mais adequada de representar, no AEDCISO, um pavimento com uma camada de revestimento velho trincada e para ampliar o entendimento sobre o fenômeno da reflexão de trincas em recapeamentos asfálticos.

Nestas simulações, quantificou-se a influência da espessura do revestimento novo e das propriedades da camada trincada. Variando-se a espessura da camada de revestimento novo, o número de trincas da camada de revestimento velho e a rigidez elástica do revestimento velho. Mantiveram-se constantes as propriedades da camada de revestimento novo (mistura M1), a espessura da camada de revestimento velho e as espessuras e as propriedades das demais camadas.

Para avaliar a forma de representar numericamente uma camada de revestimento velho trincada, variou-se o módulo de elasticidade desta camada utilizando os sete valores apresentados na Tabela 13. A faixa de valores utilizada foi escolhida apenas para garantir que o estudo paramétrico proporcionasse uma análise ampla do problema. Alguns desses valores não são representativos de módulos de misturas asfálticas

Tabela 13. Valores de módulo de elasticidade da camada de revestimentos asfáltico velha.

E1 (MPa)	E2 (MPa)	E3 (MPa)	E4 (MPa)	E5 (MPa)	E6 (MPa)	E7 (MPa)
250	500	1.000	5.000	10.000	50.000	100.000

Fonte: autoria própria.

O número de trincas da camada de revestimento velho variou entre zero, uma, quatro e sete, sendo que, no modelo com uma trinca, a trinca foi posicionada na borda do carregamento, posição de maior dano (Figura 72). Nos modelos com quatro e sete trincas, as trincas foram distribuídas uniformemente abaixo da área de cálculo do dano, conforme a Figura 58 (b). Desta forma, combinando as opções de espessura (três), rigidez (sete) e trincas (quatro), realizou-se um total de 84 simulações.



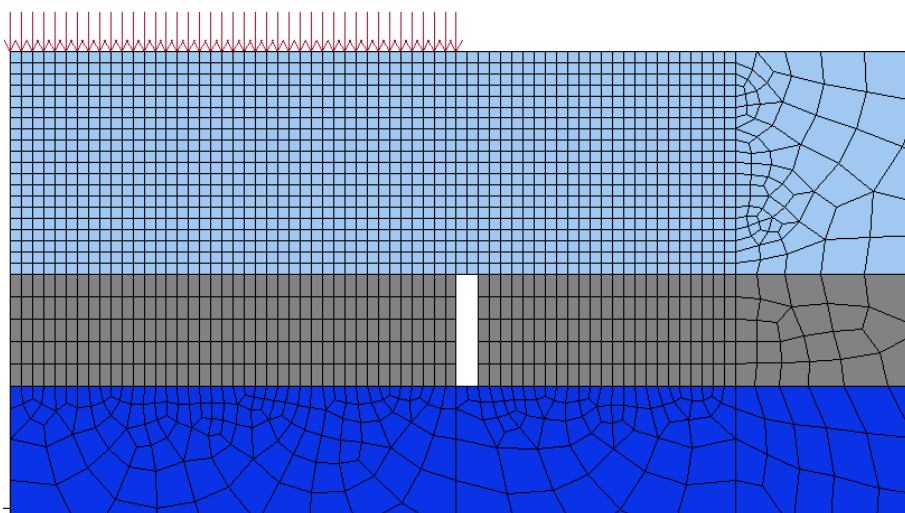


Figura 72. Modelo de estrutura de pavimento com 1 trinca na borda do carregamento.

Fonte: autoria própria.

As Figuras 73 e 74 apresentam os gráficos com evolução da área trincada para os modelos com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho sem trincas e com sete trincas, respectivamente. Os demais resultados estão no Apêndice J. Por estes resultados, percebe-se que o percentual de área trincada do revestimento novo é diretamente proporcional ao número de trincas do revestimento velho, mas não segue totalmente a ordem inversa de proporcionalidade com relação à rigidez desta camada.

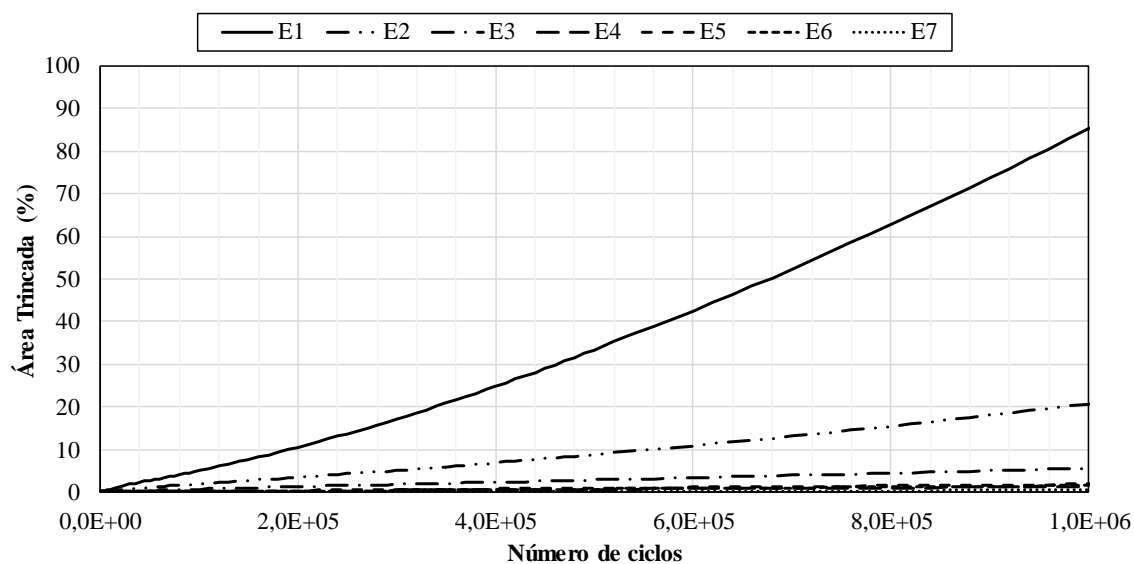


Figura 73. Modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm revestimento velho sem trincas.

Fonte: autoria própria.

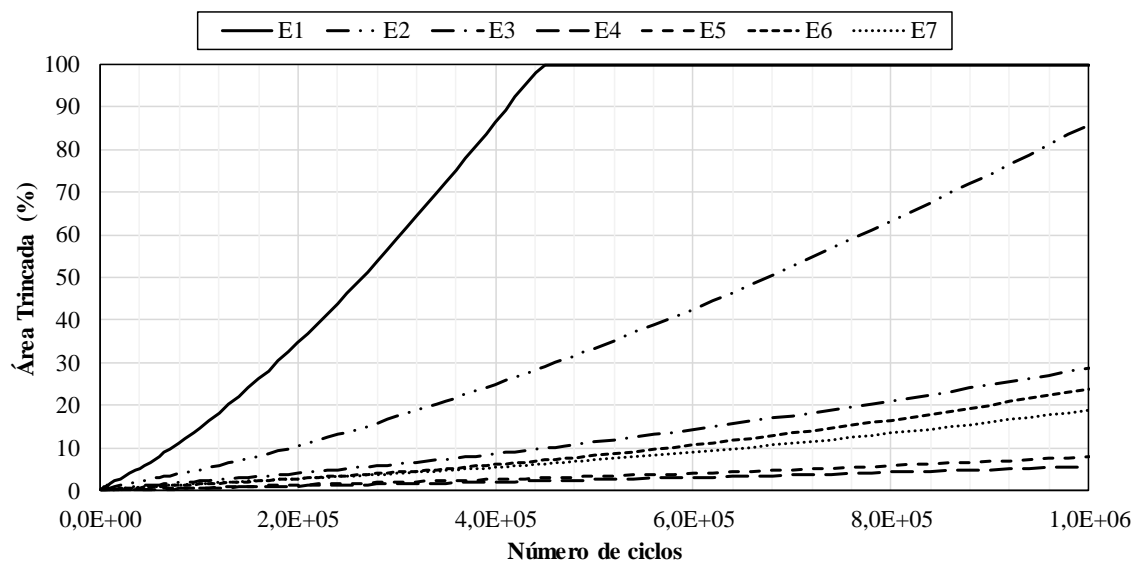


Figura 74. Modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm revestimento velho com 7 trincas.

Fonte: autoria própria.

Observando a Figura 74, percebe-se que as curvas de evolução de área trincada não apresentaram um ranqueamento exatamente igual à ordem crescente dos módulos da camada de revestimento velho. Esta observação fica mais evidente na Figura 75, onde são apresentados os percentuais finais de área trincada em função da rigidez do revestimento velho, para todos os modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm revestimento velho. Os gráficos para os modelos com revestimento de 75 mm e 100 mm estão no Apêndice L.

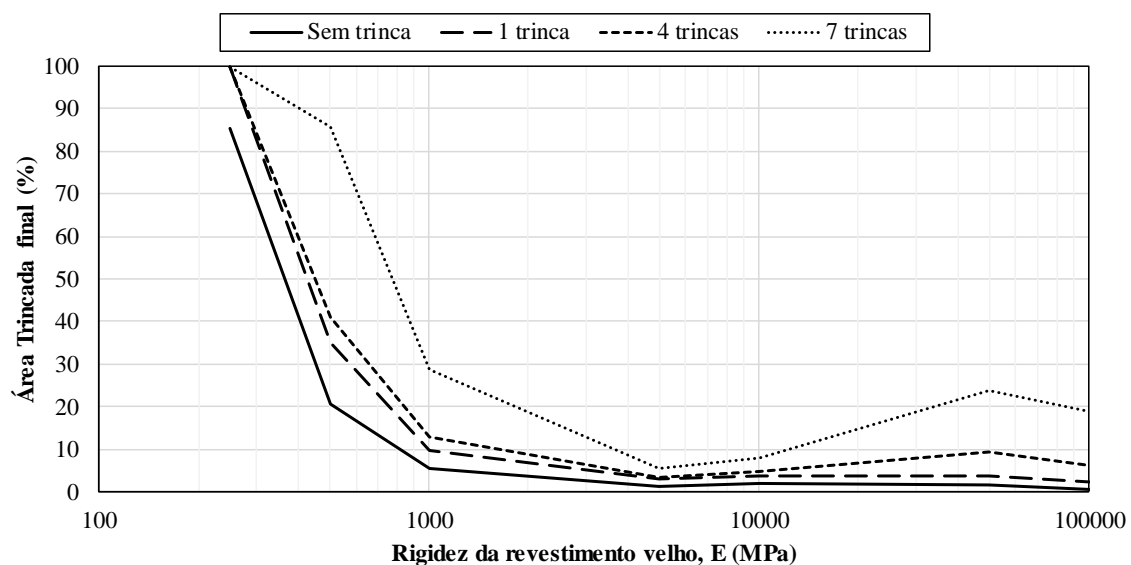


Figura 75. Percentual de área trincada final em função da rigidez do revestimento velho, para todos os modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm revestimento velho.

Fonte: autoria própria.

Por este gráfico, observa-se que o percentual de área trincada reduz com o aumento da rigidez do revestimento velho, até atingir um valor mínimo em E4 (5.000 MPa). Para os valores de rigidez maiores que E4, o percentual de área trincada aumentou, inicialmente, e voltou a cair para os valores mais altos, com a magnitude destas variações crescendo com o número de trincas. Para os modelos com revestimento novo de espessuras 75 mm e 100 mm, as tendências observadas foram semelhantes, com a mudança de comportamento ocorrendo para os valores de rigidez E4 e E5, mas com os percentuais de área trincada bem menores.

Pode-se compreender melhor o que ocorreu com estas simulações observando a distribuição espacial do dano gerado em cada uma delas. Para isso, a Figura 76 apresenta a variação da distribuição de dano em função de três valores de rigidez da camada de revestimento velho (E1, E4 e E7), para o modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho com 7 trincas.

Para o caso de menor rigidez (Figura 76a), o dano ocorre de forma generalizada na base e no topo da camada de revestimento novo, não havendo concentração de dano nas pontas das trincas. À medida que a rigidez do revestimento velho aumenta, observa-se que o dano na base do revestimento novo diminui e a concentração de dano sobre as trincas aumenta, tendendo a criar faixas verticais com nível de dano notavelmente maior que o das áreas adjacentes às trincas. Para o caso de maior rigidez, observa-se que o dano na base do revestimento novo ocorre apenas acima das trincas.

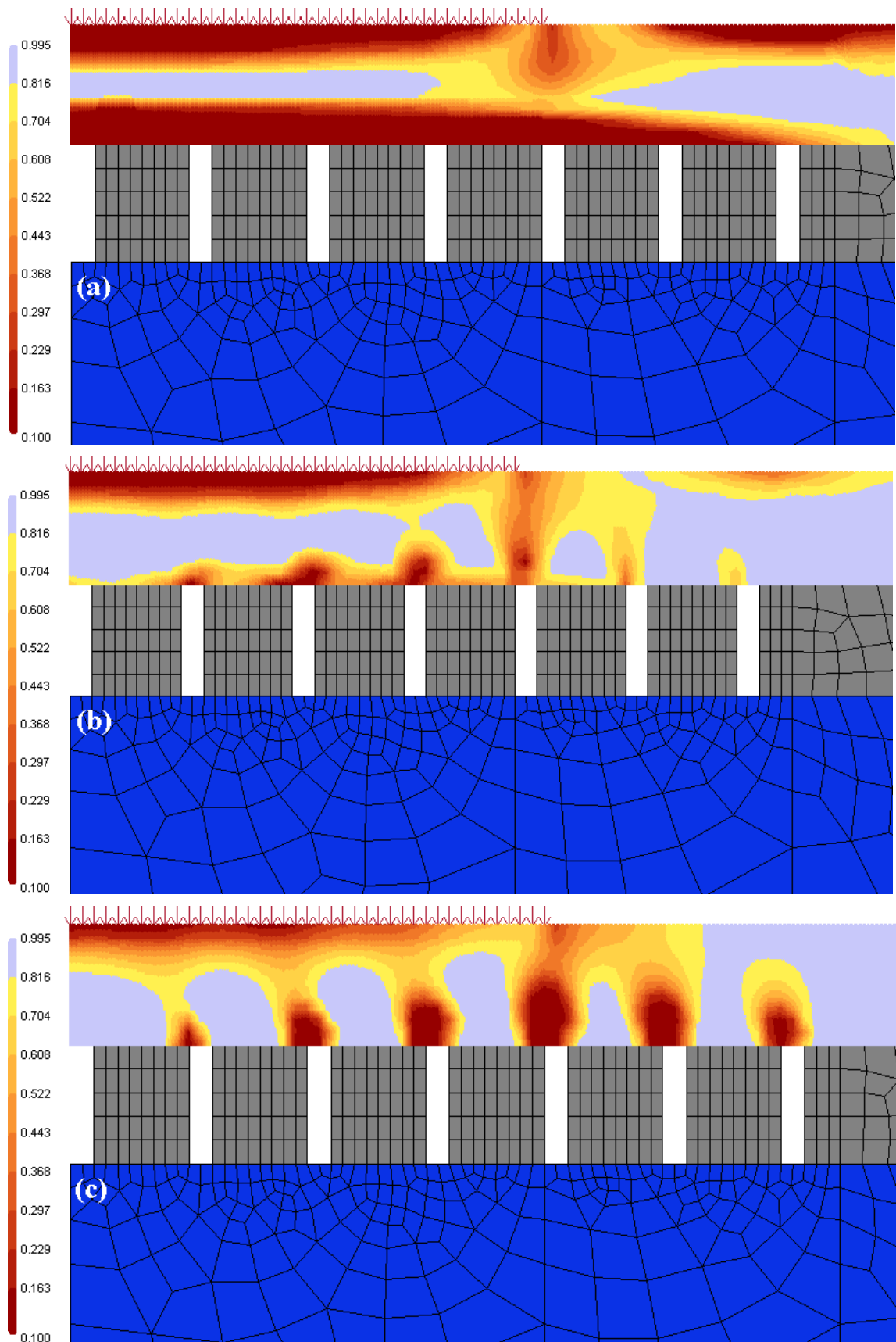


Figura 76. Distribuição de dano no modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho com 7 trincas: (a)  $E1 = 250$  MPa; (b)  $E4 = 5.000$  MPa; (c)  $E7 = 10.000$  MPa.

Fonte: autoria própria.

Para complementar esta análise, comparou-se a distribuição de dano dos modelos de pavimentos com trincas (Figura 76) e dos modelos equivalentes sem trincas, apresentados na Figura 77. Observa-se que as distribuições de dano das estruturas sem trincas, exceto pelas concentrações de dano, apresentaram comportamento idêntico às das estruturas com trincas, com o dano do revestimento novo reduzindo em função do aumento da rigidez do revestimento velho. A partir da rigidez E4 (Figura 76b), o dano do revestimento novo ocorreu apenas no topo e na região próxima à borda do carregamento, ficando a base com nível de dano próximo a zero.

Todas as imagens de distribuições de dano dos modelos com e sem trincas, para todos os valores de rigidez, estão no Apêndice M. Nestas imagens, observa-se que, somente a partir do valor de rigidez E4, o dano do revestimento novo se concentrou no topo e na região próxima à borda do carregamento e ocorreu a concentração de dano nas pontas das trincas.

A comparação entre as distribuições de dano nos modelos com e sem trincas demonstra que, na estrutura com trincas, as concentrações de dano observadas na base do revestimento novo foram causadas exclusivamente pela presença das trincas, e não apenas por uma redistribuição do dano que seria gerado em estruturas equivalentes sem as trincas.

Os resultados em termos de previsão de área trincada e distribuição espacial do dano indicam que existe um valor de rigidez específico para representar numericamente a camada de revestimento asfáltico velho trincado, com o qual o modelo numérico é capaz de simular adequadamente o fenômeno da reflexão de trincas, gerando a concentração de dano nas pontas das trincas e, também, permitindo que o dano se desenvolva nas regiões sem trincas. Dentre os valores de rigidez utilizados, as opções E4 e E5 foram as que proporcionaram os melhores resultados. No entanto, apenas com a Figura 75 e as análises visuais da distribuição de dano, não é possível identificar qual opção apresentou os resultados mais coerentes. Por isso, foram feitas análises mais detalhadas dos resultados obtidos nestes dois casos.

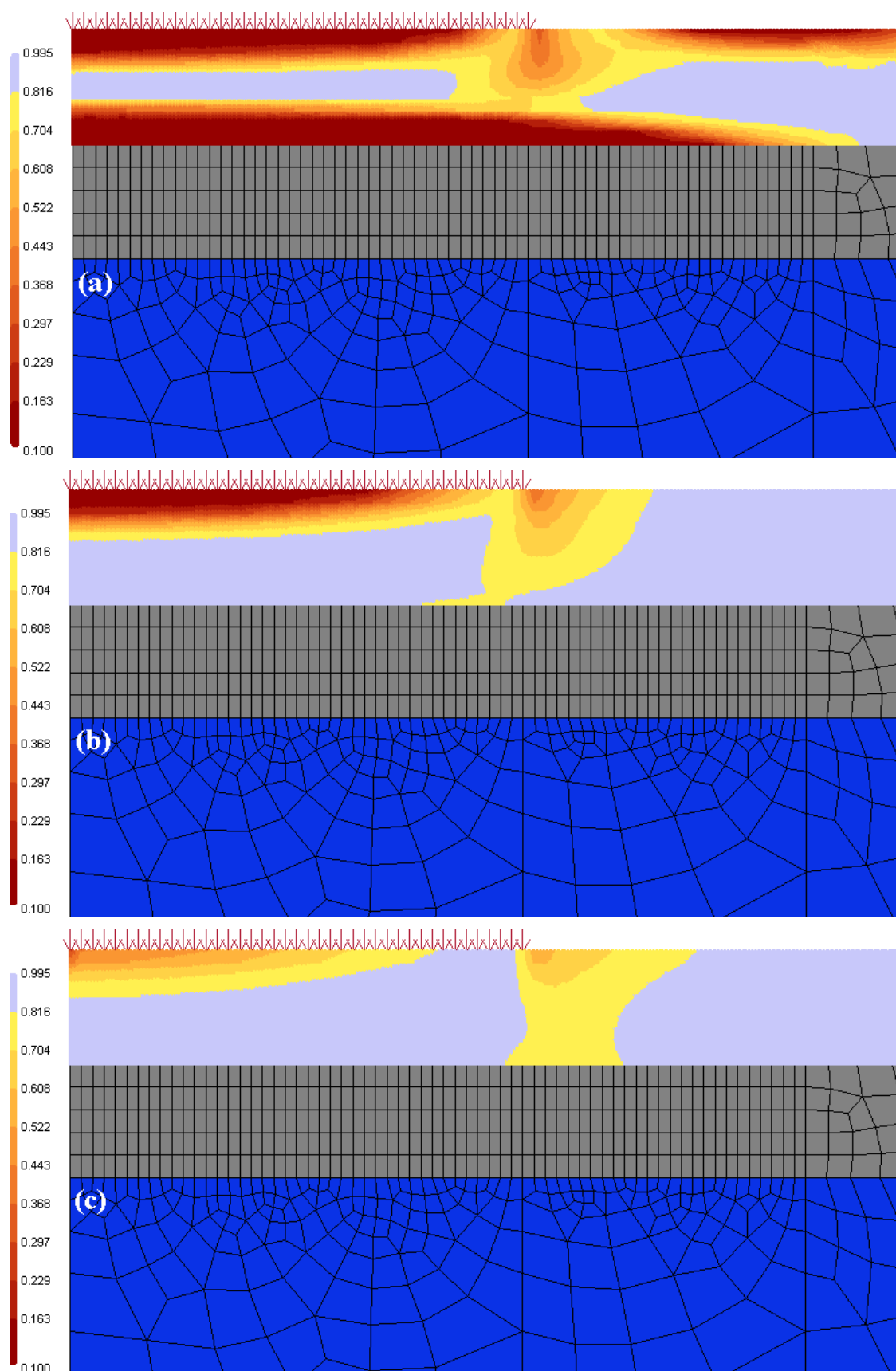


Figura 77. Distribuição de dano no modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho sem trincas: (a)  $E1 = 250$  MPa; (b)  $E4 = 5.000$  MPa; (c)  $E7 = 10.000$  MPa.

Fonte: autoria própria.

Para avaliar qual dos dois valores de rigidez (E4 ou E5) melhor representou a camada de revestimento velho trincado, foi feita uma análise de razoabilidade dos resultados. Compararam-se os resultados dos modelos constituídos por uma camada de revestimento novo e uma camada de revestimento velho (com os diferentes números de trincas) com os resultados de modelos contendo apenas uma camada de revestimento novo, com espessura igual à soma das espessuras das duas camadas de revestimento. A Figura 78 apresenta as curvas de evolução de área trincada para o modelo com 100 mm de revestimento novo e para os modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, variando o número de trincas e utilizando a rigidez E4. A Figura 79 apresenta as mesmas curvas para a rigidez E5.

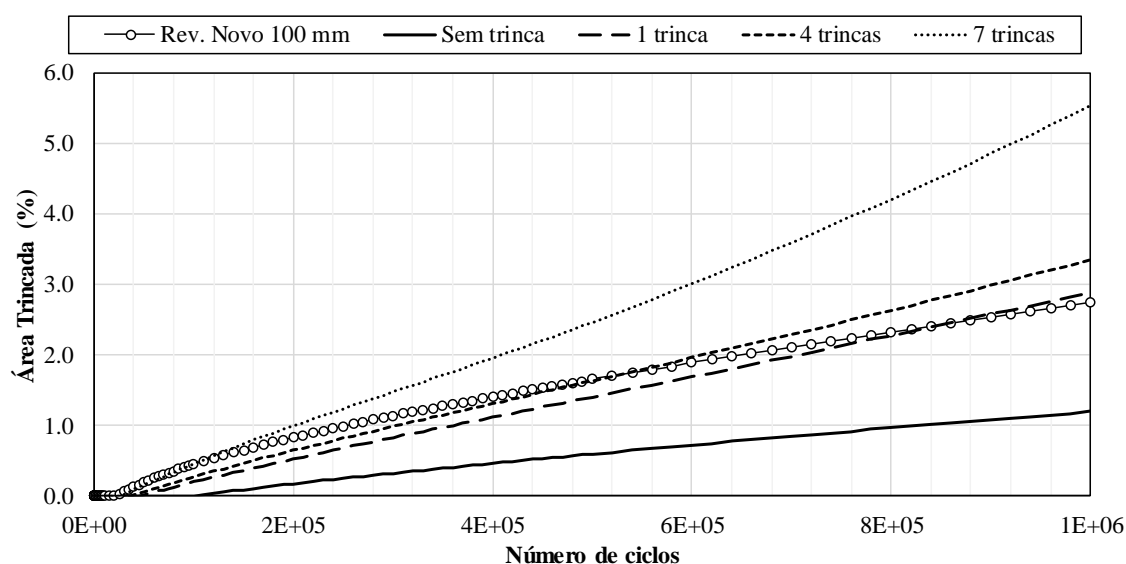


Figura 78. Evolução de área trincada do modelo com 100 mm de revestimento novo e dos modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E4.

Fonte: autoria própria.

As Figuras 78 e 79 mostram que as curvas possuem trechos coincidentes ou se cruzam, para percentuais de área trincada inferiores a 3,0% (baixo nível de dano), como observado anteriormente na Figura 71. Por esse motivo, foi possível analisar apenas as curvas de previsão de área trincada dos modelos com espessura total de revestimento de 100 mm (velho e novo). Para os modelos com espessura total de 125 mm e 150 mm, as previsões de área trinca ficaram abaixo de 2,0% e, para alguns casos, as previsões foram zero, ao final do número de ciclos simulado. Todas as curvas de evolução de área trincada dos casos simulados com rigidez E4 e E5 estão no Apêndice N.

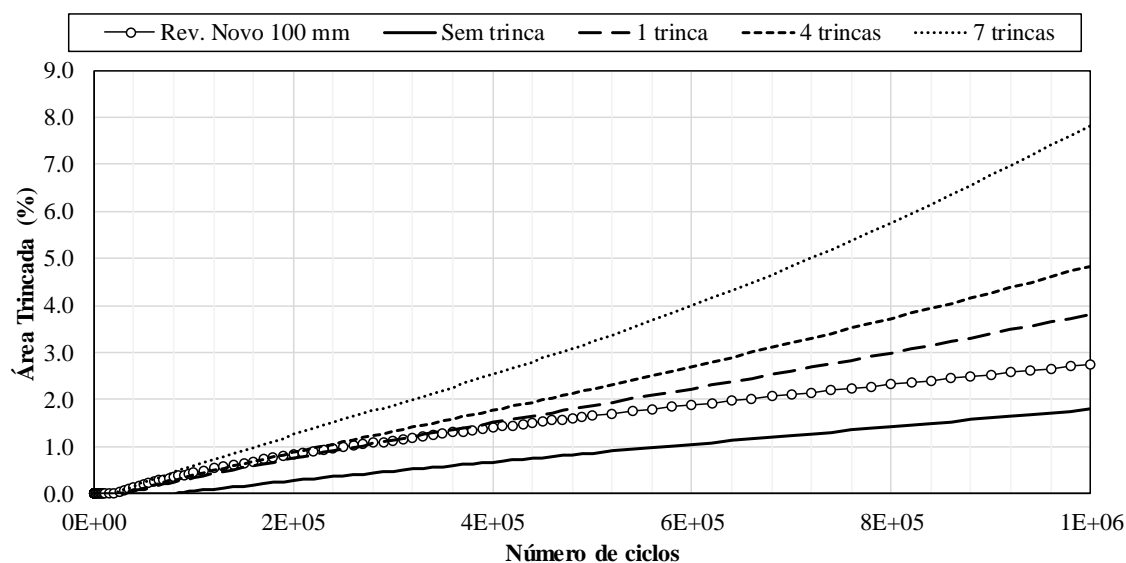


Figura 79. Evolução de área trincada do modelo com 100 mm de revestimento novo e dos modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

Comparando-se apenas a curva do modelo com revestimento novo de 100 mm com as curvas dos modelos com revestimento velho sem trincas, percebe-se que a área trincada prevista é maior no primeiro caso, para ambos os valores de rigidez. Este resultado está coerente porque a maior parte do dano no revestimento de 100 mm ocorreu na metade inferior da camada, como pode ser visto na Figura 80. No entanto, a área trincada prevista para as estruturas com revestimento velho sem trincas foi menor para a rigidez E4, o que não é coerente, pois os percentuais de área trincada previstos para as estruturas sem trincas decresceram em função do aumento da rigidez do revestimento velho, exceto para E4. Além disso, espera-se que o dano na camada superior do pavimento aumente com a redução da rigidez das camadas inferiores.

Comparando-se todas as curvas, para cada valor de rigidez do revestimento velho, observa-se que houve uma separação mais clara entre as curvas para a rigidez E5. Na Figura 79, as curvas das estruturas com trincas apresentam tendências de crescimento maiores que as curvas dos modelos sem trinca e com revestimento novo de 100 mm. Isto indica que as simulações com a rigidez E5 representaram melhor o efeito da existência de trincas no revestimento velho.

Diante do exposto, considera-se que o valor de rigidez E5 (10.000 MPa) apresentou os resultados mais coerentes e dentro do esperado para os modelos de pavimentos e condições simuladas neste estudo paramétrico. Nas condições simuladas, o



módulo dinâmico calculado para a camada de revestimento novo (mistura M1) foi 10.770 MPa, aproximadamente igual ao valor de E5.

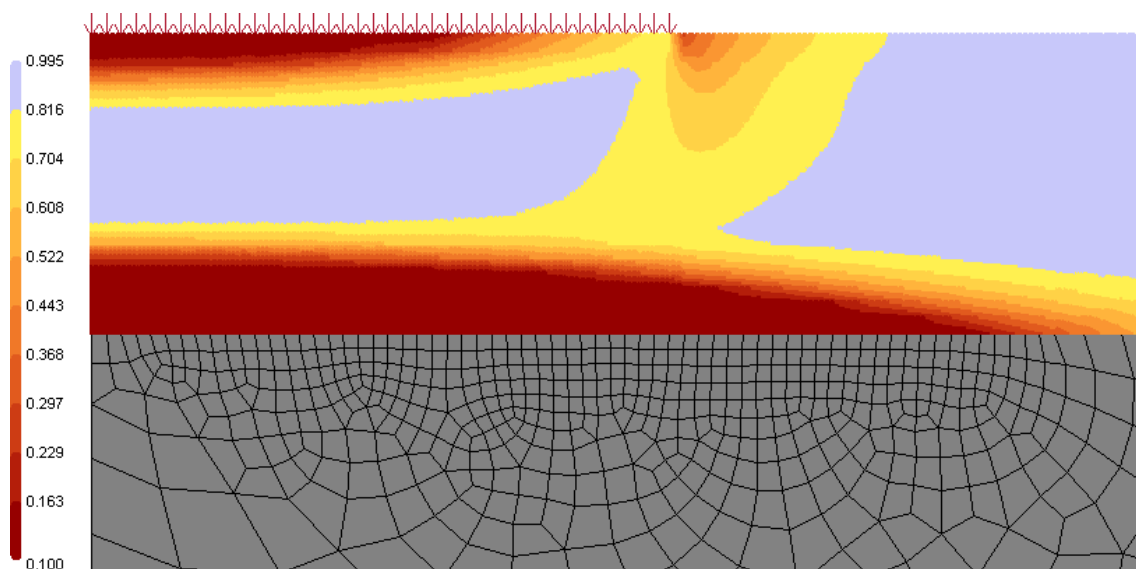


Figura 80. Distribuição de dano do modelo com 100 mm de revestimento novo.

Fonte: autoria própria.

A Figura 81 apresenta a distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho de 50 mm, sem trincas e com rigidez E5. O dano gerado neste modelo foi aproximadamente igual ao dano gerado na metade superior da camada de revestimento novo de 100 mm da Figura 80. Estes resultados indicam que a parte íntegra do revestimento velho pode ser simulada com um módulo igual ou próximo ao do revestimento novo. No entanto, necessita-se de mais estudos para verificar esta hipótese.

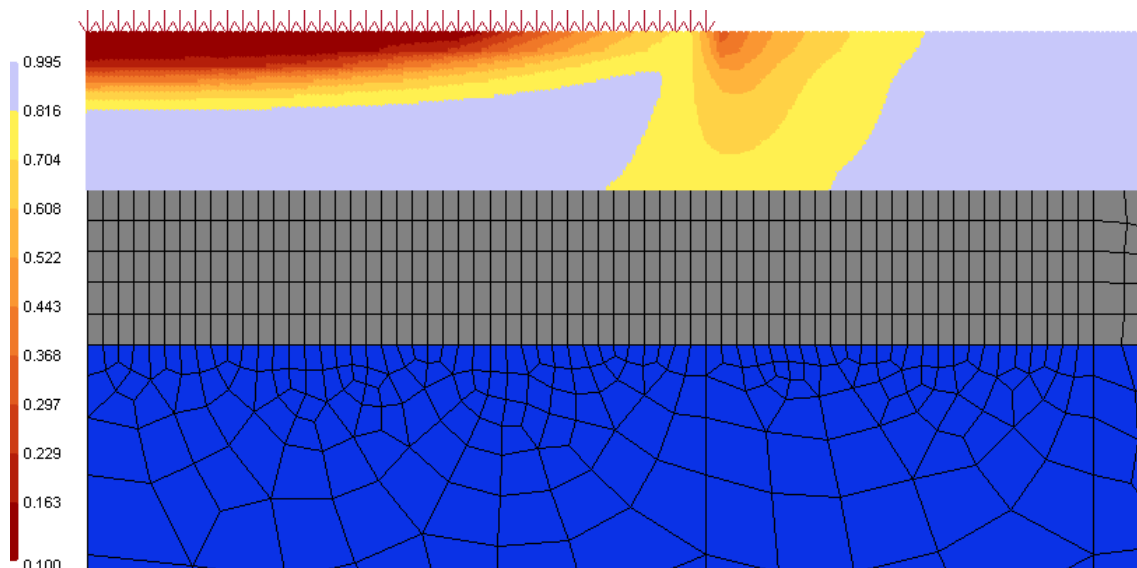


Figura 81. Distribuição de dano do modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, sem trincas e com rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

As Figura 82, 83 e 84 apresentam as distribuições de dano dos modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, simulados com a rigidez E5, variando o número de trincas do revestimento velho (uma, quatro e sete, respectivamente).

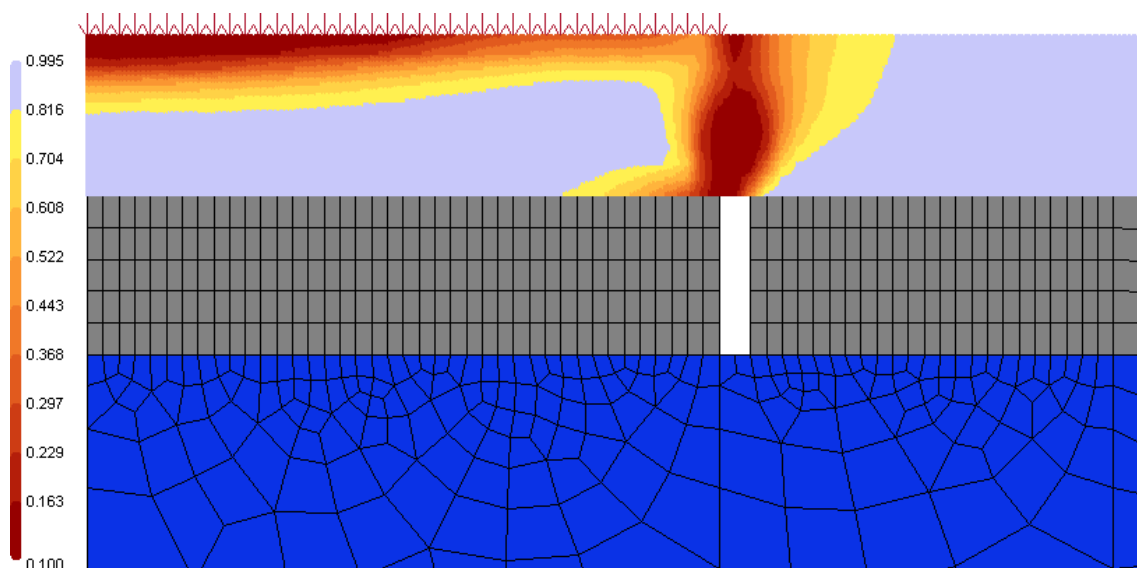


Figura 82. Distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho de 50 mm com uma trinca, simulado com a rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

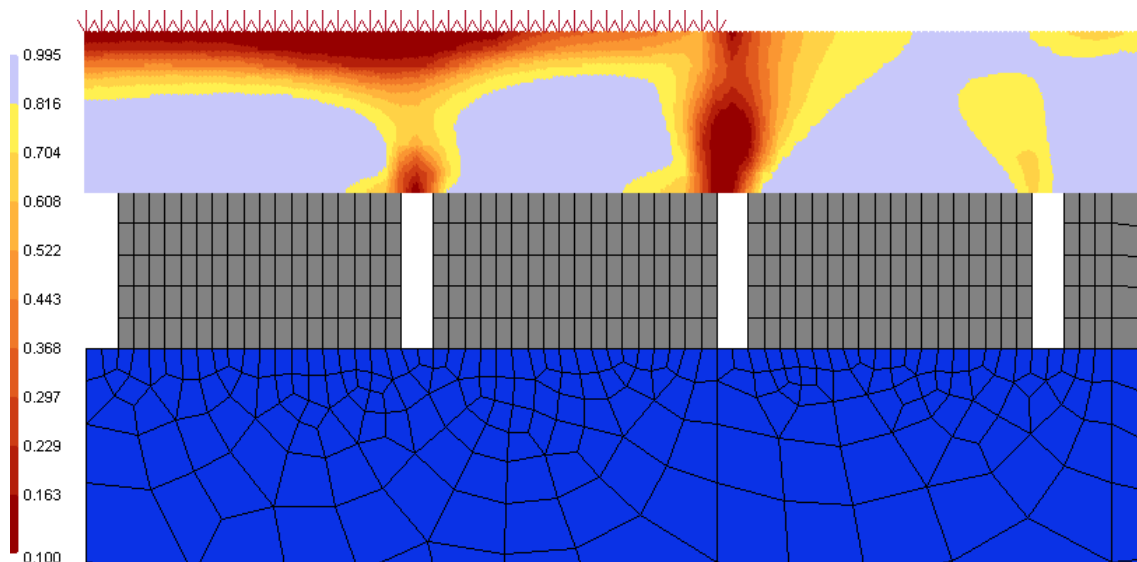


Figura 83. Distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho de 50 mm, com quatro trincas e simulado com a rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

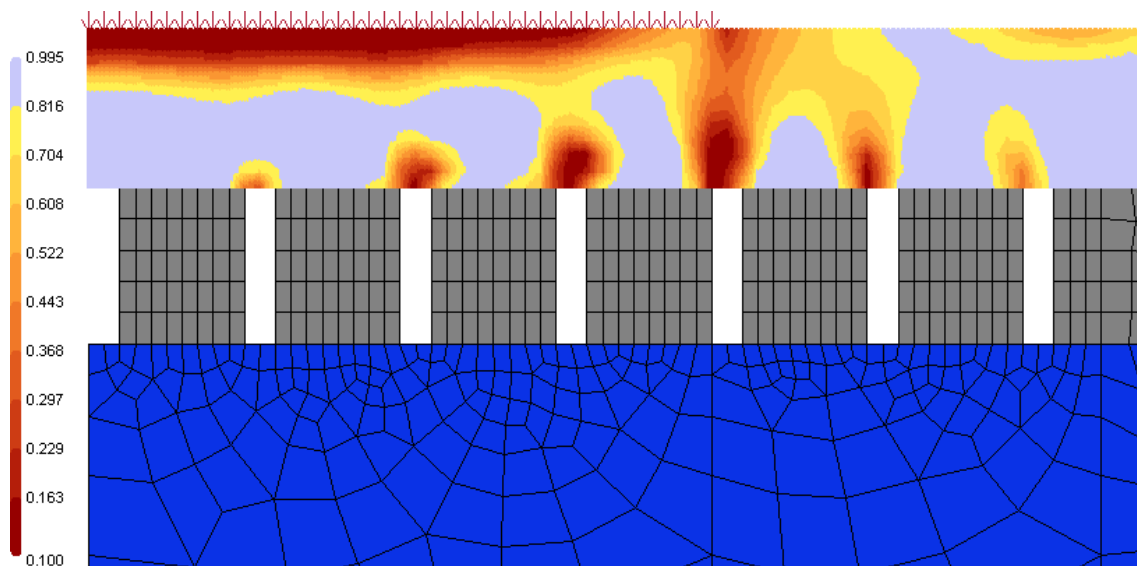


Figura 84. Distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho de 50 mm, com sete trincas e simulado com a rigidez E5.

Autor: autoria própria.

As distribuições de dano apresentadas mostram que o aumento do número de trincas do revestimento velho não alterou significativamente a tendência de desenvolvimento de dano do revestimento novo, em comparação com o modelo da Figura 81. A presença das trincas proporcionou o desenvolvimento acelerado de dano apenas na região acima destas. Estes resultados indicam que o modelo foi capaz de caracterizar a reflexão de trincas.

Analisando as Figuras 81, 82, 83 e 84, percebe-se que o modelo apresentou uma tendência de concentração de dano na borda do carregamento, independentemente da existência de trincas e da quantidade destas. A trinca posicionada abaixo da borda do carregamento gerou a maior concentração de dano, enquanto que a localizada no eixo de simetria do modelo (centro do carregamento) não gerou concentração de dano.

Pela configuração geométrica do modelo, a concentração de dano na borda do carregamento foi gerada por esforços de cisalhamento. Isto indica que a maior concentração de dano nas trincas próximas à borda do carregamento está associada ao cisalhamento gerado pelo carregamento, para o modelo com 50 mm de revestimento novo.

No entanto, para os modelos com revestimentos novos de 75 mm e 100 mm, Figura 85 e Figura 86, respectivamente, observa-se que, com o aumento da espessura do revestimento novo, o dano acima da trinca localizada no eixo de simetria aumentou e a maior concentração de dano tendeu a se deslocar para o centro do carregamento. Isto mostra que a influência dos esforços de cisalhamento diminui com o aumento da espessura do revestimento novo.

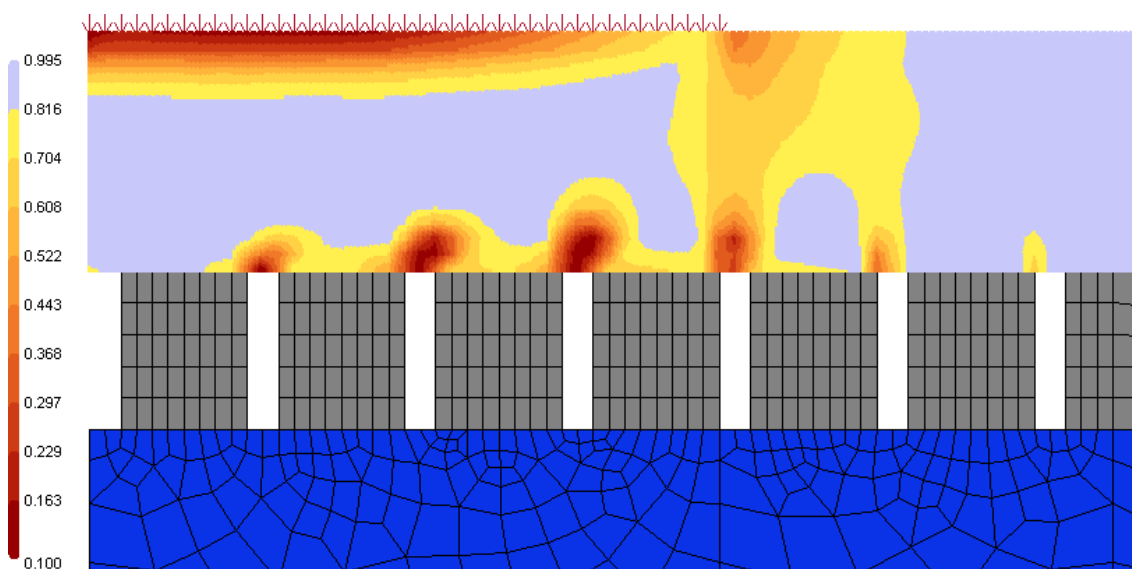


Figura 85. Distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 75 mm e revestimento velho de 50 mm, com sete trincas e simulado com a rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

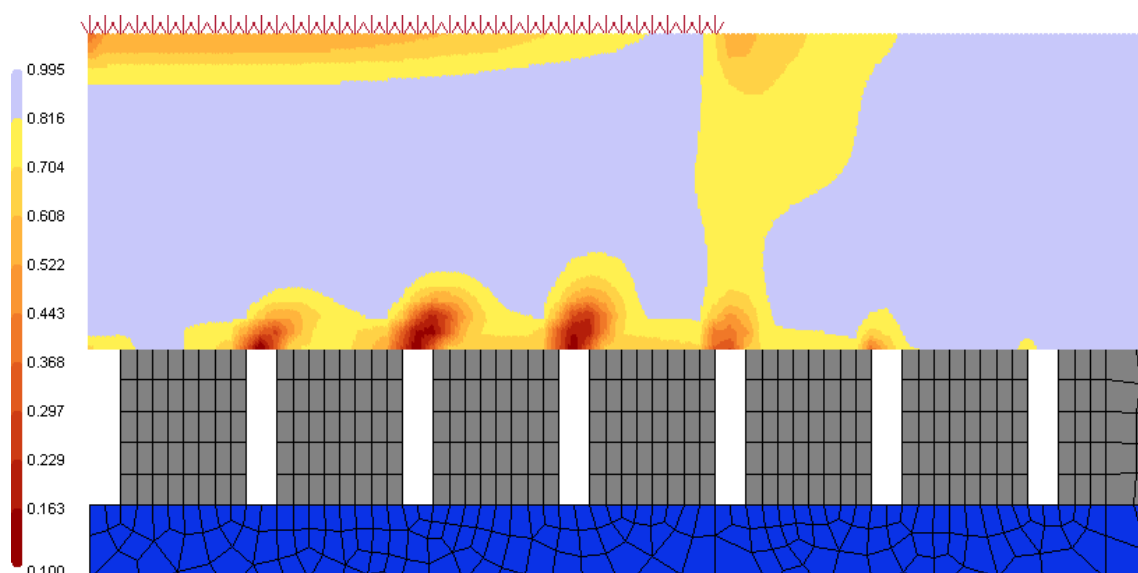


Figura 86. Distribuição de dano do modelo com revestimento novo de 100 mm e revestimento velho de 50 mm, com sete trincas e simulado com a rigidez E5.

Fonte: autoria própria.

Apesar da parcela de contribuição do cisalhamento no dano diminuir com o aumento da espessura, para as três espessuras avaliadas, o modelo com apenas uma trinca foi o que gerou a maior concentração localizada de dano. Isto ocorreu porque, para um número maior de trincas, os esforços se distribuíram de forma mais homogênea no modelo, reduzindo a concentração de tensões. No caso de uma única trinca, a concentração de tensões foi maior, principalmente abaixo da borda do carregamento.

Para avaliar o efeito localizado das trincas, os cálculos do percentual de área trincada foram refeitos, considerando uma área reduzida para o cálculo do dano médio, indicada na Figura 87. Esta área reduzida foi posicionada na borda do carregamento para todos os casos. A Figura 88 apresenta as previsões de área trincada refeitas para os modelos com revestimento novo de 50 mm e revestimento velho de 50 mm, simulado com a rigidez E5.

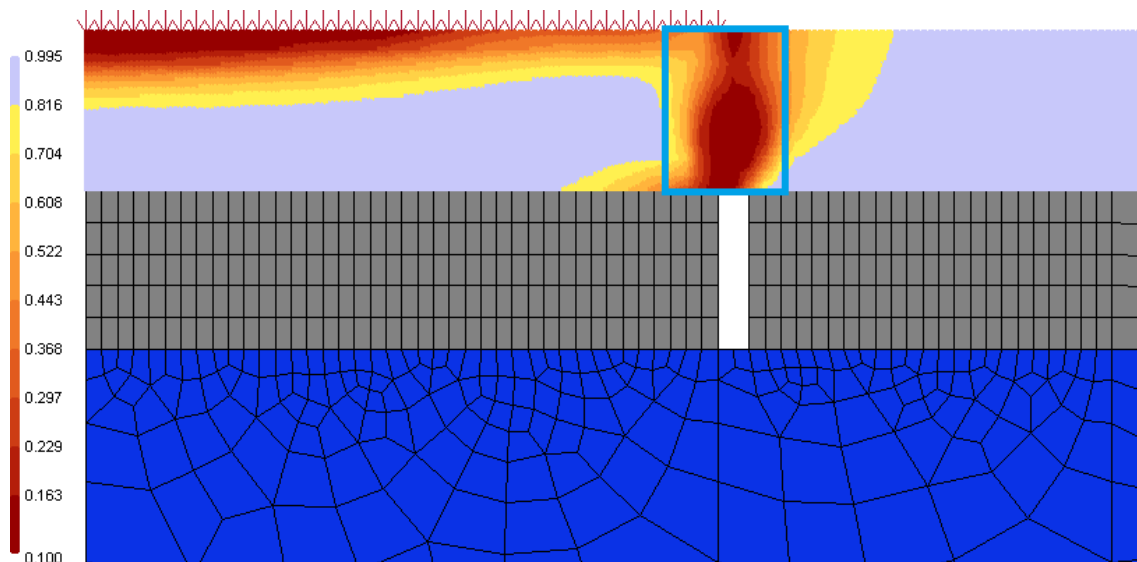


Figura 87. Indicação da área reduzida para o cálculo do dano.

Fonte: autoria própria.

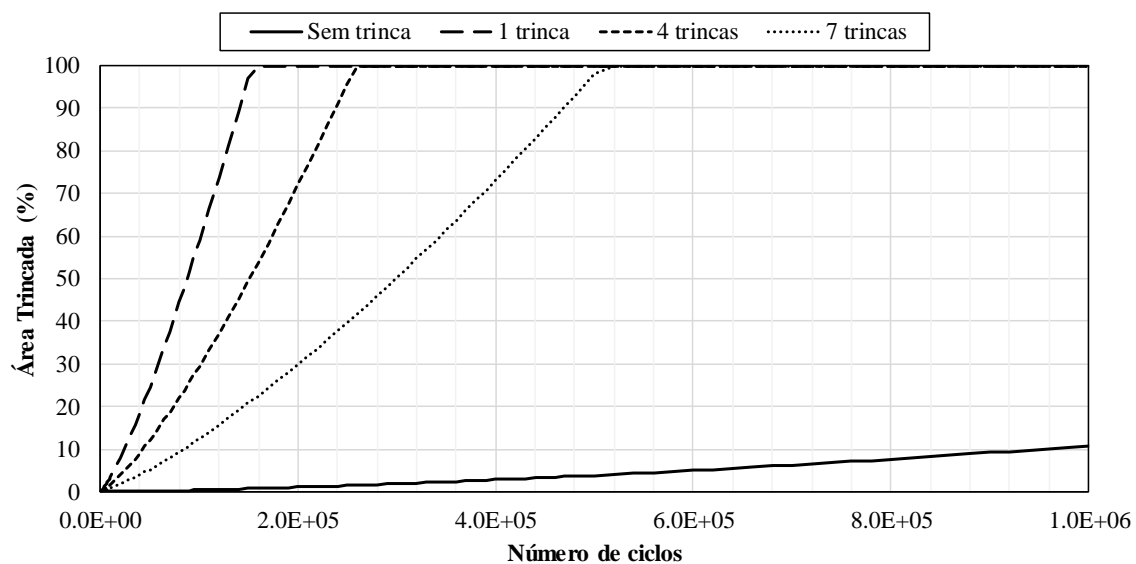


Figura 88. Evolução de área trincada recalculada para o modelo com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E5 e variando o número de trincas.

Fonte: autoria própria.

Pela Figura 88, observa-se que os percentuais de área trincada calculados para uma área reduzida foram superiores aos percentuais calculados para a área maior, apresentados na Figura 79. Observa-se, também, que o percentual de área trincada diminuiu com o aumento do número de trincas, indicando que a concentração de tensões reduziu com o aumento do número de trincas.

As previsões de área trincada com área reduzida de cálculo do dano indicaram uma ruptura muito acelerada do pavimento para as estruturas trincadas, o que pode ser

observado em casos reais. No entanto, vale ressaltar que o modelo foi calibrado para a área de cálculo completa e a função de transferência foi calibrada para previsão do trincamento por fadiga de toda a camada de revestimento, não apenas para uma pequena área localizada. Portanto, para considerar diretamente o dano calculado com área reduzida para prever a reflexão de trincas, seria necessário refazer todas as calibrações, considerando esta metodologia de análise.

Apesar da ressalva sobre as previsões com área reduzida de cálculo do dano, esta análise demonstra que o desenvolvimento do dano é acelerado na região acima das trincas, tendendo a criar uma faixa danificada sobre cada trinca, que atinge toda a espessura do revestimento novo. Estas pequenas faixas com maior concentração de dano podem ocasionar a ruptura localizada na camada de revestimento, o que caracteriza a reflexão de trincas. Portanto, esta metodologia de análise também é uma opção para avaliar a reflexão de trincas.

#### **4.3.4 Previsões de Área Trincada para Estrutura de Pavimento Reais**

A última etapa da modelagem numérica foi realizada para verificar a acurácia do modelo desenvolvido e calibrado, simulando estruturas reais de pavimento com o objetivo de prever a evolução de área trincada observada em campo. Para estas simulações, foram selecionadas quatro seções de pavimentos do Projeto Fundão, um projeto de pesquisa realizado em parceria entre o CENPES/PETROBRAS, a COPPE/UFRJ e a Prefeitura da Cidade Universitária da UFRJ.

As seções de pavimento do Projeto Fundão passaram por um processo de reabilitação, com a aplicação de recapeamento asfáltico. As condições do pavimento antes da reabilitação foram avaliadas por meio do Índice Internacional de Rugosidade (IRI) e do Índice de Gravidade Global (IGG). Os valores de IRI foram determinados utilizando um perfilômetro a laser, de acordo com a norma ASTM E1926 (2021), e a determinação do valor IGG seguiu a norma brasileira DNIT 006-PRO (2203) (FRITZEN, 2016).

Os resultados das avaliações do pavimento velho indicaram que a maioria das seções do Fundão apresentaram condições ruins ou péssimas. O inventário do IGG demonstrou que o principal problema nos pavimentos do Projeto Fundão eram as trincas por fadiga, de baixo para cima, com uma ampla gama de níveis de severidade. A Figura

89 mostra exemplos das condições superficiais das vias da Cidade Universitária, antes da reabilitação pelo Projeto Fundação. Mais detalhes sobre este projeto podem ser encontrados em Fritzen (2016).



Figura 89. Exemplos de condições superficiais existentes nas vias da Cidade Universitária, antes da reabilitação.

Fonte: Fritzen (2016).

Para as simulações desta etapa, foram selecionadas as seções de pavimento cujas estruturas fossem compatíveis com o modelo utilizado nesta pesquisa, contendo apenas a camada de recapeamento, uma camada de revestimento velho e as camadas granulares. Dentre estas seções, foram escolhidas aquelas que empregaram, no recapeamento, uma das misturas utilizadas nas etapas anteriores deste trabalho, identificadas na Tabela 14. Não foram utilizadas as estruturas com camadas antirreflexão de trincas, pois a versão atual do programa AEDCISO só permite a simulação de uma camada com dano.

Tabela 14. Identificação das seções de pavimento utilizadas.

<b>Seção ID</b>	<b>Estaca Inicial</b>	<b>Estaca Final</b>	<b>Extensão (m)</b>	<b>Faixa avaliada</b>	<b>Fresagem</b>	<b>Data de construção</b>
SQ21	391	397	120	Centro	Parcial	19/04/2007
SQ23	399	401	40	Centro	Não	19/04/2007
SQ27	413	415	40	Centro	Não	19/04/2007
SQ42	441	445	80	Centro	Parcial	31/04/2007

Fonte: autoria própria.

As espessuras das camadas antigas do pavimento foram determinadas a partir de três poços de inspeção e de um levantamento complementar realizado com



equipamento georradar (FRITZEN, 2016). Os módulos elásticos das camadas foram estimados por retroanálises, com o programa BackMeDiNa, a partir do levantamento deflectométrico da Tabela 15, realizado pelo Setor de Mecânica dos Pavimentos, do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. As Tabelas de 16, 17, 18 e 19 apresentam os dados das estruturas de pavimento retroanalizadas.

Tabela 15. Levantamento deflectométrico ( $\mu\text{m}$ ) das seções de pavimento selecionadas.

Estruturas	Distância (cm)							Data	N
	0	20	30	45	60	90	120		
SQ21	973	727	550	352	233	127	87	21/04/2012	1,34E+07
SQ23	545	412	335	251	191	121	89	21/04/2012	1,34E+07
SQ27	410	312	256	189	139	77	46	21/04/2012	1,01E+07
SQ42	659	503	402	287	205	113	77	21/04/2012	9,85E+06

Fonte: autoria própria.

Tabela 16. Dados da seção SQ21.

Estrutura de campo SQ21								
Camada						Espessura	MR	Poisson
						mm	MPa	
Camada de revestimento novo - M2						50	10969	0,30
Camada de revestimento velho						25	500	0,30
Camada de base granular						140	73	0,35
Camada de sub-base						400	54	0,40
Subleito						---	94	0,45
Evolução da área trincada em campo								
N	1,8E+06	3,9E+06	7,1E+06	8,6E+06	1,1E+07	1,2E+07	1,5E+07	2,2E+07
AT (%)	0	16	78	86	87	89	90	93

Fonte: autoria própria.

Tabela 17 - Dados da seção SQ23.

Estrutura de campo SQ23								
Camada			Espessura			MR	Poisson	
			mm			MPa		
Camada de revestimento novo - M2			50			10969	0,30	
Camada de revestimento velho			60			500	0,30	
Camada de base granular			140			346	0,35	
Camada de sub-base			400			82	0,40	
Subleito			---			104	0,45	
Evolução da área trincada em campo								
N	1,8E+06	3,9E+06	7,1E+06	8,6E+06	1,1E+07	1,2E+07	1,5E+07	2,2E+07
AT (%)	0	0	15	22	37	46	51	58

Fonte: autoria própria.

Tabela 18 - Dados da seção SQ27.

Estrutura de campo SQ27								
Camada			Espessura		MR		Poisson	
			mm		MPa			
Camada de revestimento novo - M2			50		10969		0,30	
Camada de revestimento velho			75		500		0,30	
Camada de base granular			140		905		0,35	
Camada de sub-base			400		37		0,40	
Subleito			---		262		0,45	
Evolução da área trincada em campo								
N	1,4E+06	2,9E+06	5,3E+06	6,5E+06	7,8E+06	9,3E+06	1,1E+07	1,6E+07
AT (%)	0	0	0	0	0	0	0	1

Fonte: autoria própria.

Tabela 19 - Dados da seção SQ42.

Estrutura de campo SQ42								
Camada			Espessura				MR	Poisson
							mm	MPa
Camada de revestimento novo - M3			50				11400	0,30
Camada de revestimento velho			25				500	0,30
Camada de base granular			180				267	0,35
Camada de sub-base			400				42	0,40
Subleito			---				116	0,45
Evolução da área trincada em campo								
N	1,4E+06	3,2E+06	5,9E+06	7,2E+06	8,8E+06	1,0E+07	1,3E+07	1,8E+07
AT (%)	0	39	58	66	73	77	83	91

Fonte: autoria própria.

Nas retroanálises, foram fixados os módulos das camadas de recapeamento e de revestimento velho e foram deixados livres os módulos das demais camadas. Para o recapeamento, utilizaram-se os valores obtidos nos ensaios de módulos de resiliência para as misturas M2 e M3. Já para o revestimento velho, utilizou-se um valor considerado baixo, em função das péssimas condições desta camada, antes da reabilitação. Todas as camadas foram consideradas totalmente aderidas.

As Tabelas 16, 17, 18 e 19 também apresentam a evolução dos percentuais de área trincada (AT) monitorados em campo, em função do número de repetições de carga (N), para as seções de pavimento selecionadas. Estes dados estão plotados na Figura 90. Para simular estas seções de pavimento, foram utilizadas as espessuras das camadas apresentadas na Tabelas 15, 16, 17 e 18 e os módulos retroanalizados para as camadas granulares. Para a camada de recapeamento, foram utilizadas as propriedades viscoelásticas e de dano por fadiga das misturas M2 e M3 e para a camada de revestimento velho foi utilizado o módulo elástico E5, conforme a etapa anterior.

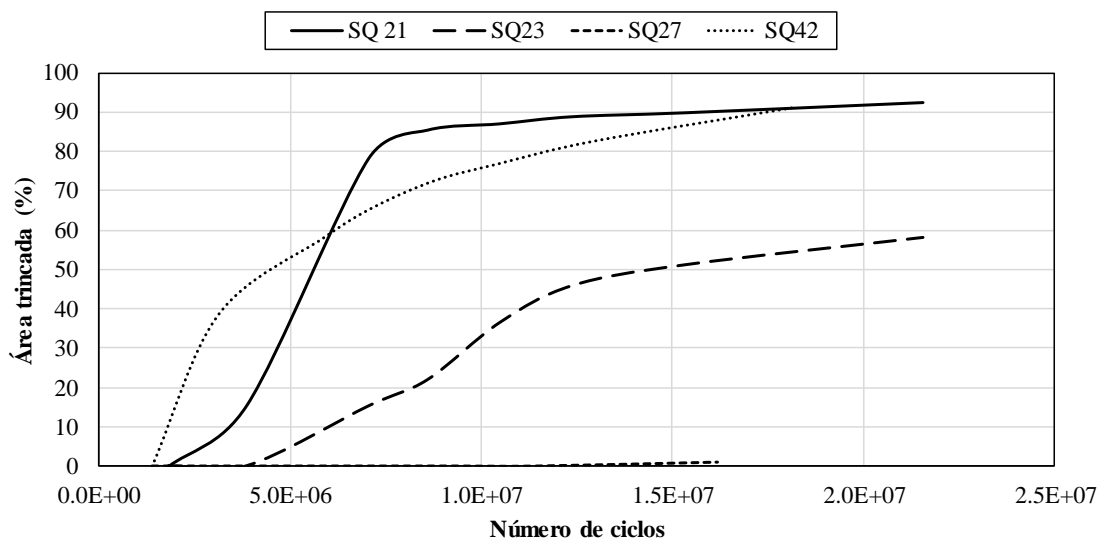


Figura 90. Evolução da área trincada das estruturas de pavimento monitoradas em campo.

Fonte: autoria própria.

A Figura 91 apresenta as previsões de área trincada obtidas para as estruturas de campo, simuladas utilizando o modelo com sete trincas no revestimento velho. Pode-se observar que as previsões do modelo numérico superestimaram a área trincada observada em campo, para todas as estruturas simuladas.

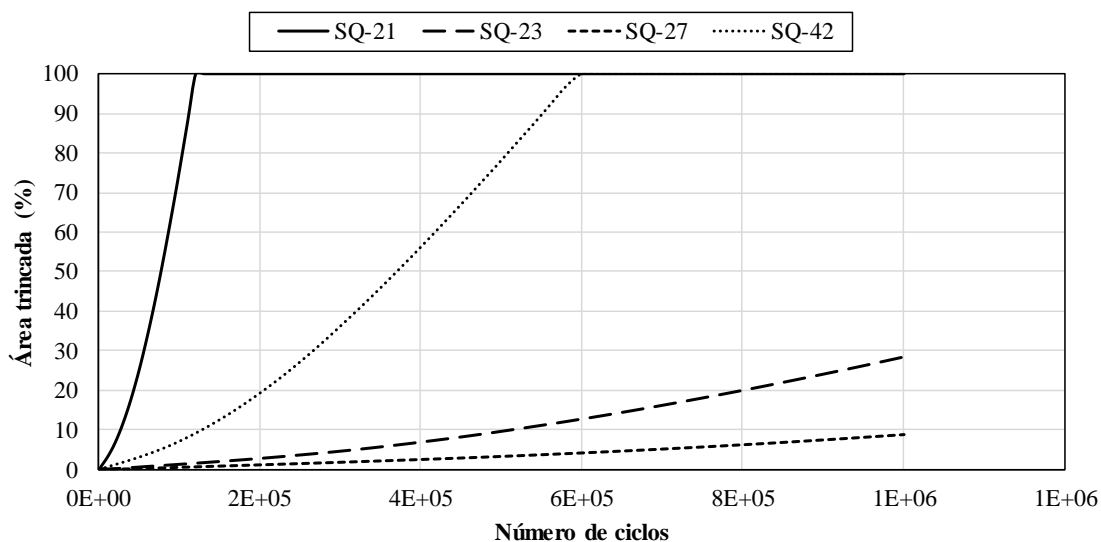


Figura 91. Previsões de área trincada para todas as estruturas de pavimento com sete trincas.

Fonte: autoria própria.

Para avaliar qualitativamente os resultados obtidos, as mesmas estruturas foram simuladas com o AEDCISO e com o LVECD, sem trincas em ambos os programas. Estes resultados são apresentados na Figura 92, para simulações com N até  $1 \times 10^6$ , e na

Figura 93, incluindo as simulações do LVECD com N até  $2 \times 10^7$ . Pode-se observar que as previsões obtidas com os dois programas foram equivalentes para as seções SQ21 e SQ42, que utilizam misturas diferentes e diferentes espessuras para as camadas de base granular. Para as seções SQ23 e SQ27, cuja única diferença em relação à seção SQ21 foi a espessura do revestimento velho, as previsões com o AEDCISO apresentaram tendências de crescimento mais aceleradas, como pode ser observado na Figura 93.

É importante ressaltar que a função de transferência do LVECD não foi calibrada para a temperatura constante de 25°C. Nascimento (2015) calibrou o LVECD utilizando variações de temperatura ao longo do ano. Isso faz com que as previsões com temperatura constante se distanciem do comportamento real. Desta forma, como o modelo desenvolvido foi calibrado a partir de resultados obtidos pelo LVECD com temperatura constante, era esperado que as previsões não apresentassem resultados acurados.

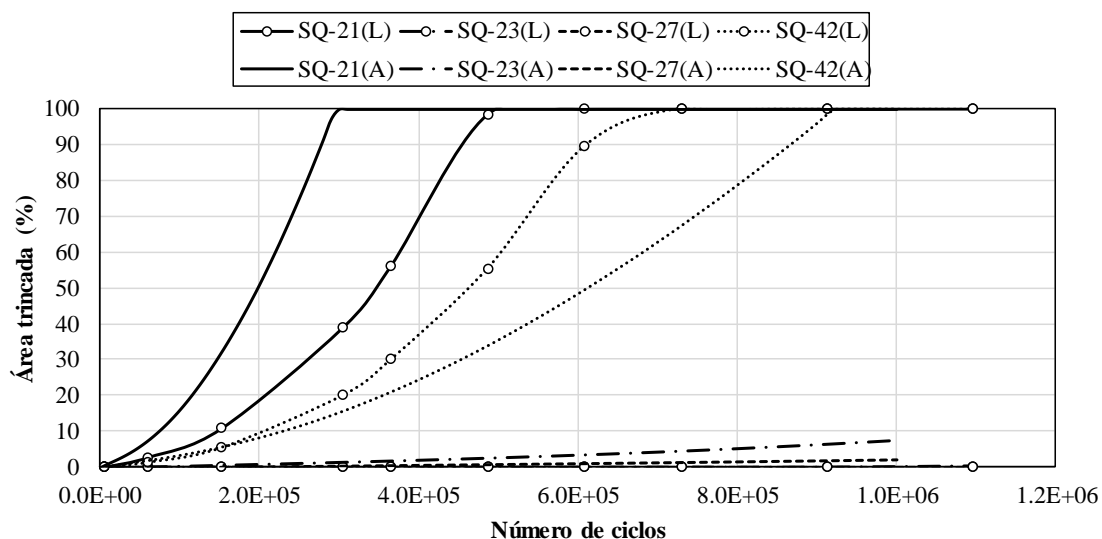


Figura 92. Previsão de área trincada feitas com o AEDCISO (A) e com o LVECD (L) para todas as estruturas de pavimento sem trincas.

Fonte: autoria própria.

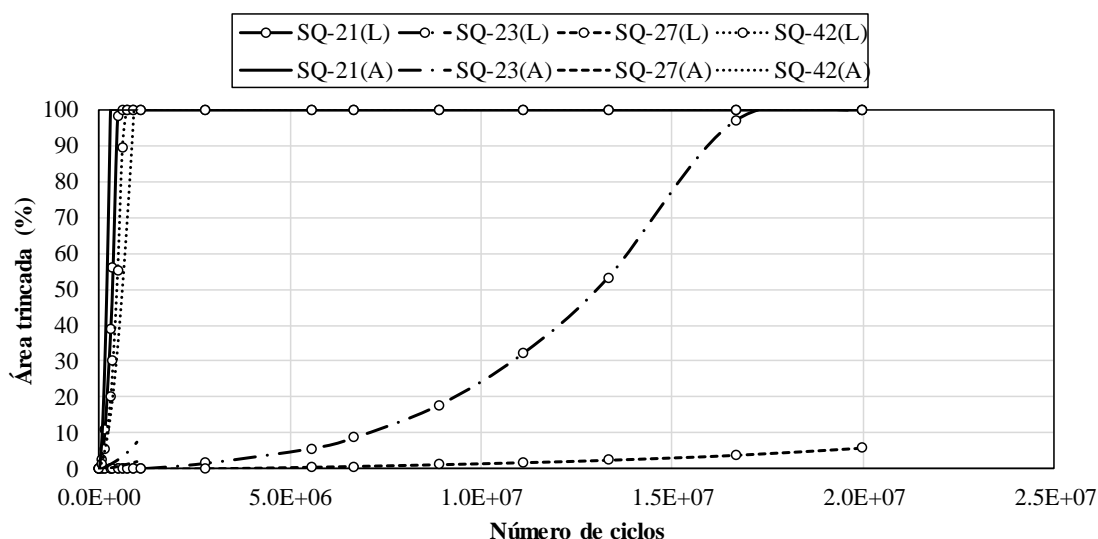


Figura 93. Previsão de área trincada feitas com o AEDCISO (A) e com o LVECD (L) para todas as estruturas de pavimento sem trincas, incluindo as simulações do LVECD com N até 2,0E+07.

Fonte: autoria própria.

As previsões com o AEDCISO tendem a divergir das previsões do LVECD para as estruturas que apresentaram ruptura no LVECD com número de ciclos elevado (maior que  $1 \times 10^7$ ). Acredita-se que isto esteja relacionado ao fato de o modelo ter sido calibrado a partir de simulações que, em sua maioria, atingiram 100% de área trincada antes de  $N = 1 \times 10^6$ , considerando um revestimento novo com 50 mm de espessura. O ideal seria calibrar o modelo com um número maior de estruturas, de modo a considerar curvas de área trincada com diferentes amplitudes. Pela Figura 90, percebe-se que seria necessário simular, pelo menos,  $1 \times 10^7$  ciclos de repetição de carga, para fazer uma boa comparação entre os dados de campo e os dados simulados. No entanto, com a versão atual do programa, isso seria inviável, visto que cada simulação com  $1 \times 10^6$  ciclos demorou 13 h, em média.

De modo geral, as previsões de área trincada obtidas com o AEDCISO e o LVECD superestimaram os percentuais de área trincada observados em campo. No entanto, é válido ressaltar que não foi utilizada uma função de transferência, sendo a área trincada calculada diretamente a partir do dano médio calculado com os dois programas.

Outra possível fonte de erro para as previsões está nos módulos das camadas granulares, obtidos indiretamente por retroanálises. Para realizar as retroanálises, algumas considerações foram feitas, como os valores fixados para os módulos do revestimento velho e do recapeamento e a aderência total entre as camadas. Estas considerações

influenciam diretamente a obtenção dos módulos e, conseqüentemente, a evolução do dano nas simulações.

Apesar da baixa acurácia dos resultados obtidos, comparando os dados numéricos com dados de campo, observa-se que as previsões de área trincada ranquearam adequadamente o desempenho das quatro seções de campo (Tabela 20). Apenas entre as estruturas SQ21 e SQ42 ocorrerão inversões no ranqueamento, mas estas estruturas apresentaram comportamento muito semelhante em campo, também com inversão da ordem. Isto mostra que o modelo desenvolvido pode ser empregado para avaliar qualitativamente a reflexão de trincas em diferentes estruturas de pavimento.

Tabela 20. Ranqueamento das seções de campo.

<b>Ranqueamento</b>	<b>Em campo</b>			<b>Simulado</b>
	<b>Início</b>	<b>50% de AT</b>	<b>Dano máximo</b>	
1 <sup>a</sup>	SQ42	SQ42	SQ21	SQ21
2 <sup>a</sup>	SQ21	SQ21	SQ42	SQ42
3 <sup>a</sup>	SQ23	SQ23	SQ23	SQ23
4 <sup>a</sup>	SQ27	SQ27	SQ27	SQ27

Fonte: autoria própria.

Além de ranquear o desempenho das estruturas de campo, com os resultados obtidos, é possível analisar a influência da espessura do revestimento velho sobre a reflexão de trincas da camada de recapeamento, complementando o estudo paramétrico da seção 4.3.3. Como mencionado anteriormente, a única diferença entre as seções SQ21, SQ23 e SQ27 foi a espessura do revestimento velho (25 mm, 60 mm e 75 mm, respectivamente). Para analisar o comportamento destas estruturas, as Figuras 94 e 95 apresentam as distribuições finais do dano destas seções, simuladas sem trincas e com 7 trincas, respectivamente. As imagens de distribuição de dano de todas as seções de campo simuladas estão no Apêndice O.

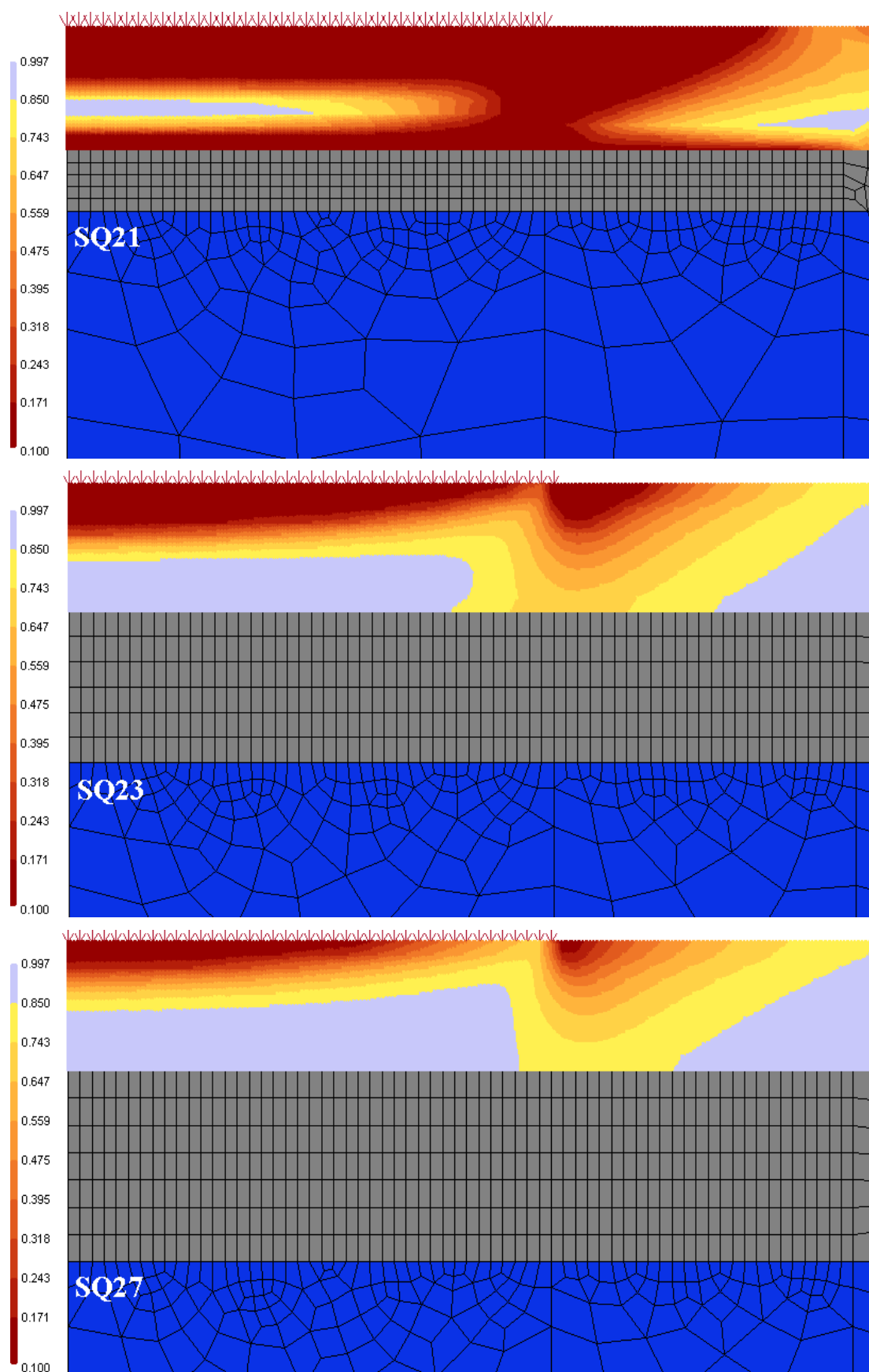


Figura 94. Distribuição final do dano nas estruturas SQ21, SQ23 e SQ27, simuladas sem trincas.

Fonte: autoria própria.



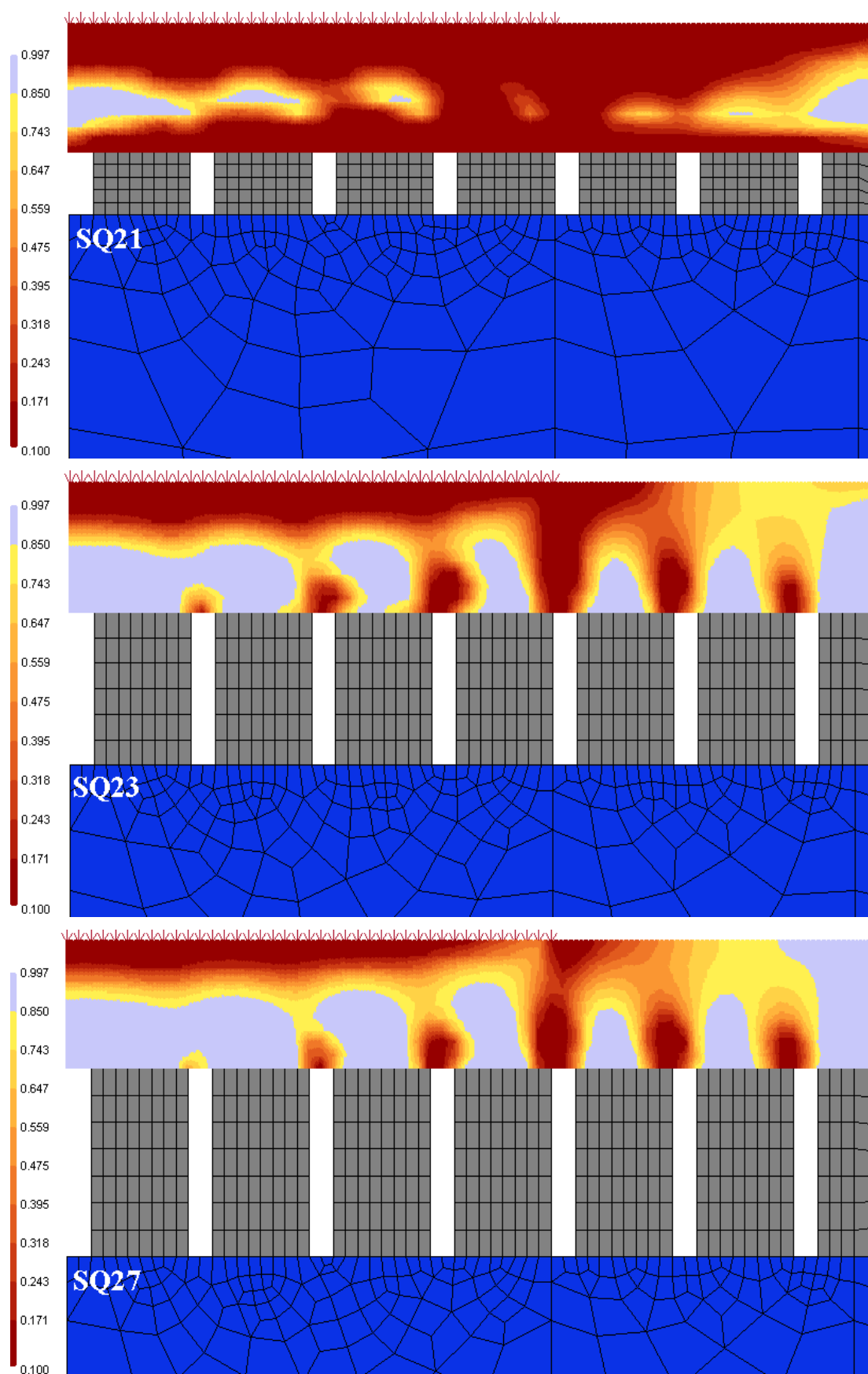


Figura 95. Distribuição final do dano nas estruturas SQ21, SQ23 e SQ27, simuladas com 7 trincas.

Fonte: autoria própria.

Pela Figura 94, observa-se que, à medida que a espessura do revestimento velho aumentou, o dano desenvolvido reduziu e tendeu a se concentrar apenas no topo da camada de revestimento novo e na borda do carregamento. Com a inserção das trincas (Figura 95), observa-se que a concentração de dano nas pontas das trincas também reduziu com o aumento da espessura do revestimento velho. Estes resultados indicam que a redução da espessura do revestimento velho trincado, causada pelo processo de fresagem, acelera o desenvolvimento de trincas no revestimento novo, por fadiga e reflexão, como observado em campo (Figura 90).

Por último, as Figuras 96, 97 e 98 apresentam as curvas de evolução da área trincada prevista para as seções SQ21, SQ23 e SQ27, respectivamente, variando o número de trincas da camada de revestimento velho. Observa-se que, mesmo para a seção SQ21, que apresentou dano generalizado nas simulações sem trincas, é possível notar o aumento da área trincada com o aumento do número de trincas. Todas curvas de área trincada das seções de campo simuladas estão no Apêndice P.

A curva de área trincada da seção SQ21 sem trincas atingiu 100% com um número de ciclos igual a 2,5 vezes o número de ciclos da seção SQ21 com sete trincas. Nesta seção, a estrutura com sete trincas apresentou percentuais de área trincada entre 4,0 e 5,0 maiores que a estrutura sem trincas (até a estrutura com sete trincas atingir 100% de área trincada). Nas seções SQ23 e SQ27, esta razão apresentou a mesma amplitude de variação, mas com uma tendência maior de divergência, ao final das simulações.

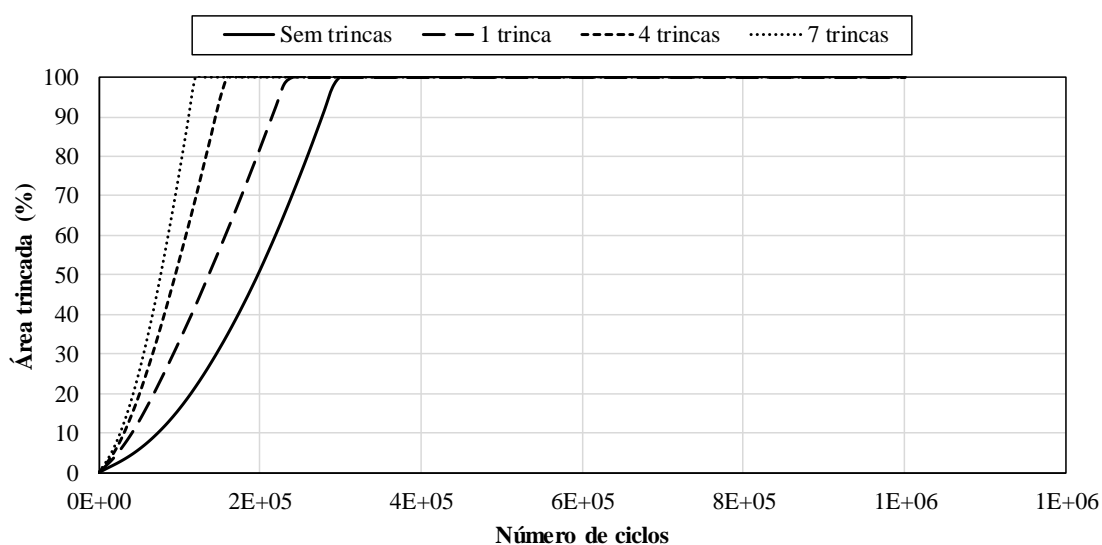


Figura 96. Evolução da área trincada para a estrutura SQ-21, variando o número de trincas.

Fonte: autoria própria.

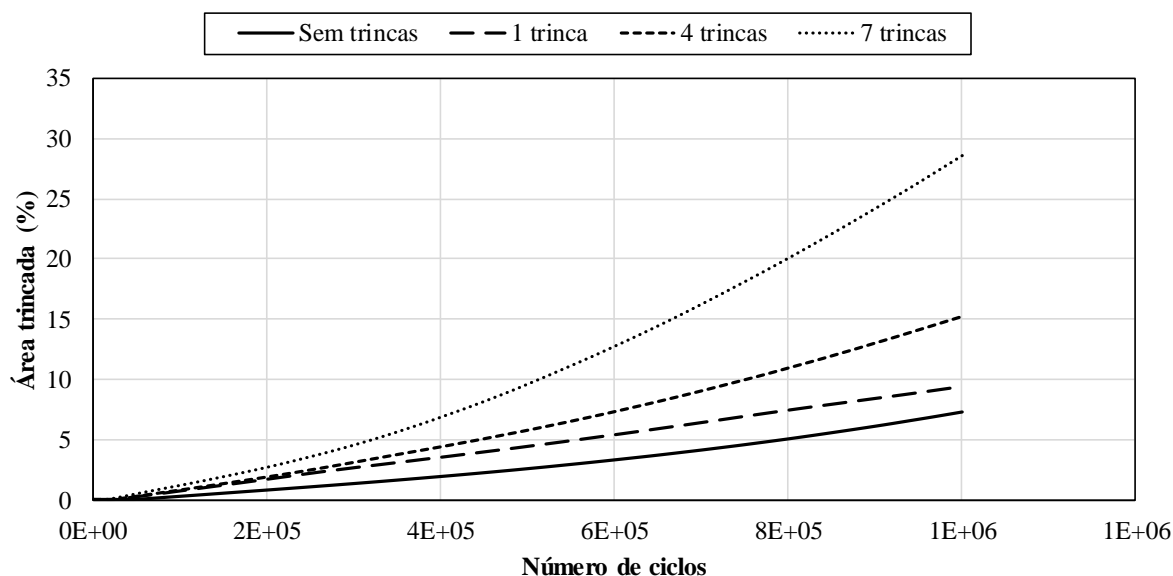


Figura 97. Evolução da área trincada para a estrutura SQ-23, variando o número de trincas.

Fonte: autoria própria.

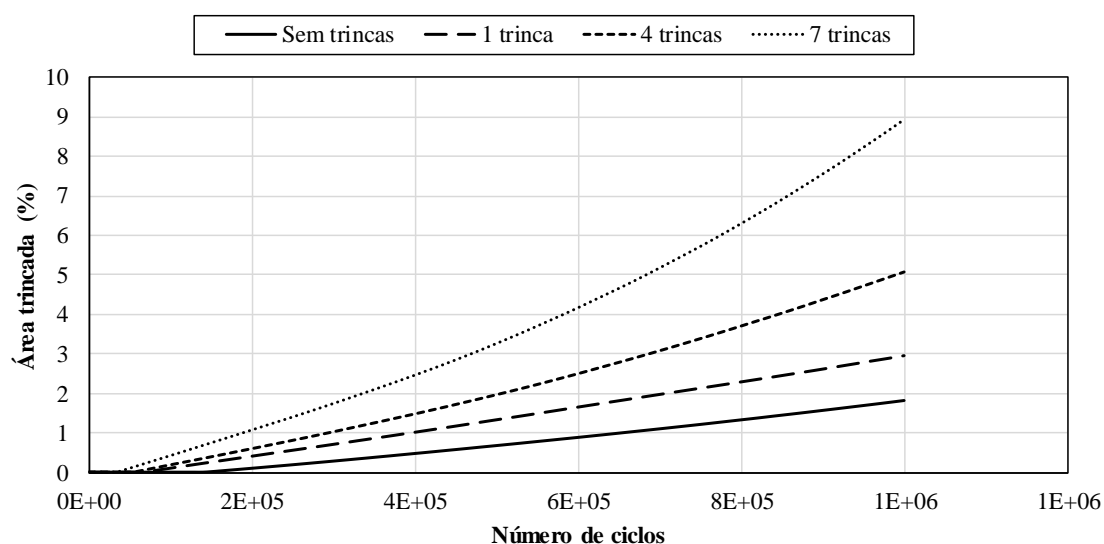


Figura 98. Evolução da área trincada para a estrutura SQ-27, variando o número de trincas.

Fonte: autoria própria.

Estes resultados indicam que a presença das trincas no revestimento velho pode não alterar significativamente as previsões de área trincada do revestimento novo, caso a estrutura do pavimento sem trincas apresente grande potencial de desenvolvimento de dano. Por outro lado, para estruturas que apresentam bom desempenho sem trincas, a presença das trincas no revestimento velho gera grandes concentrações de dano no revestimento novo e pode causar a ruptura precoce por reflexão de trincas.

De modo geral, o modelo de pavimento em escala real demonstrou a

sensibilidade e a capacidade de simular a reflexão de trincas e de capturar a influência de variáveis como propriedades dos materiais, espessuras das camadas e presença de trincas. O modelo, em seu estágio atual de desenvolvimento, não foi capaz de prever com acurácia a evolução de área trincada observada em campo, mas foi capaz de ranquear adequadamente o desempenho das estruturas analisadas. Para aumentar a acurácia das previsões de campo é necessário incrementar o programa AEDCISO, refinar o desenvolvimento do modelo e calibrá-lo com dados de campo.

Por fim, com base nos resultados e análises apresentados, a Figura 99 apresenta um fluxograma com um resumo das atividades propostas para o procedimento numérico-experimental de previsão de reflexão de trincas em pavimentos asfálticos, utilizando o modelo apresentado deste trabalho.

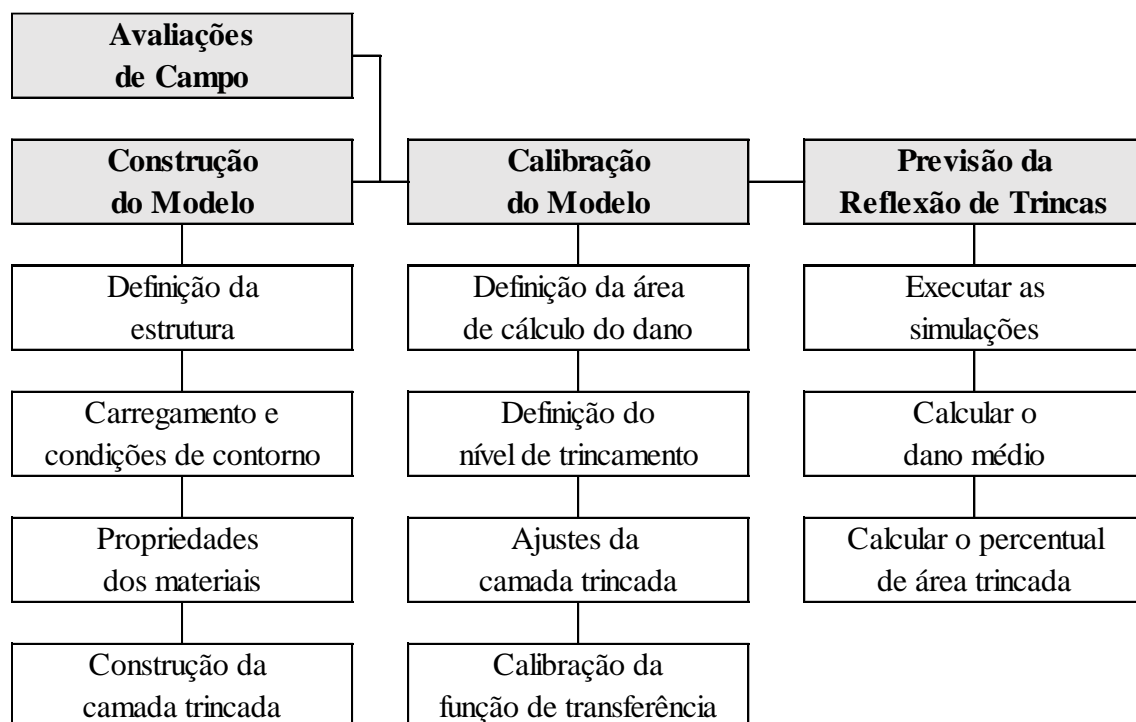


Figura 99. Fluxograma do procedimento numérico-experimental proposto.

Fonte: autoria própria.

## **5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Nesta pesquisa, desenvolveu-se um modelo numérico-experimental para a previsão da reflexão de trincas em pavimentos asfálticos. O modelo numérico foi desenvolvido utilizando como ferramenta computacional o programa AEDCISO, desenvolvido por Almeida (2019), que aplica o Modelo de Dano Contínuo Viscoelástico Simplificado (S-VECD), implementado com o Método dos Elementos Finitos.

### **5.1 CONCLUSÕES**

Esta pesquisa foi dividida em três etapas principais: (1) ensaios de caracterização das misturas asfálticas; (2) ensaios de reflexão de trincas; e (3) modelagem numérica da reflexão de trincas. As seguintes conclusões são baseadas nos resultados obtidos nesta pesquisa:

- A implementação do ensaio Overlay Test foi bem-sucedida, apresentando resultados consistentes e com repetibilidade satisfatória, indicando que os equipamentos construídos e os procedimentos implementados possibilitaram a aplicação correta do carregamento do ensaio. As amostras submetidas à mesma amplitude de deslocamento apresentaram pouca variabilidade nas respostas do primeiro ciclo de carregamento, em concordância com outros resultados encontrados na literatura.
- As curvas S-N dos ensaios Overlay Test apresentaram o comportamento de curvas de fadiga, como esperado. Foi observado que o tipo de ligante foi a variável que exerceu maior influência sobre os resultados destes ensaios, para as misturas asfálticas usadas na pesquisa, nas condições de ensaios avaliadas.
- Com o modelo desenvolvido no programa AEDCISO para simular o ensaio Overlay Test, observou-se que a opção de simulação com perda de rigidez apresentou uma distribuição de dano mais próxima do caso real, com uma maior concentração na região central, imediatamente sobre a descontinuidade, e com a formação de um pico, perpendicular ao carregamento, que tendeu a evoluir e se estender por toda a seção transversal da amostra virtual, como ocorre com as trincas nos ensaios reais.

- Apesar dos bons resultados, a simulação com perda de rigidez necessita de um esforço computacional muito maior, podendo resultar em um tempo total de simulação aproximadamente 20 vezes maior que o tempo necessário para simular o mesmo modelo sem perda de rigidez.
- No processo de calibração do modelo de previsão do ensaio OT, não foi possível obter, para as três misturas utilizadas, um fator de calibração único entre o modelo numérico e o ensaio real. Foi obtido um coeficiente para cada mistura, com os quais foram ajustadas duas curvas de calibração, uma para as simulações com perda de rigidez e outra para as simulações sem perda de rigidez. Estas curvas de calibração englobam simultaneamente as três misturas asfálticas utilizadas e foram ajustadas em função das propriedades das misturas.
- As simulações do ensaio Overlay Test, após a calibração, apresentaram previsões satisfatórias. As curvas S-N das simulações apresentaram a mesma tendência de comportamento e a mesma ordem de grandeza dos valores obtidos nos ensaios reais. Além disso, foram obtidas previsões de ruptura praticamente idênticas para as análises com e sem perda de rigidez, indicando que ambos os métodos de análise, calibrados corretamente, podem proporcionar previsões satisfatórias da curva S-N.
- O modelo do ensaio Overlay Test, como esperado, apresentou resultados mais próximos dos reais para pequenas deformações. A teoria S-VECD, aplicada no modelo, assume a continuidade do material durante toda a simulação. Desta forma, quanto maior a amplitude de abertura do ensaio Overlay Test, mais rapidamente a trinca se forma no material e com maior severidade, tornando o comportamento real ainda mais distante do modelo numérico.
- Apesar das limitações inerentes à aplicação da teoria S-VECD, os resultados mostraram que, em escala experimental, o modelo desenvolvido foi capaz de prever razoavelmente a ruptura das misturas asfálticas caracterizadas no ensaio Overlay Test.
- O modelo desenvolvido no programa AEDCISO para simular uma estrutura de pavimento foi calibrado a partir de resultados de simulações do programa LVECD. De modo geral, as simulações com o AEDCISO apresentaram resultados próximos aos do LEVCD apenas para o dano médio acima de 0,1.

- Após a calibração, a evolução da área trincada prevista a partir do modelo desenvolvido no AEDCISO foi semelhante à previsão feita com o modelo do LEVCD, apresentando a mesma tendência e pouca dispersão.
- A modelagem paramétrica de estruturas de pavimento indicou que existe um valor de rigidez específico para representar numericamente a camada de revestimento asfáltico velho trincado, com o qual o modelo numérico é capaz de simular adequadamente o fenômeno da reflexão de trincas, gerando a concentração de dano nas pontas das trincas e, também, permitindo que dano se desenvolva nas regiões sem trincas.
- Dentre os valores de rigidez testados para a camada de revestimento asfáltico velho trincado, considera-se que o valor de rigidez 10.000 MPa apresentou os resultados mais coerentes e dentro do esperado, para os modelos de pavimentos e condições simuladas neste estudo paramétrico.
- Nas condições simuladas no estudo paramétrico, o módulo dinâmico da camada de revestimento novo foi 10.770 MPa. Este resultado indica que a parte íntegra do revestimento velho pode ser simulada com um módulo igual ou próximo ao do revestimento novo.
- As distribuições de dano das simulações do estudo paramétrico mostraram que a presença das trincas gerou concentração e desenvolvimento acelerado de dano apenas na região acima destas. Estes resultados indicam que o modelo possibilitou a caracterização da reflexão de trincas.
- As previsões de área trincada com área reduzida no cálculo do dano demonstraram que o desenvolvimento do dano foi acelerado na região acima das trincas, tendendo a criar uma faixa danificada sobre cada trinca, que compromete toda a espessura do revestimento novo. Estas pequenas faixas com maior concentração de dano podem ocasionar a ruptura localizada na camada de revestimento, o que caracteriza a reflexão de trincas. Portanto, esta metodologia de análise também é uma opção para avaliar a reflexão de trincas.
- Na última etapa, as simulações de estruturas reais de pavimento superestimaram muito a área trincada observada em campo, para todas as estruturas simuladas. Estes resultados mostram que o modelo numérico deve ser calibrado com dados de estruturas equivalentes às estruturas que serão simuladas, para fornecer bons resultados.

- As previsões de área trincada das estruturas reais ranquearam corretamente o desempenho das quatro seções de campo. Isto mostra que o modelo desenvolvido pode ser empregado para avaliar qualitativamente a reflexão de trincas em diferentes estruturas de pavimento.
- As simulações das estruturas de campo indicaram que a redução da espessura do revestimento velho trincado, pelo processo de fresagem, pode acelerar o desenvolvimento de trincas no revestimento novo, por fadiga e por reflexão, corroborando com os resultados observados em campo.

## **5.2 RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS**

Os tópicos seguintes são sugeridos para pesquisas futuras:

- Alterar o programa AEDCISO para reduzir o tempo total de simulações, possibilitando que sejam realizadas análises com número de ciclos acima de  $1 \times 10^7$ . Reduzindo o tempo total de simulação, além de ampliar a capacidade de previsão, será possível que todas as análises sejam realizadas com perda de rigidez ou que as estruturas de pavimento sejam simuladas em modelos em 3D.
- Alterar a forma de calibração do modelo, permitindo que a calibração seja realizada antes do processo de homogeneização dos parâmetros de dano;
- Incluir mais possibilidades de análises no AEDCISO, como: diferentes configurações de carregamento ou a possibilidade de utilizar uma função de carga definida pelo usuário; análise das deflexões do modelo; variações de temperatura; e consideração de mais de uma camada com dano.
- Construir e monitorar trechos experimentais, realizando avaliações direcionadas para o estudo de reflexões de trincas, que permitam a calibração adequada do modelo numérico.
- Ampliar o estudo paramétrico apresentado, variando as espessuras e as propriedades de todas as camadas.



## REFERÊNCIAS

AEDO, J. L. C., **Programa para análise tridimensional de pavimentos asfálticos**. Dissertação de M.Sc., PUC-RJ, Rio de Janeiro, 1997.

ALLEN, D. H., SEARCY, C. R., “A micromechanical model for a viscoelastic cohesive zone”. **International Journal of Fracture Mechanics**. Vol. 107, n. 2, pp. 159-176, 2001. DOI: 10.1023/A:1007693116116.

ALMEIDA, F. J. P., **Modelagem computacional de misturas asfálticas com a utilização do método dos elementos finitos, da teoria da viscoelasticidade linear e da mecânica do dano contínuo**. Tese de D.Sc., UFC, Fortaleza, 2019.

AL-QADI, I., DESSOUKY, S. H., KWON, J., TUTUMLUER, E., “Geogrid in flexible pavements: validated mechanics”. **Transportation Research Record**, vol. 2045, n. 1, pp. 102-109, 2008. DOI: 10.3141/2045-12.

ANDRADE, L. R., **Comparação do comportamento do de pavimentos asfálticos com camadas de base granular, tratada com cimento e com estabilizantes asfálticos para tráfego muito pesado**. Dissertação de M.Sc., USP, São Paulo, 2017.

ARAGÃO, F. T. S., VARGAS, G. A. B., HARTMANN, D.A., OLIVEIRA, A.D., KIM, Y. R., “Characterization of Temperature- and Rate-Dependent Fracture Properties of Fine Aggregate Bituminous Mixtures Using an Integrated Numerical-Experimental Approach”, **Engineering Fracture Mechanics**, vol. 180, n. 1, pp. 195-212, 2017. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2017.05.036.

ARAGÃO, F. T. S., **Computational microstructure modeling of asphalt mixtures subjected to rate-dependent fracture**. Dissertation for Ph.D. University of Nebraska, Lincoln. USA, 2011.

ARAGÃO, F.T.S.; HARTMANN, D.A.; KIM, Y.R.; MOTTA, L.M.G.; HAFT-AVAHERIAN, M., “Numerical experimental approach to characterize fracture properties of asphalt mixtures at low in-service temperatures”. **Transportation Research Record**, Vol. 2447, n. 1, pp.42-50, 2014. DOI: 10.3141/2447-05.

ARAGÃO, F.T.S.; KIM, Y.R., “Mode I fracture characterization of bituminous paving mixtures at intermediate service temperatures”. **Experimental Mechanics**, vol. 52, n. 9, pp. 1423-1434, 2012. DOI: 10.1007/s11340-012-9594-4.

BANDARU, R., **Cost Effective Prevention of Reflective Cracking in Composite Pavements**. Thesis for M.Sc. Louisiana State University, Baton Rouge, USA, 2010.

BARENBLATT, G. I., “The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture”. **Advanced Applied Mechanics**, vol. 7, pp. 55-129, 1962. DOI: 10.1016/S0065-2156(08)70121-2.

BARKSDALE, R. D., **Fabrics in Asphalt Overlays and Pavement Maintenance**. In: Report NCHRP Synthesis 171, National Cooperative Highway Research Program, National Research Council, Washington, D.C, 1991.

BARRAZZA, D.Z. PEREZ, M.C. FRESNO, D.C. ZAMINILLO, A.V., “New procedure for measuring adherence between a geosynthetic material and a bituminous mixture”. **Geotextiles and Geomembranes**. Vol. 28., n. 1, pp. 483-489, 2011. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2009.12.010

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B., **Pavimentação asfáltica - formação básica para engenheiros**. 4ª ed. Rio de Janeiro, PETROBRAS: ABEDA, 2010.

BONDT, A. H., **Anti-Reflective Cracking Design of (Reinforced) Asphaltic Overlays**. Dissertation for Ph.D., Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 1999.

BUTTON, J., & LYTTON, R., “Evaluation of Fabrics, Fibers and Grids in Overlays”. In: **Proceedings of the Sixth international conference on structural design of asphalt pavements**, Vol. 1, pp. 925-934, The University of Michigan, March 1987.

CALTABIANO, M., **Reflection cracking in asphalt overlays**. Thesis for M.Sc., University of Nottingham, 1990.

CANESTRARI, F., G. FERROTTI, M.N. PARTL, F.A. SANTAGATA, “Advanced Testing and Characterization of Interlayer Shear Resistance”. **Transportation Research Record**, Vol. 1929, n. 1, pp. 69-78, 2005. DOI: 10.1177/0361198105192900109.

CHEREPANOV, G. P. “The propagation of cracks in a continuous media”. **Journal of Applied Mathematics and Mechanics**, Vol. 31 n. 3, pp. 476-488, 1967.

COOLOP, A.C. SUTTANTO, M.H. AIREY, G.D. ELLIOT, R.C., “Development of an automatic torque test to measure the shear bond strength between asphalt”. **Construction and Building Materials**, Vol. 25, n. 2, pp. 623-629, 2011. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2010.07.030

CORREIA, N.S., **Performance of flexible pavements enhanced using geogrid reinforced asphalt overlays**. Tese de D.Sc., USP, São Carlos, 2010.

DEILAMI, S.; WHITE, G. “Review of reflective cracking in composite pavements”. **International Journal of Pavement Research and Technology**. Vol. 13, pp. 524–535, 2020. DOI: 10.1007/s42947-020-0332-5.

DEMPSEY, B. J., “Development and Performance of Interlayer Stress-Absorbing Composite in Asphalt Concrete Overlays”. **Transportation Research Record**, Vol. 1809, n. 1, pp. 175-183, 2002. DOI: 10.3141/1809-19.

DI BENEDETTO, H, NEJI, J, ANTOINE, J. P, PASQUIER, M., “Apparatus for Laboratory Study of Cracking Resistance, Reflective Cracking in Pavements, State of the Art and Design Recommendations”. **In: Proceedings of the Second International RILEM Conference**, Liege, Belgium, pp. 179-186, 1993.

DUMAS, PH., VECOVEN, J., “Processes Reducing Reflective Cracking; Synthesis of Laboratory Tests”. **In: Proceedings of the Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations**, pp. 246-253, Liege, Belgium, March 1993.

ELSEIFI, M., & AL-QADI, I., “Modeling of strain energy absorbers for rehabilitated cracked flexible pavements”. **Journal of Transportation Engineering**, Vol. 131, n. 9, pp. 653-661, 2005. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2005)131:9(653).

ESPINOSA, H. D., ZAVATTIERI, P. D., “A Grain Level Model for the Study of Failure Initiation and Evolution in Polycrystalline Brittle Materials. Part I: Theory and Numerical Implementation”. **Mechanics of Materials**, Vol. 35, n. 3, pp. 333-364, 2003. DOI: 10.1016/S0167-6636(02)00285-5.

FRANCO, F. A. C. P., **Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2007.

GALLEGO, J., PRIETO, J. N., “New Laboratory Equipment for the Study of Reflective Cracking in Asphalt Overlays”. **Transportation Research Record**, Vol.1970, n.1, pp.215-222, 2006. DOI:10.1177/0361198106197000123.

GARCIA, V. M.; MIRAMONTES, A.; GARIBAY, J.; ABDALLAH, I.; NAZARIAN, S., “Assessing Crack Susceptibility of Asphalt Concrete Mixtures with Overlay Tester”. **Journal of Testing and Evaluation**, Vol. 46, n. 3, pp. 924–933, 2018. DOI: 10.1520/JTE20170006.

GARCIA, V., MIRAMONTES, A., GARIBAY, J., ADBALLAH, I., NAZARIAN, S., **Improved Overlay Tester for Fatigue Cracking Resistance of Asphalt Mixtures**. In: Report TxDOT 0-6815-1, Center for Transportation Infrastructure System, The University of Texas, El Paso, Texas, USA, 2017.

GIBNEY, A., LOHAN, G., MOORE, V., “Laboratory Study of Resistance of Bituminous Overlays to Reflective Cracking”. **Transportation Research Record**, Vol. 1809, n. 1, pp. 184-190, 2002. DOI: 10.3141/1809-20.

GRZYBOWSKA, W., WOJTOWICZ, J., FONFERKO, L. C., “Application of Geosynthetics to Overlays in Cracow Region of Poland”. **In: Proceedings of the Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations**, pp. 290-298, Liege, Belgium, March 1993.

GUIMARÃES, P.A., **Estudo da aderência entre camadas asfálticas de pavimentos**. Dissertação de M.Sc., USP, São Paulo, 2013.

HAAS, R., PONNIAH, E. J., “Design oriented evaluation of alternative for reflection cracking through pavement overlays”. In: **Proceedings of the First international RILEM Conference, Reflective Cracking in Pavement**, March 1989.

HARTMANN, D.A. **Um gerador de amostras virtuais de misturas asfálticas: desenvolvimento e aplicabilidade em simulações microestruturais**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2017.

HOU, T., B. S. Underwood, Y. R. Kim., “Fatigue Performance Prediction of North Carolina Mixtures Using Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model”. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, Vol. 79, pp. 35-80, 2010. ISSN: 0270-2932.

KARKI, P., LI, R., BHASIN, A., “Quantifying overall damage and healing behavior of asphalt materials using continuum damage approach”. **International Journal of Pavement Engineering**, Vol. 16, n. 4, pp. 350-362, 2015. DOI: 10.1080/10298436.2014.942993

KIM, Y. R., F. A. C. de Freitas, J. S. Jung, Y. Sim, “Characterization of bitumen fracture using tensile tests incorporated with viscoelastic cohesive zone model”. **Constructions and Building Materials**, Volo. 88, n. 1, pp. 1-9, 2015. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2015.04.002.

KIM, Y. R. **Modeling of Asphalt Concrete**. Reston, VA: ASCE Press; New York: McGraw-Hill, 2009. (McGraw-Hill Construction). ISBN 9780071464628.

KIM, Y. R.; TEIXEIRA, J. E. S. L.; KOMMIDI, S. R.; LITTLE, D. N.; ARAGÃO, F. T. S. SANCHEZ, L. M.; SOUZA, F. V., “Rate-dependent fracture modeling of bituminous media using nonlinear viscoelastic cohesive zone with Gaussian damage function”. **Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering**. Vol. 36, n. 11, pp. 1365-1381, 2021. DOI: 10.1111/mice.12754.

KUTAY, E. M., LANOTTE, M., “Viscoelastic continuum damage (VECD) models for cracking problems in asphalt mixtures”. **International Journal of Pavement Engineering** Vol. 19, n. 3, pp. 231-242, 2018. DOI: 10.1080/10298436.2017.1279492.

LEE, H. H, Kim, Y. R., “Viscoelastic constitutive model for asphalt concrete under cyclic loading”. **Journal of Engineering Mechanics**, Vol. 124, n. 1, pp. 32-40, 1988. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:1(32).

LEUTNER, R., “Investigation of the Adhesion of Bituminous Pavements”. **Journal of Bitumen**, Vol 3, pp. 84-91, 1979.

LI, N. **Asphalt Mixture Fatigue Testing, Influence of Test Type and Specimen Size. Road and Railway Engineering Section**. Dissertation for PhD, Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 2013.

Li, Y. **Asphalt Pavement Fatigue Cracking Modeling**. Dissertation for PhD, Louisiana State University, Baton Rouge, Louisiana, USA, 1999.

LIVNEH, M., ISHAI, I., KIEF, O., “Bituminous Pre-Coated Geotextile Felts for Retarding Reflection Cracks”. In: **Proceedings of the Second International RILEM Conference on Reflective Cracking in Pavements - State of the Art and Design Recommendations**, Liege, Belgium, pp. 343-350, March 1993.

LORIA, L., SEBAALY, P. E., & HAJJ, E. Y., “Long-Term Performance of Reflective Cracking Mitigation Techniques in Nevada”. **Transportation Research Record**, Vol. 2044, n. 1, pp. 86–95, 2008. DOI: 10.3141/2044-10.

LORIA-SALAZAR, L., **Reflective Cracking of Flexible Pavements: Literature Review, Analysis Models and Testing Methods**. Thesis for M.Sc., University of Nevada, Reno, USA, 2008.

LYTTON, R., “Use of geotextiles for reinforcement and strain relief in asphalt concrete”. **Geotextiles and Geomembranes**, Vol. 8, n. 3, pp. 217-237, 1989. ISSN: 0266-1144.

MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G., **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Edição, Rio de Janeiro, Interciência, 2015.

MOHAMMAD, L. N., A. BAE, M. ELSEIFI, J. BUTTON, J. SCHEROCMAN., “Interface Shear Strength Characteristics of Emulsified Tack Coats”. **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, Vol. 78, pp. 249–278, 2009. ISSN: 0270-2932

MOSES, O., **Mechanical behavior of stress absorbing membrane interlayers**. Thesis for PhD, University of Nottingham, Nottingham, United Kingdom, 2011.

NASCIMENTO, L. A. H, **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. Thesis for PhD, North Caroline State University, North Caroline, USA, 2015.

NASCIMENTO, L.A.H., **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

OWUSU-ANTWI, E. B., KHAZANOVICH, L., TITUS-GLOVER, L., “Mechanistic-based model for predicting reflective cracking in asphalt concrete-overlaid pavements”, **Transportation Research Record**, Vol. 1629, n. 1, pp. 234-241, 1998. DOI:10.3141/1629-26.

PADILLA, P.L., **Utilización de geossintéticos en pavimentos como estrategia contra el reflejo de grietas**. Dissertação de M.Sc., Universidad de Costa Rica, Costa Rica, 2016.

PARIS, P. C., ERDOGAN, F., “A critical analysis of crack propagation laws”. **Journal of Basic Engineering**, Vol. 85, n. 3, pp. 528-883, 1963. DOI: 10.1115/1.3656900.

PARK, S. W., SCHAPERLY, R. A., “A viscoelastic constitutive model for particulate composites with growing damage”. **International Journal of Solids and Structures**, Vol. 34, n. 8, pp. 931–947, 1997. DOI: 10.1016/S0020-7683(96)00066-2.

PAZOS, A. G., **Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.

PORTELA, E. L., COUTINHO, R. P., PARENTE JR., E., HOLANDA, A. S., “Thermo-Mechanical Analysis of Asphalt Pavements”. In: **XXX Congresso Ibero Latino Americano em Métodos Computacionais em Engenharia (CILAMCE)**, pp. 1-11, Armação de Búzios, 2009.

PUGNO, N., CIAVARELLA, M., CORNETTI, P., CARPINTERI, A., “A generalized Paris’ law for fatigue crack growth”. **Journal of the Mechanics and Physics of Solids**, Vol. 54, n. 7, pp. 1333-1349, 2006. DOI: 10.1016/j.jmps.2006.01.007.

RAAB, C., PARTL, M. N., “Effect of Tack Coat on Interlayer Shear Bond of Pavements”. In: **Proceedings of the 8th Conference of Asphalt Pavements for Southern Africa (CAPSA’04)**, pp. 847-855, Sun City, South Africa, 2004.

RAAB, C., PARTL, M. N., ABD EL HALIM, A.O., “Evaluation of interlayer shear bond devices for asphalt pavements”. **The Baltic Journal of Road and Bridge Engineering**, Vol. 4, n. 4, pp. 186–195, 2009. DOI: 10.3846/1822-427X.2009.4.186-195.

RABÊLO, A. N., **Contribuição ao estudo da imprimação betuminosa das bases rodoviárias do estado do Ceará**. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2006.

RAMI, K. Z., AMELIAN, S., KIM, Y. R., YOU, T., LITTLE, D. N., “Modeling the 3D fracture-associated behavior of viscoelastic asphalt mixtures using 2D microstructures”. **Engineering Fracture Mechanics**. Vol. 182, n. 5, pp. 86-99, 2017. DOI: 10.1016/j.engfracmech.2017.07.015.

RESSUTTE, A. F. B., **Estudo de desempenho de pavimento asfáltico reforçado com tela de aço em rodovia no Estado de São Paulo**. Dissertação de M.Sc. USP, São Paulo, 2017.

RICE, J. R., “A Path Independent Integral and the Approximate Analysis of Strain Concentration by Notches and Cracks”, **Journal of Applied Mechanics**, Vol. 35, n. 2, pp. 379-386, 1968. DOI: 10.1115/1.3601206.

ROMANOSCHI, S. A., METCALF, J. B., “Characterization of Asphalt Concrete Layer Interfaces”. **Transportation Research Record**, Vol. 1778, n. 01, pp. 132-139, 2001. DOI:10.3141/1778-16

SAFAVIZADEH, S. A., **Fatigue and Fracture Characterization of GlasGrid® Reinforced Asphalt Concrete Pavement**. Thesis for Ph.D., North Carolina State University, North Carolina, USA, 2015.

SANTAGATA, E., CANESTARI, F., “Tensile and Shear Tests of Interfaces in Asphalt Mixtures: A New Perspective on Their Failure Criteria”. **In: Proceedings of the 2nd International of Symposium on Highway Surfacing**, Ulster, Ireland, 1994.

SCHAPERLY, R. A. “A Method for Predicting Crack Growth in Nonhomogeneous Viscoelastic Media”. **International Journal of Fracture**, Vol. 14, n. 3, pp. 293-309, 1987. DOI:10.1007/BF00034690

SCHAPERLY, R. A. **A theory of crack growth in viscoelastic media**. In: Report Number MM 2764-73-1, Mechanics and Materials Research Center, Texas A&M University, College Station, Texas, 1973.

SCHAPERLY, R. A. “A Theory of Crack Initiation and Growth in Viscoelastic Media”, **International Journal of Fracture**, Vol. 11, n. 3, pp. 141-159, 1975. DOI:10.1007/BF00034721

SHARCAF, M., **Laboratory Evaluation of Geogrid-Reinforced Flexible Pavements**. Thesis for M.Sc., University of Nevada, Las Vegas, USA, 2016.

SILVA, F. H. P., **Estudo do comportamento de um lastro ferroviário sob carga repetida em modelo físico de verdadeira grandeza**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2018.

SILVA, S. A. T., **Modelagem mecanístico-empírica da interface revestimento asfáltico-base granular**. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SILVA, S.A.T., VIDAL, P.J.F., HOLANDA, A.S., “Análise viscoelástica de pavimentos asfálticos utilizando elementos finitos e infinitos”. **Transportes**, Vol. 3, n. 21, pp. 5-13, 2013. DOI:10.4237/transportes.v21i3.676.

SMITH, R. D., **Laboratory Testing of Fabric Interlayers for Asphalt Concrete Paving**. In: Report No. FHWA/CA/TL-84/06, Federal Highway Administration, California Department of Transportation, 1983.

SOBHAN, K., CROOKS, T., TANDON, V., MATTINGLY, S., “Laboratory Simulation of the Growth and Propagation of Reflection Cracks in Geogrid Reinforced Asphalt Overlays”. **In: Proceedings of the Fifth International RILEM Conference**, Lomoges, France, pp. 589-596, 2004.

SONG, S. H., PAULINO, G. H., BUTTLAR, W. G., “A Bilinear Cohesive Zone Model Tailored for Fracture of Asphalt Concrete Considering Viscoelastic Bulk Material”. **Journal of Engineering Fracture Mechanics**, Vol. 73, n. 18, pp. 2829-2847, 2006. DOI:10.1016/j.engfracmech.2006.04.030

SU, Y., ASADI, H., NIKRAZ, H., “VECD investigation and quantification of rest period healing within pulse-rest loading”. **International Journal of Pavement Engineering** Vol. 21, n. 14, pp. 1-17, 2019. DOI: 10.1080/10298436.2019.1566543.

TAMAGNY, P., WENDLING, L., PIAU, J. M., “A New Explanation of Pavement Cracking from Top to Bottom: The Viscoelasticity of Asphalt Materials”. In: **Proceedings of the Fifth International RILEM Conference**, Lomoges, France, pp. 425-432, 2004.

TASHMAN, L., NAM, K., PAPAGIANNAKIS, T., **Evaluation of the Influence of Tack Coat Construction Factors on the Bond Strength between Pavement Layers**. In: Report WA-RD 645.1, Washington Center for Asphalt Technology, Pullman, WA, 2006. DOI:10.13140/RG.2.1.4757.5522.

TSAI, F. L. **Prediction of Reflective Cracking in Hot Mix Asphalt Overlays**. Thesis for PhD, Texas A & M University, Texas, USA, 2010.

UNDERWOOD, B.S., BAEK, C. M., KIM, Y. R., “Simplified Viscoelastic Continuum Damage Model as Platform for Asphalt Concrete Fatigue Analysis”. **Transportation Research Record**, Vol. 2296, n. 1, pp. 36-45, 2012. DOI:10.3141/2296-04.

VARGAS, G. A. B., **Caracterização Numérico-Experimental de Propriedades de Fratura de Misturas Asfálticas de Agregados Finos**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

VON QUINTUS, H. L., RAO, C., MALLELA, J., AHO, B., **Guidance, parameters, and recommendations for rubblized pavements**. In: Report WHRP 06-13. Wisconsin Department of Transportation, Madison, Wisconsin, 2007.

WARGO, A.D., **Laboratory and Field Investigation of Reflective Crack Mitigation in Layered Asphalt Concrete Pavements**. Thesis for Ph.D., North Carolina State University, North Carolina, USA, 2015.

WITCZAK, M.W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M.; VON QUINTUS, H., **Simple performance test for Superpave mix design**. In: NCHRP Report 465. Transportation Research Board. Washington, D.C, 2002.

WU, R., HARVEY, J. T., MONISMITH, C. L., “Towards a mechanistic model for reflective cracking in asphalt concrete overlays”. In: **Proceedings Association of Asphalt Paving Technology Conference**, Savannah, Georgia, 2006.

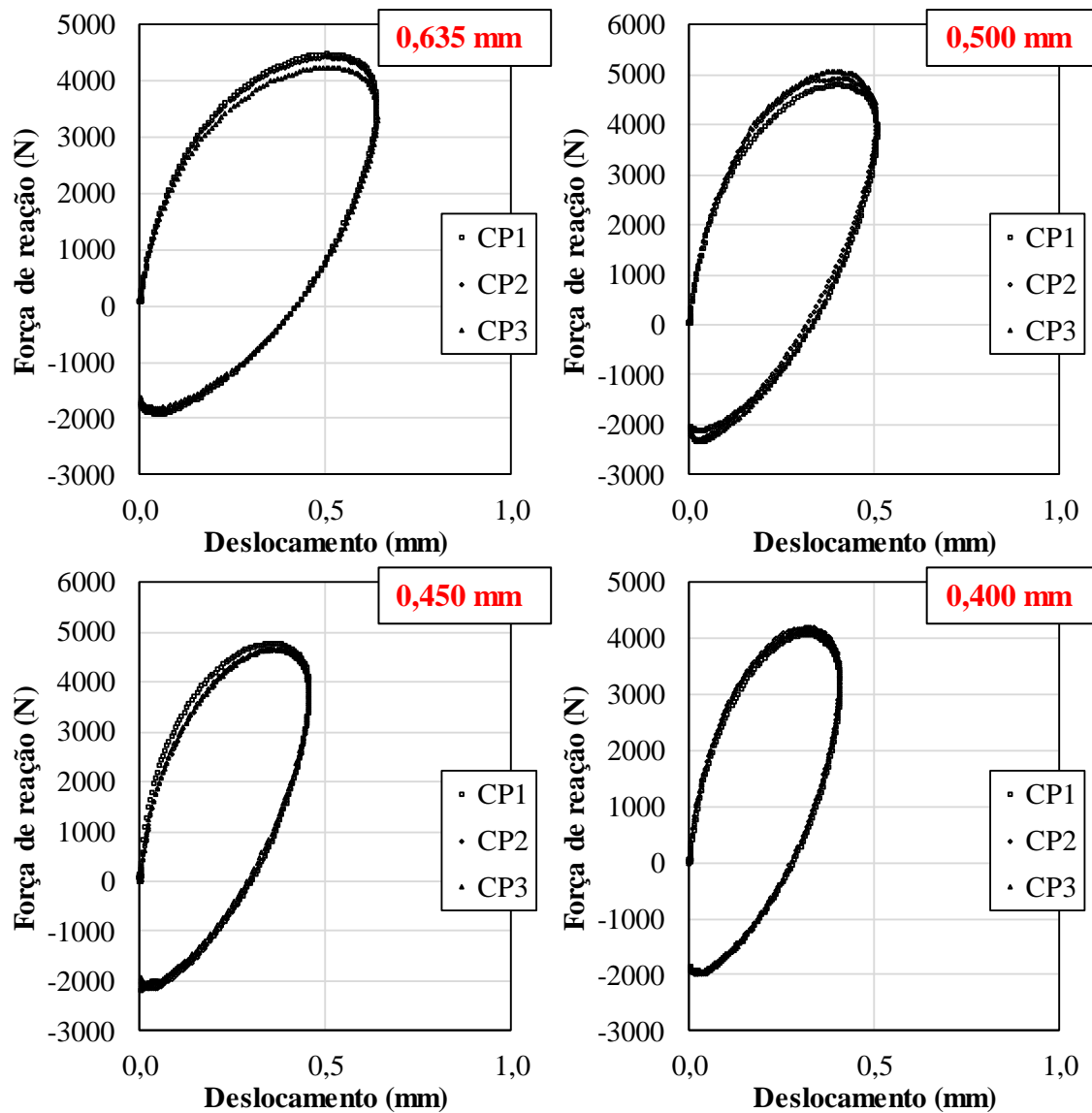


ZHOU, F., SUN, L., “Optimal Thickness of Asphalt Overlay for Composite Pavements”.  
**In: Proceedings of the Fourth International RILEM Conference**, RILEM Publications SARL, pp. 69-79, 2000.

ZHOU, F. HU, S. SCULLION, T., **Development and verification of the overlay tester based fatigue cracking prediction approach**. In Report FHWA/TX-07/9-1502-01-8, Texas Transportation Institute, Texas A&M University System, 2007.

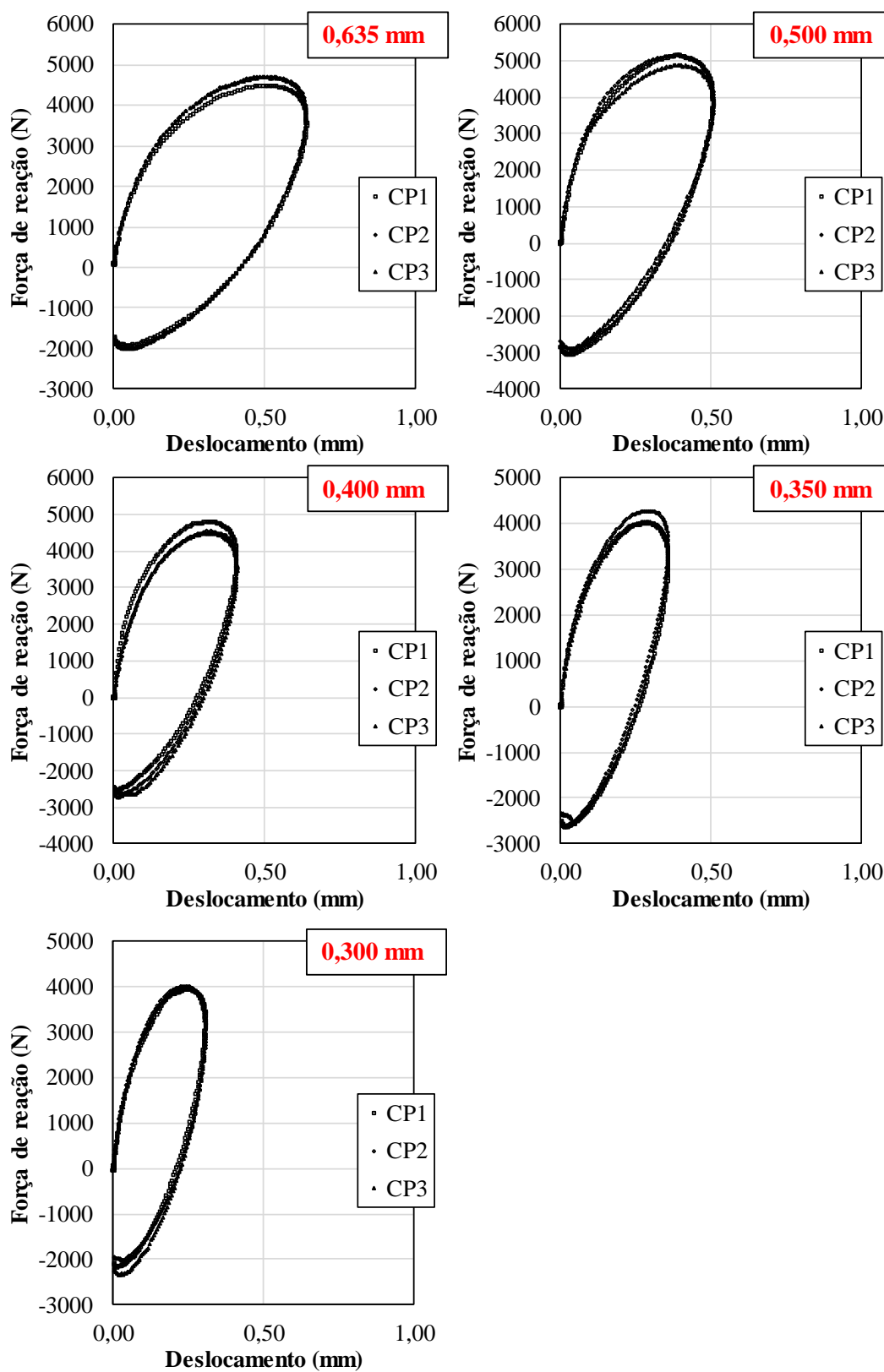
## APÊNDICE A - CURVAS FORÇA-DESLOCAMENTO DO PRIMEIRO CICLO DOS ENSAIOS OT

Curvas força-deslocamento do primeiro ciclo dos ensaios OT realizados com a mistura M1.



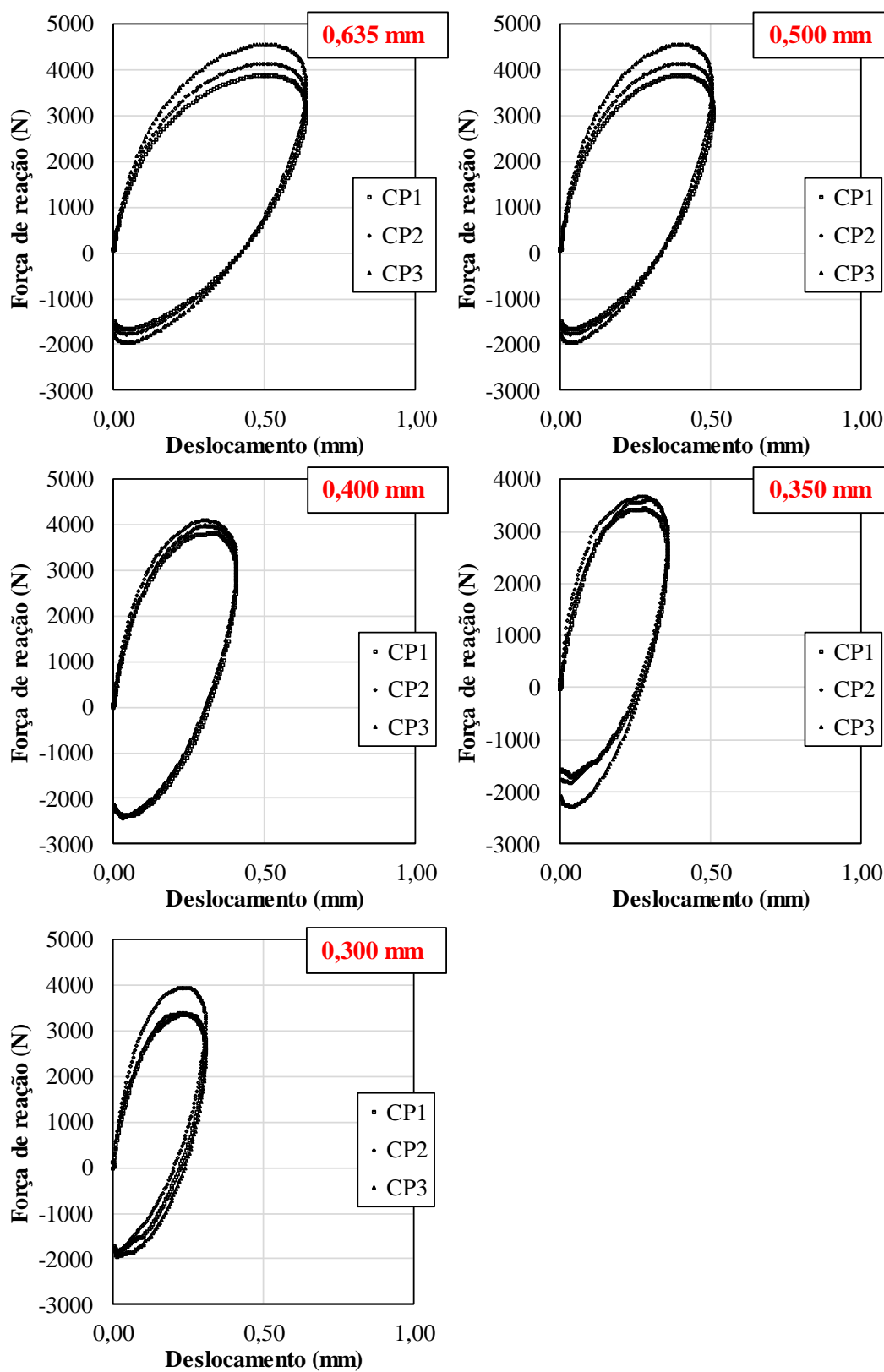
Fonte: autoria própria.

Curvas força-deslocamento do primeiro ciclo dos ensaios OT realizados com a mistura M2.



Fonte: autoria própria.

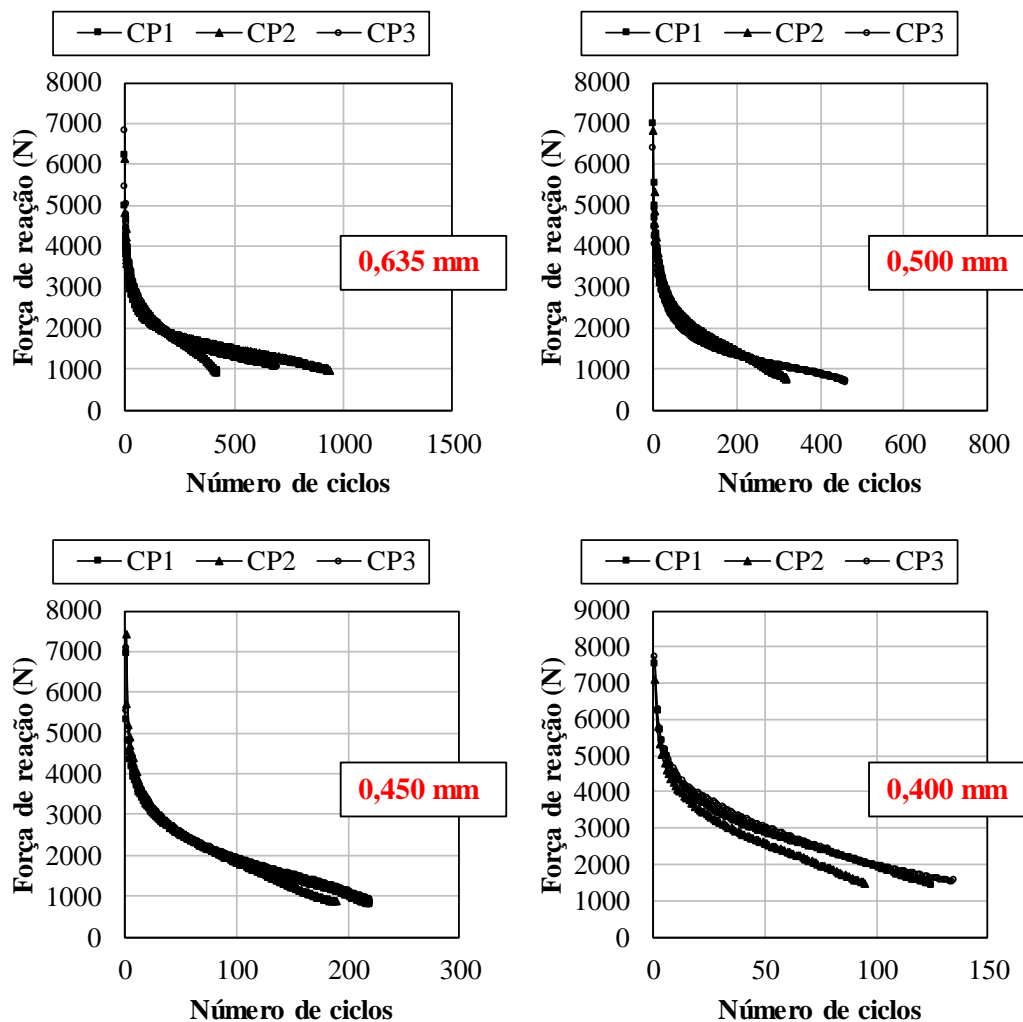
Curvas força-deslocamento do primeiro ciclo dos ensaios OT realizados com a mistura M3.



Fonte: autoria própria.

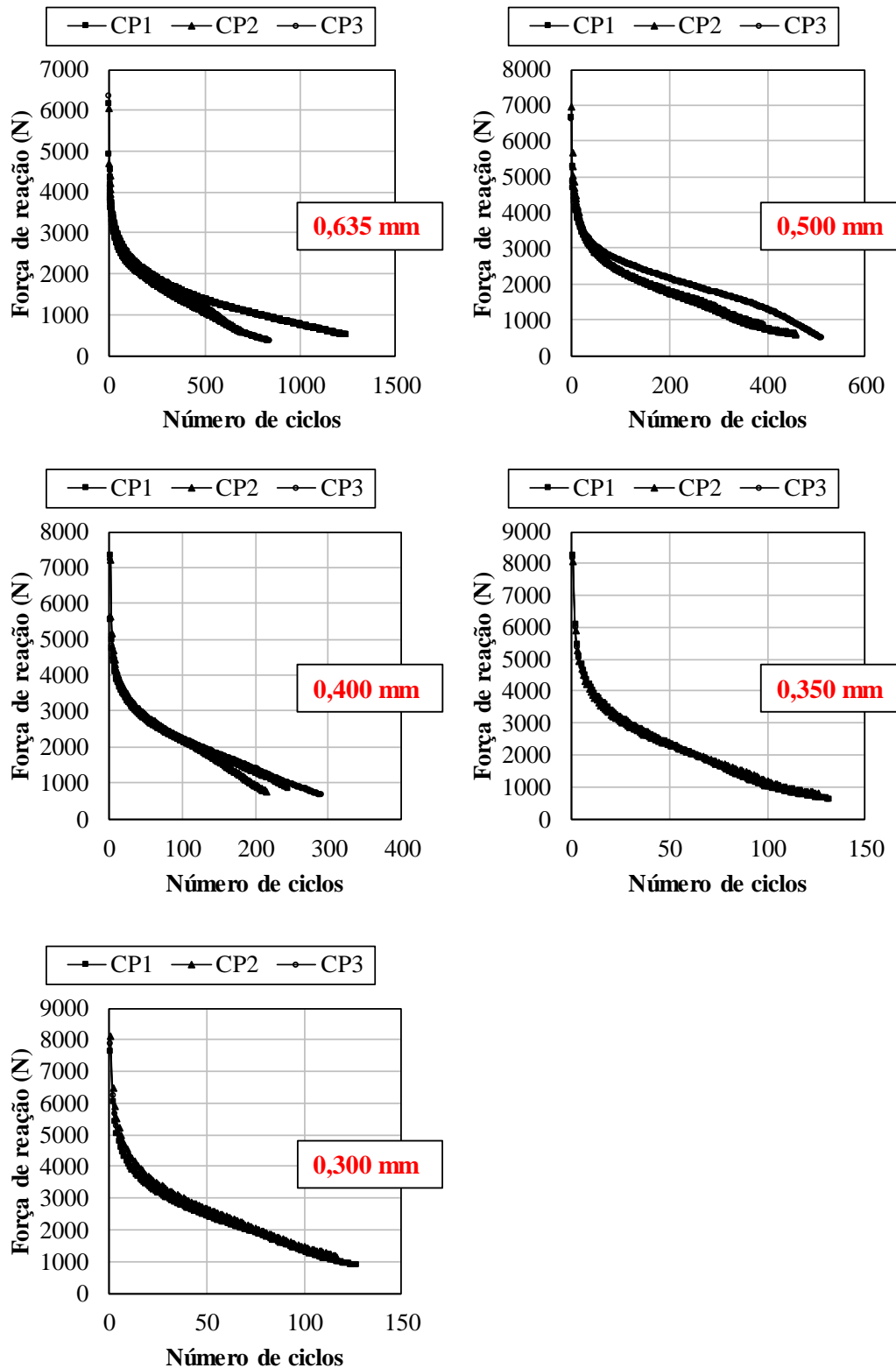
## APÊNDICE B - REDUÇÃO DA FORÇA MÁXIMA DOS ENSAIOS OT

Curvas de redução da força de reação máxima dos ensaios OT realizados com a mistura M1.



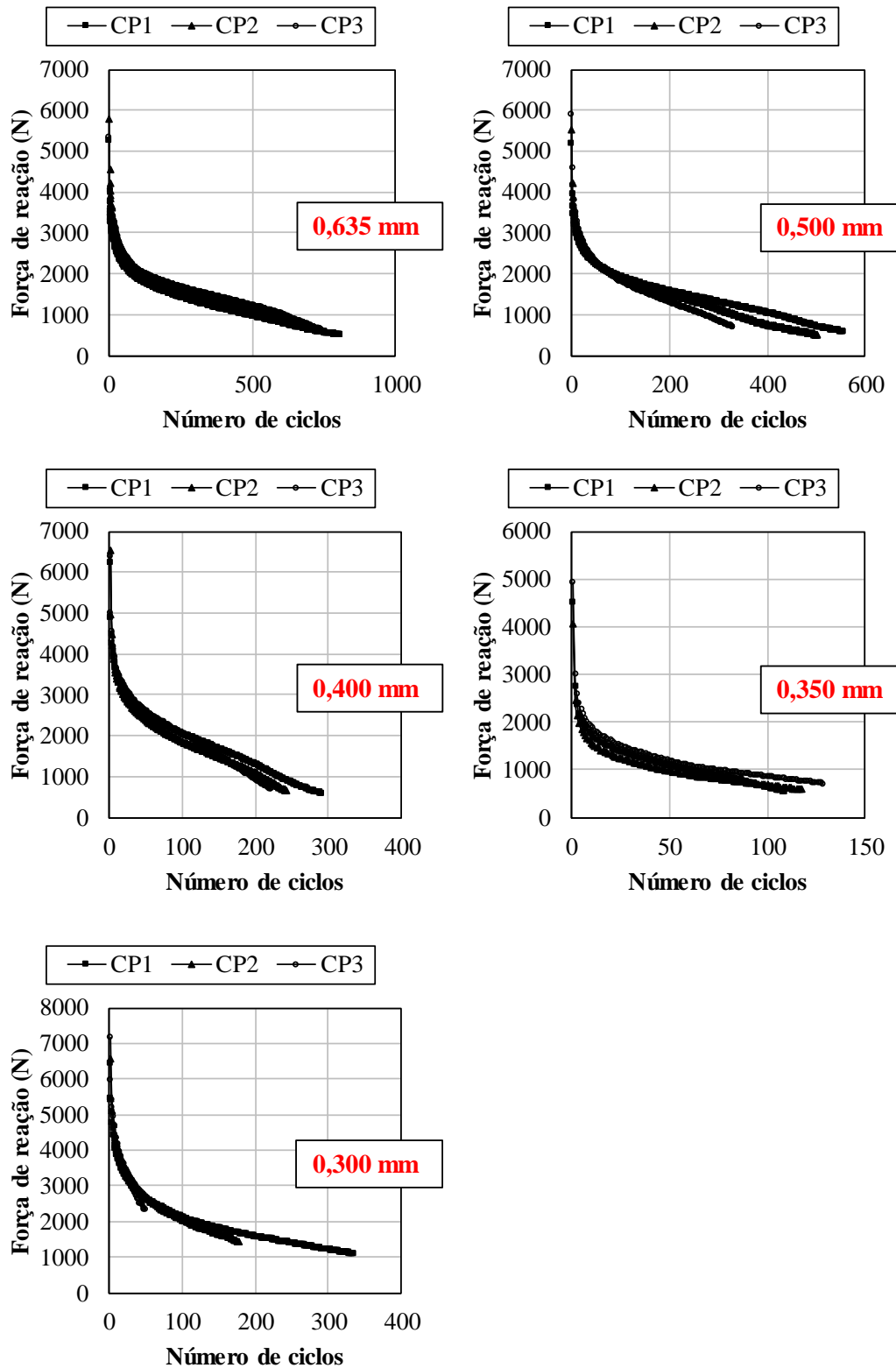
Fonte: autoria própria.

Curvas de redução da força de reação máxima dos ensaios OT realizados com a mistura M2.



Fonte: autoria própria.

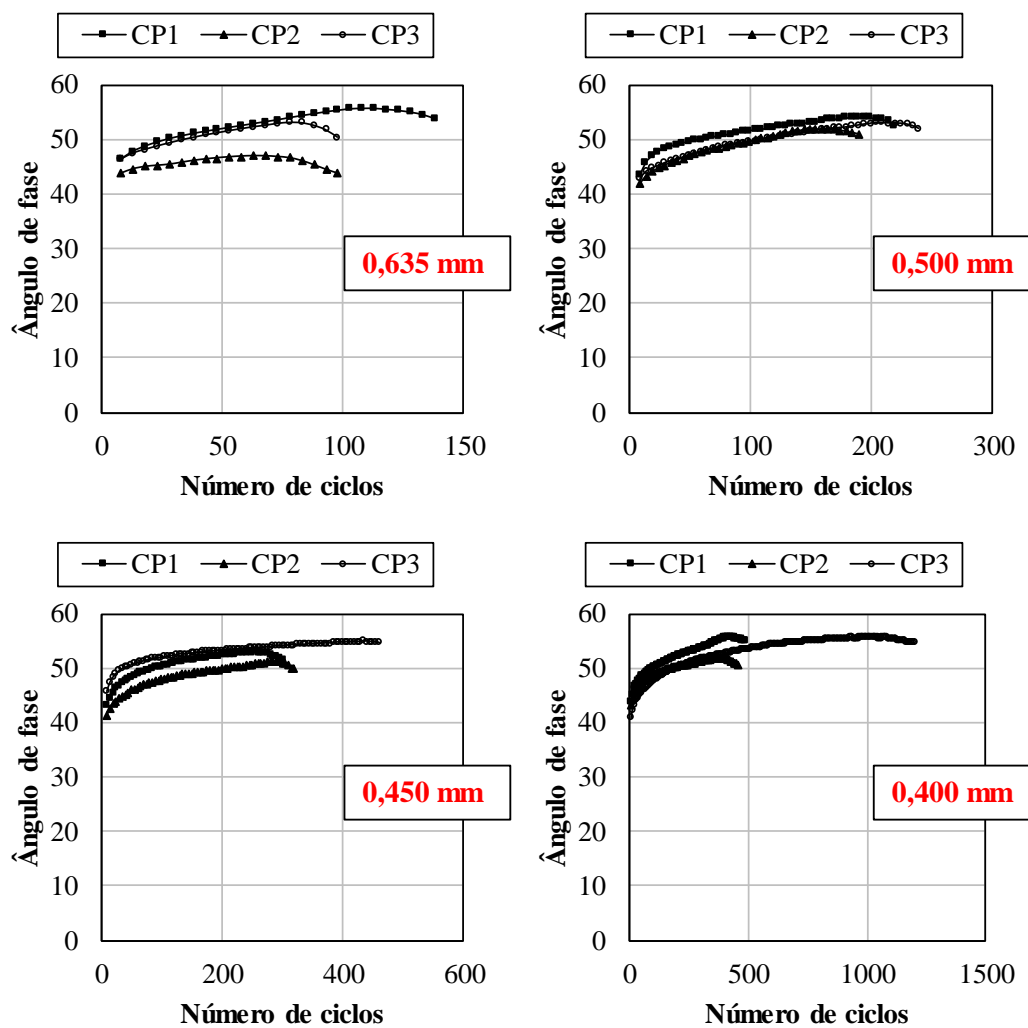
Curvas de redução da força de reação máxima dos ensaios OT realizados com a mistura M3.



Fonte: autoria própria.

## APÊNDICE C - VARIAÇÃO DO ÂNGULO DE FASE DOS ENSAIOS OT

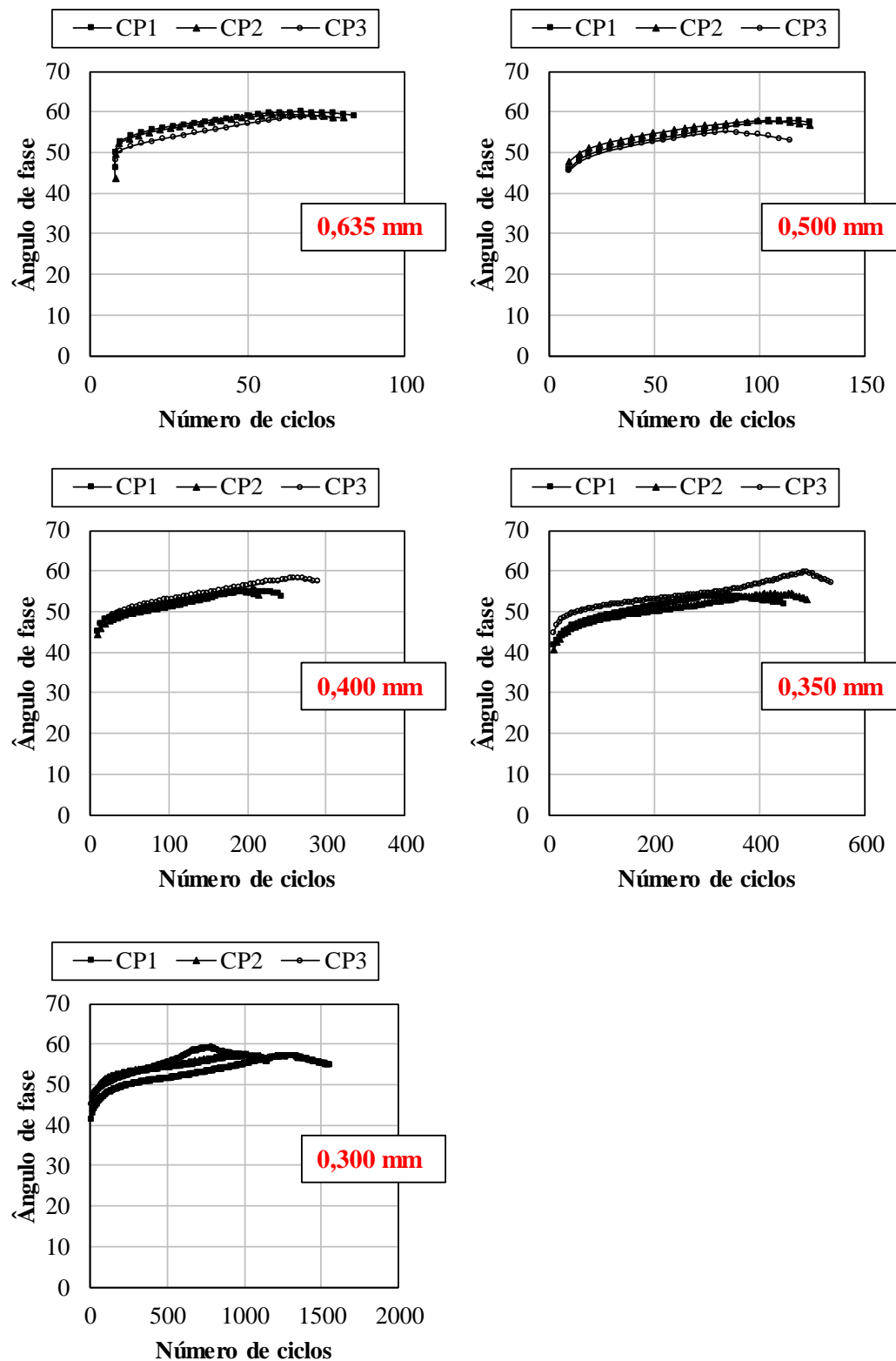
Curvas de variação do ângulo de fase dos ensaios OT realizados com a mistura M1.



Fonte: autoria própria.

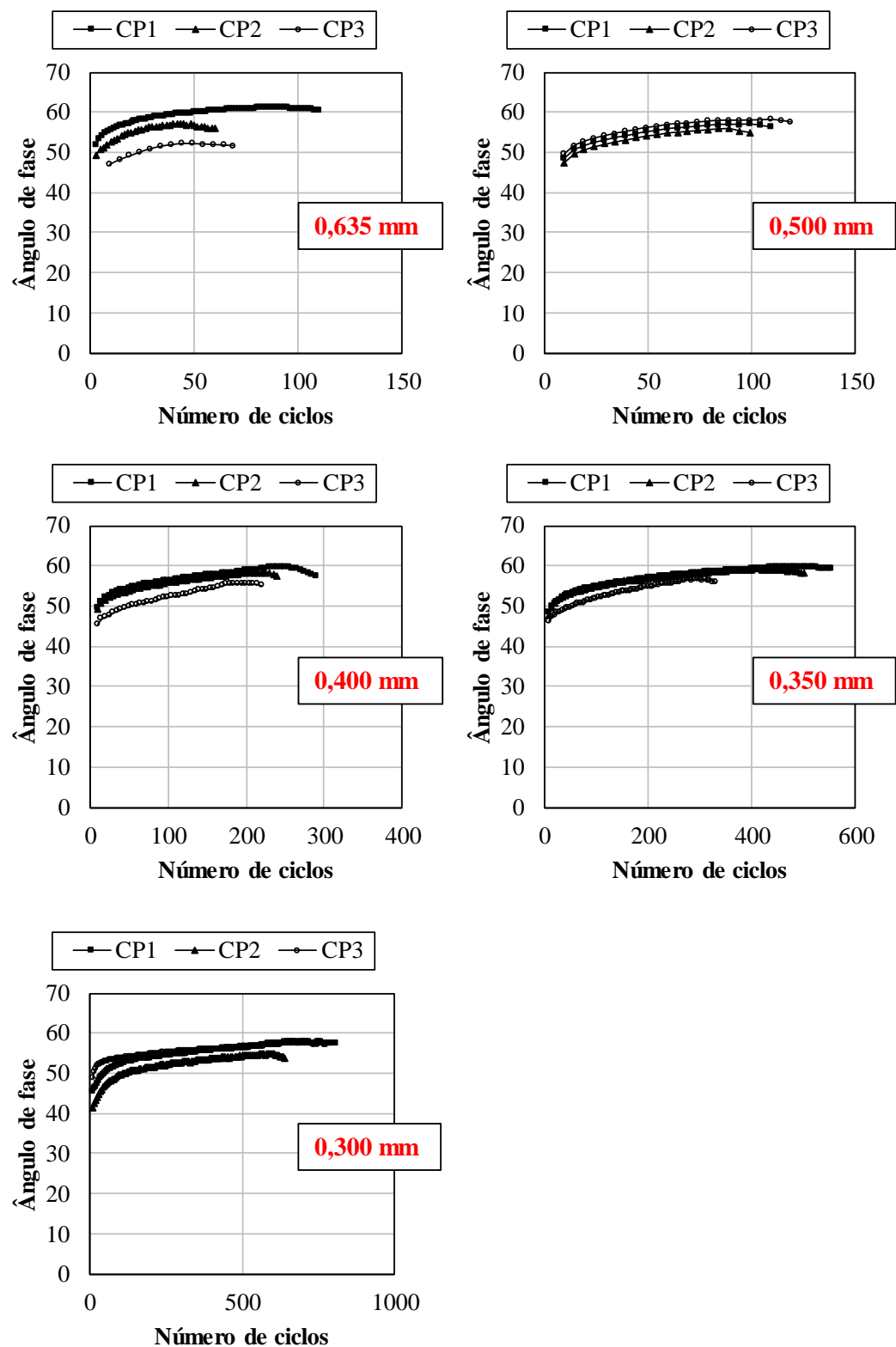


Curvas de variação do ângulo de fase dos ensaios OT realizados com a mistura M2.



Fonte: autoria própria.

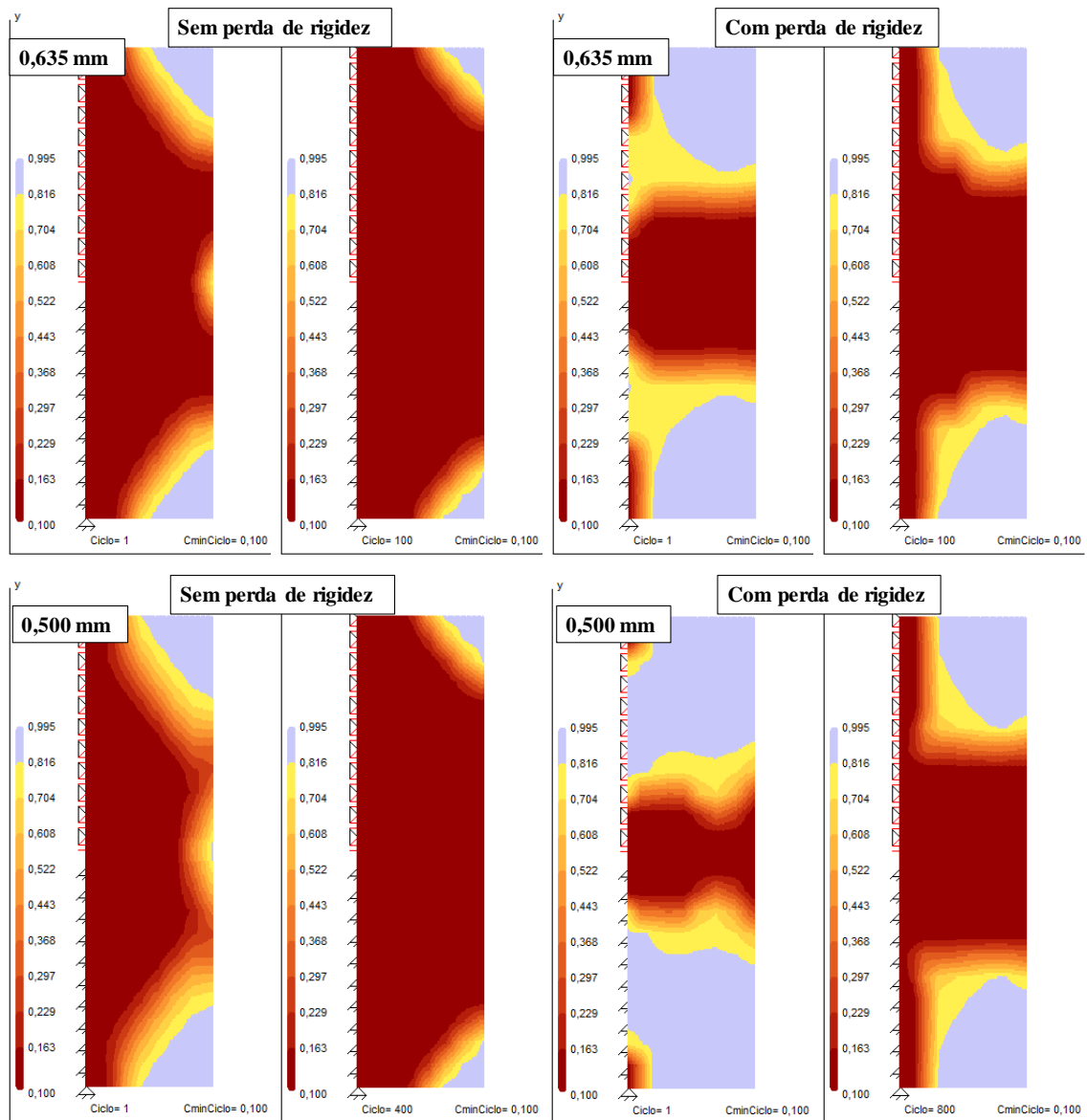
Curvas de variação do ângulo de fase dos ensaios OT realizados com a mistura M2.

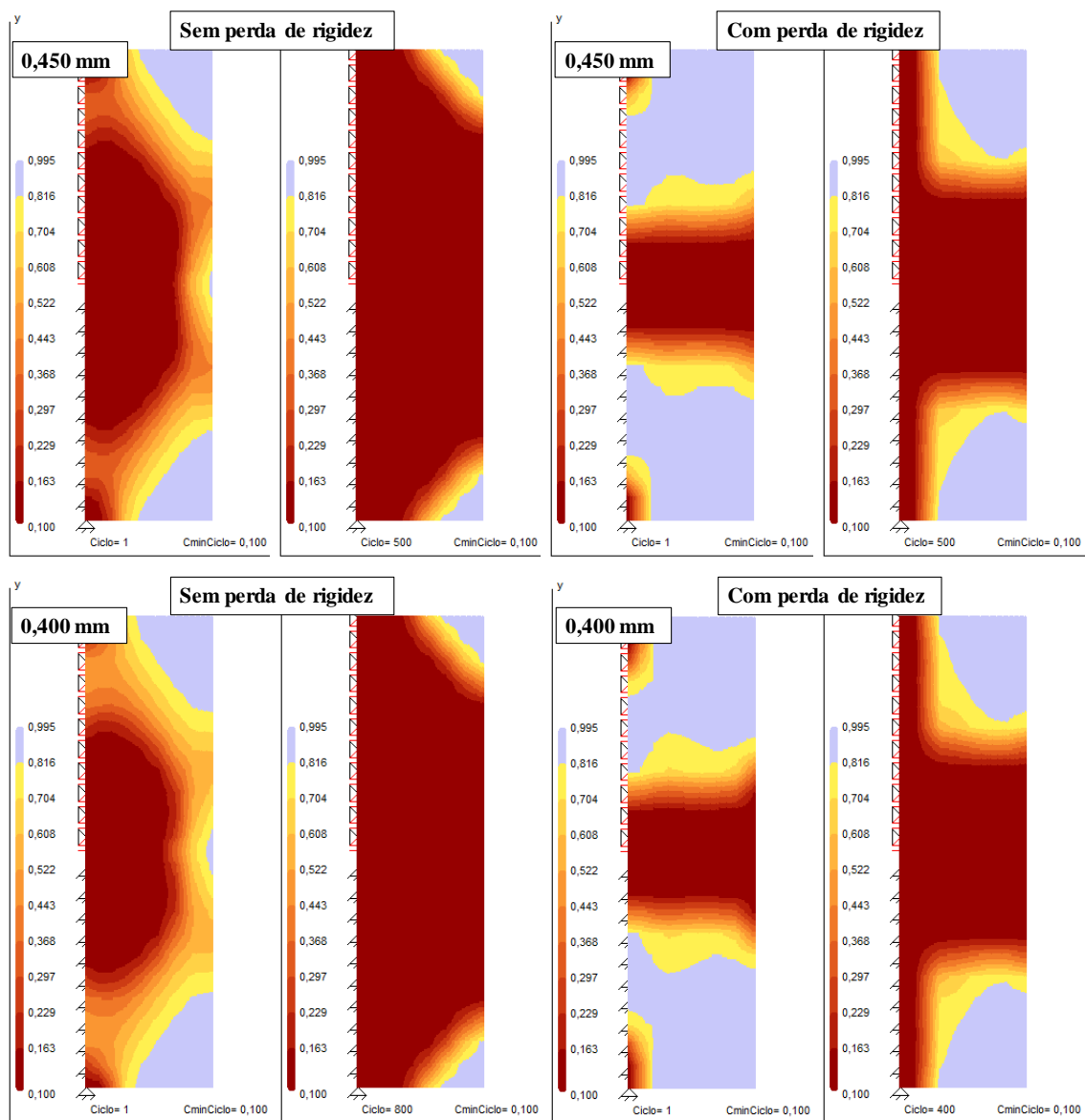


Fonte: autoria própria.

## APÊNDICE D - DISTRIBUIÇÕES DE INTEGRIDADE DAS SIMULAÇÕES DO ENSAIO OT

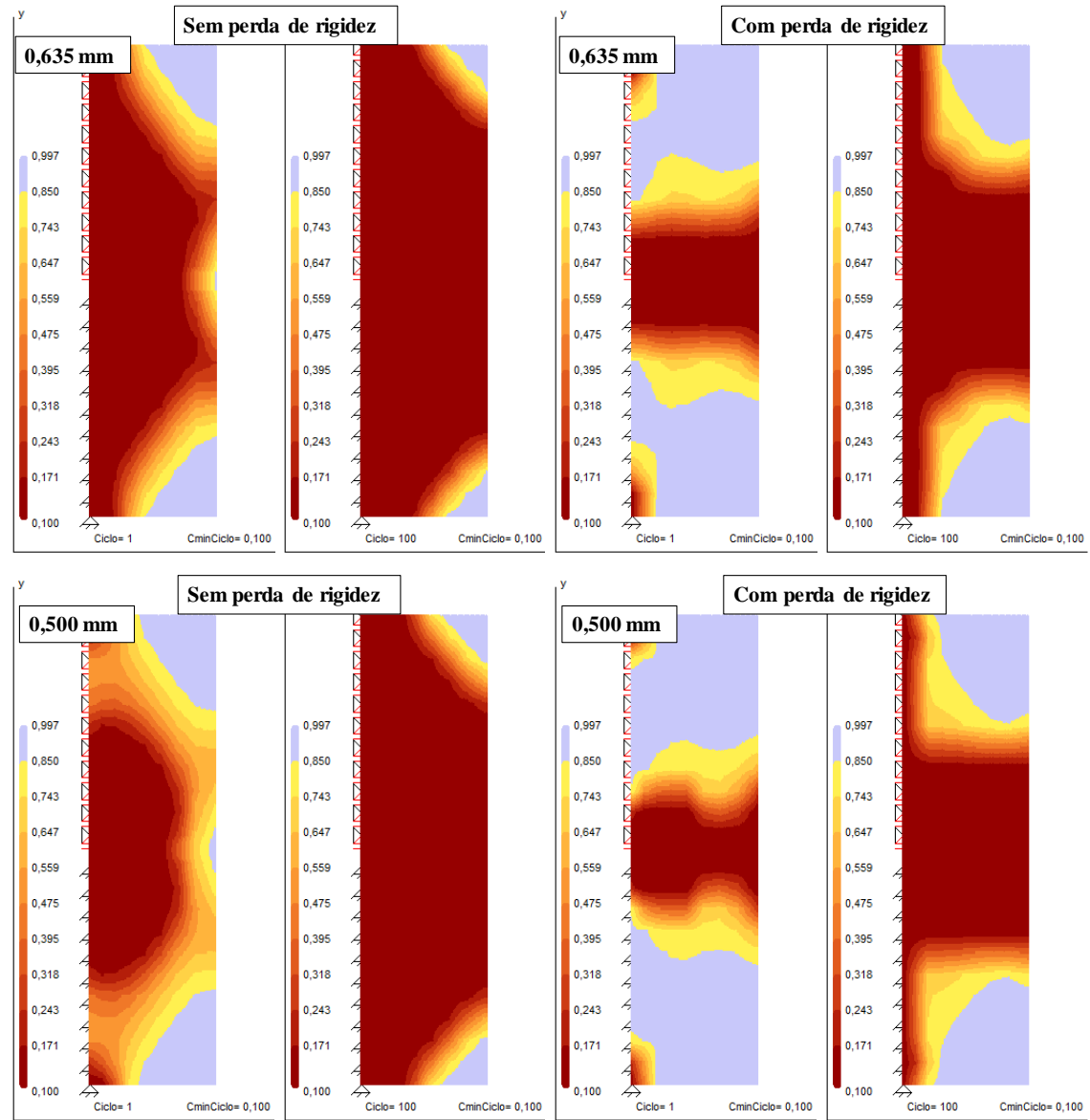
Distribuição de integridade no primeiro e último ciclos das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M1.

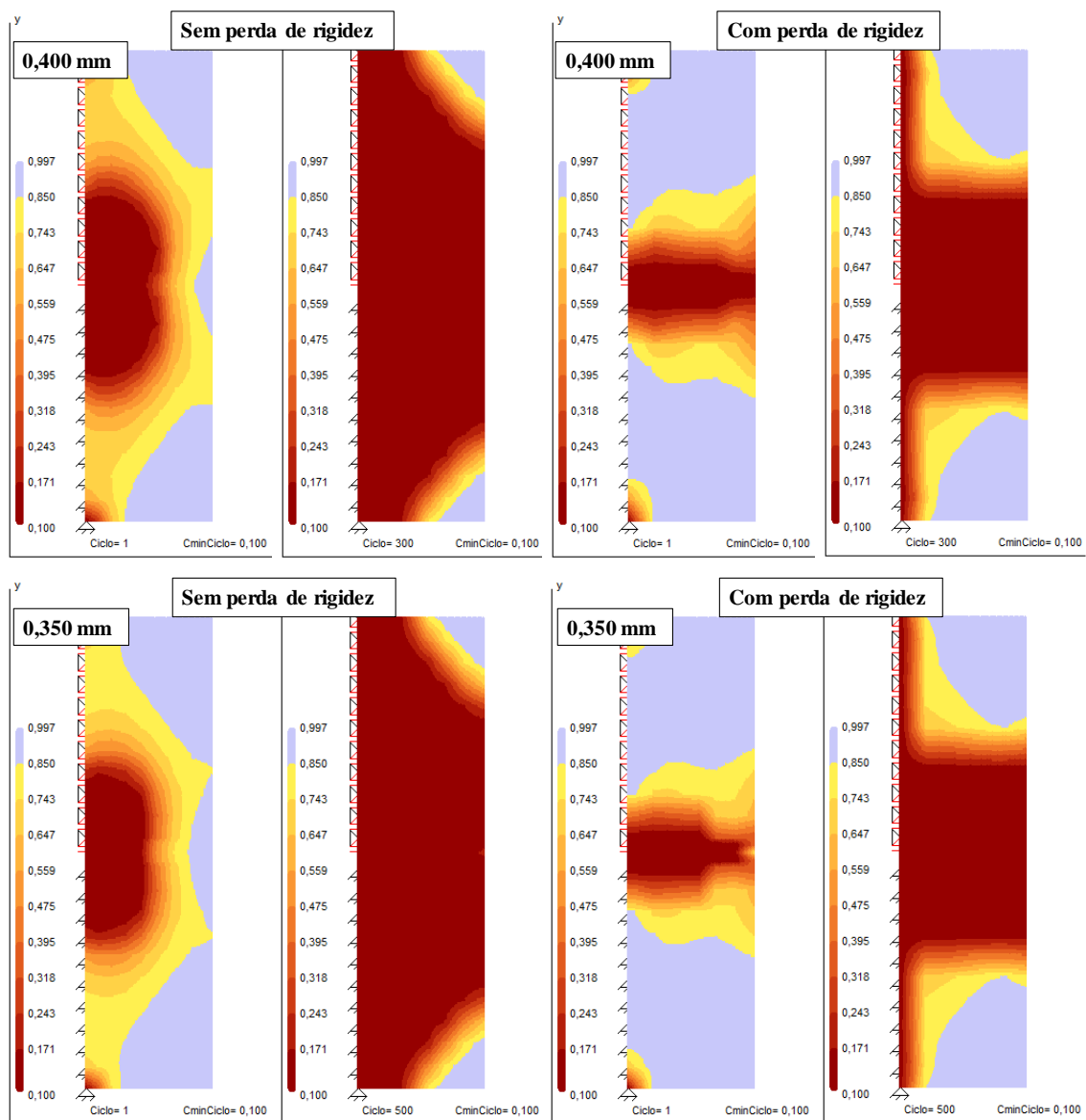


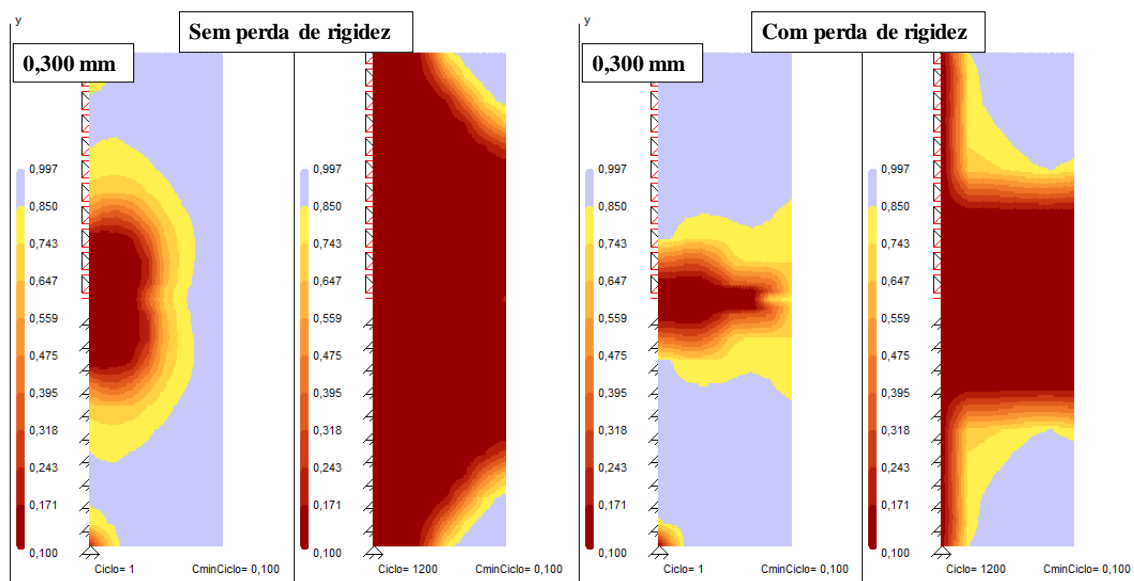


Fonte: autoria própria.

Distribuição de integridade no primeiro e último ciclos das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M2.

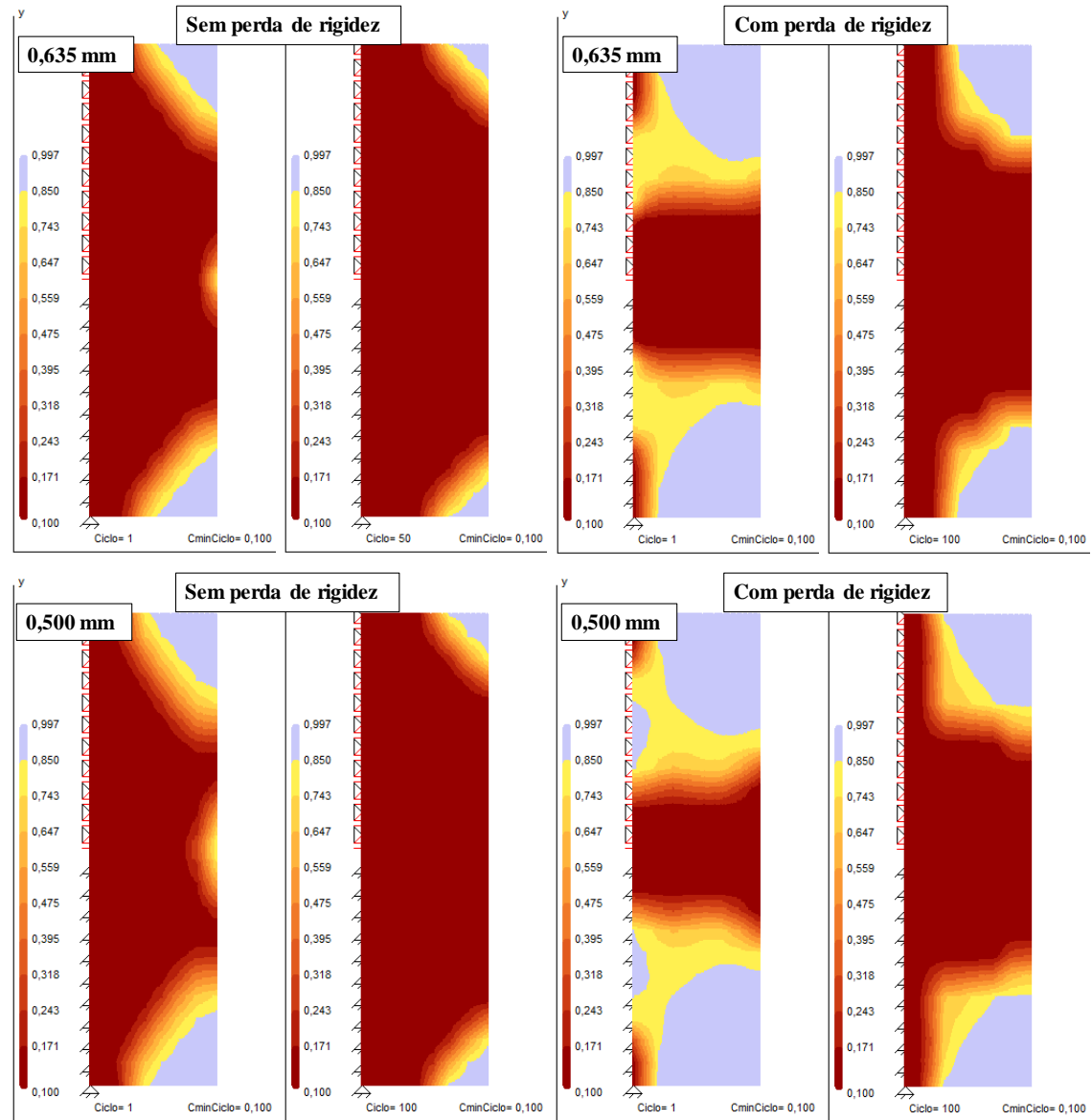




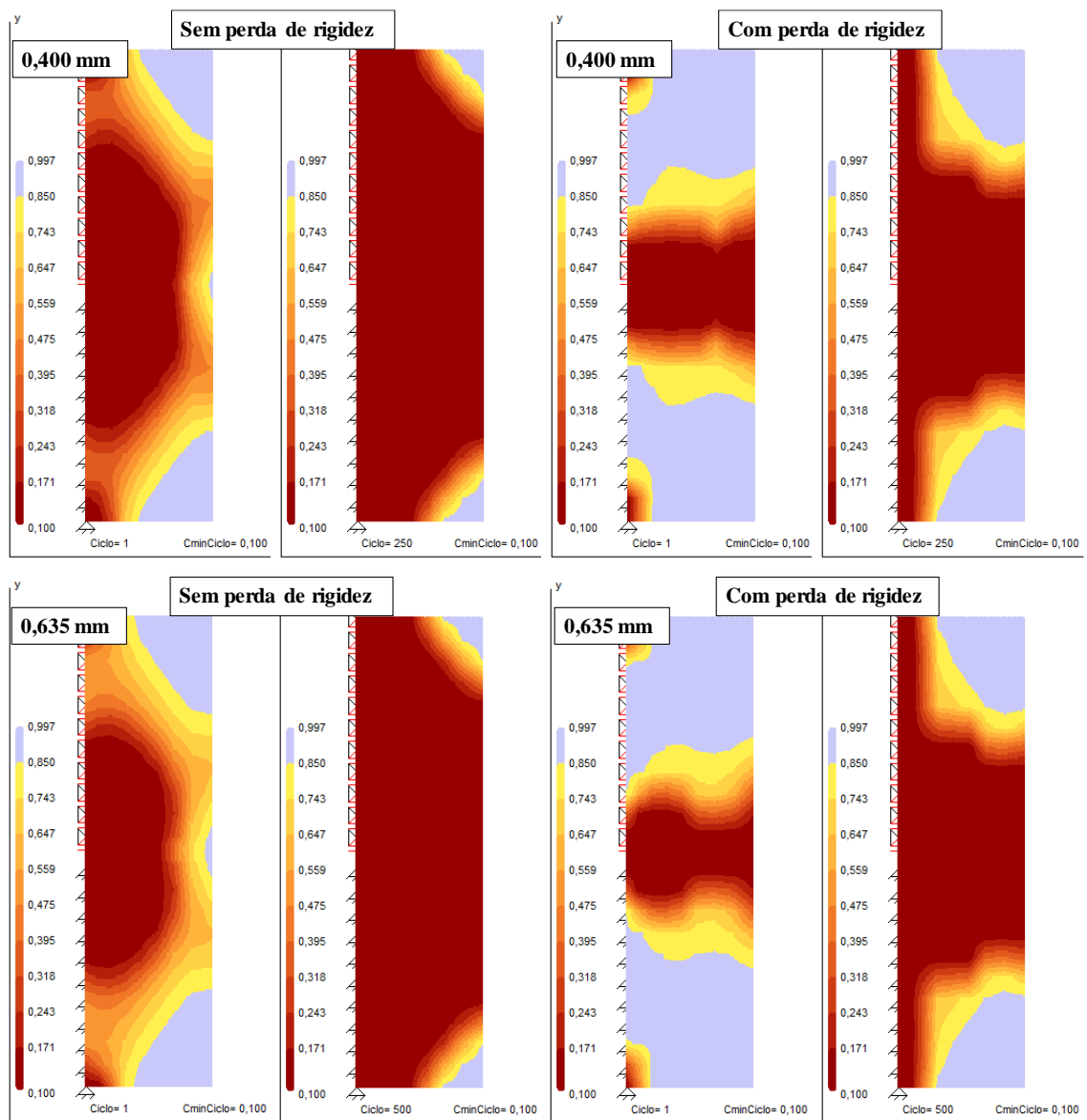


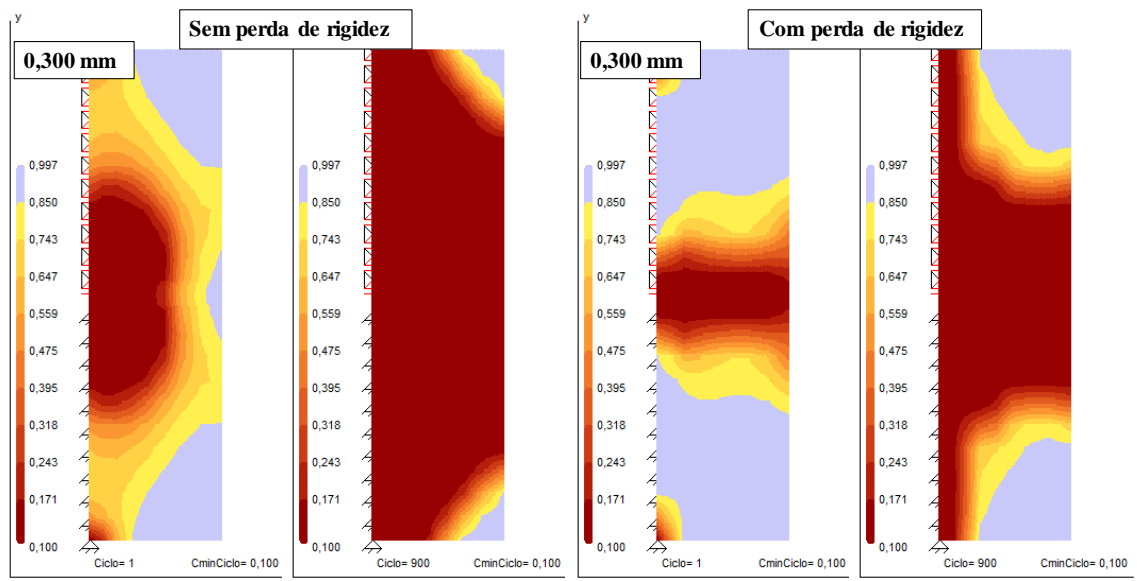
Fonte: autoria própria.

Distribuição de integridade no primeiro e último ciclos das simulações do ensaio OT realizadas com a mistura M3.





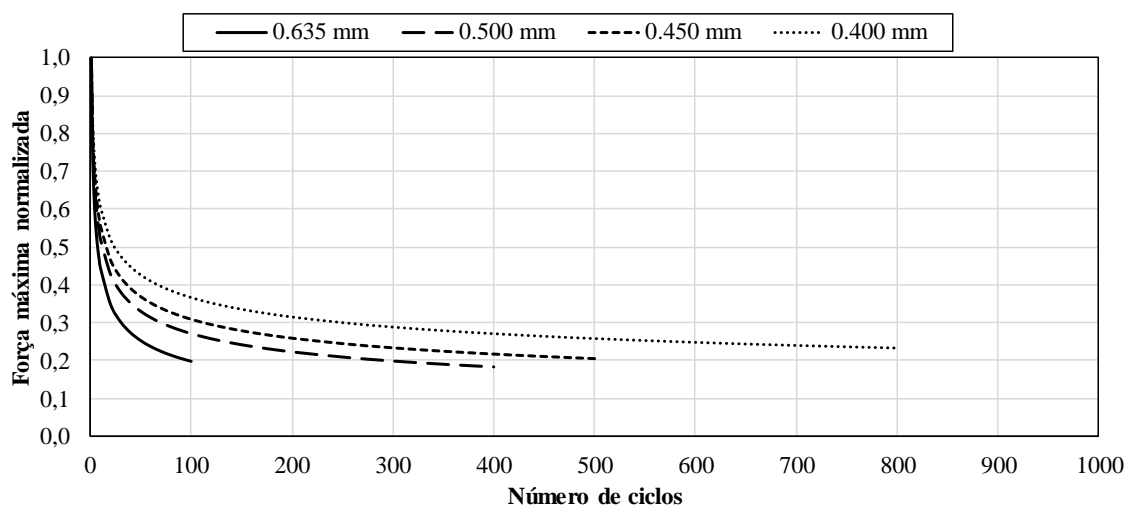




Fonte: autoria própria.

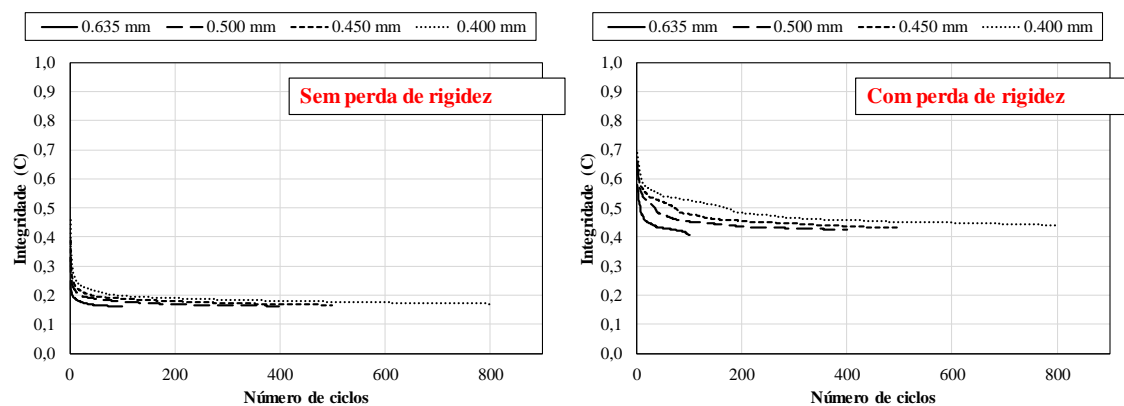
## APÊNDICE E - VARIAÇÃO DA FORÇA DE REAÇÃO NORMALIZADA DOS ENSAIOS OT E DA INTEGRIDADE DAS SIMULAÇÕES DO ENSAIO OT

Curvas de variação da força de reação normalizada dos ensaios OT realizados com a mistura M1.



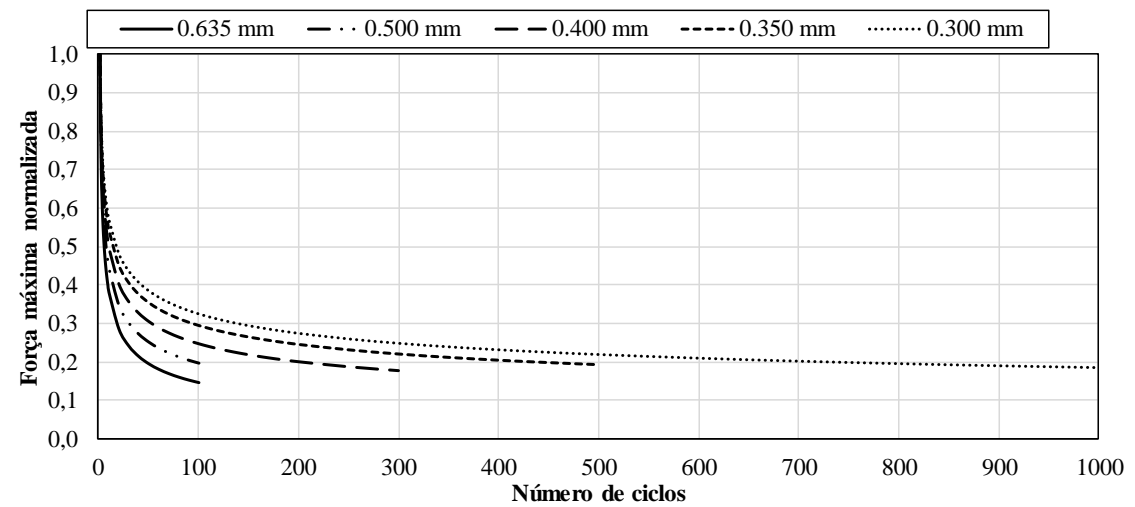
Fonte: autoria própria.

Curvas de variação da integridade das simulações dos ensaios OT realizados com a mistura M1.



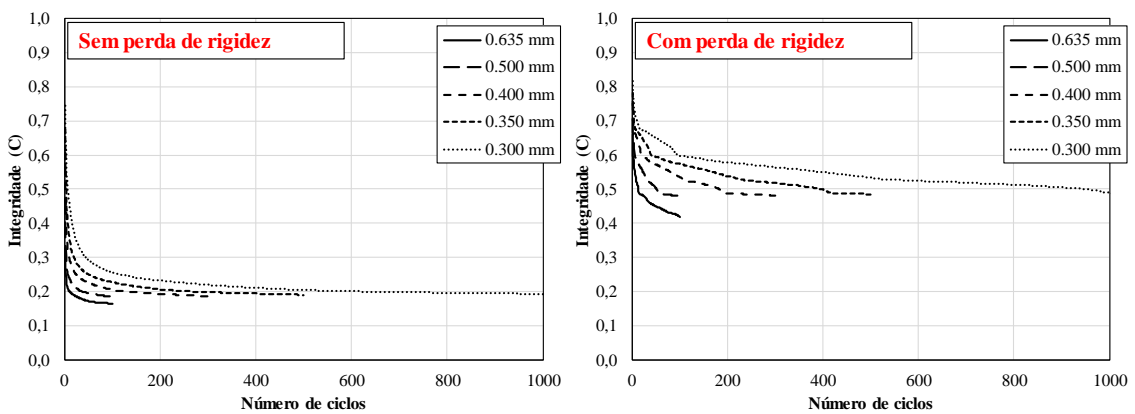
Fonte: autoria própria.

Curvas de variação da força de reação normalizada dos ensaios OT realizados com a mistura M2.



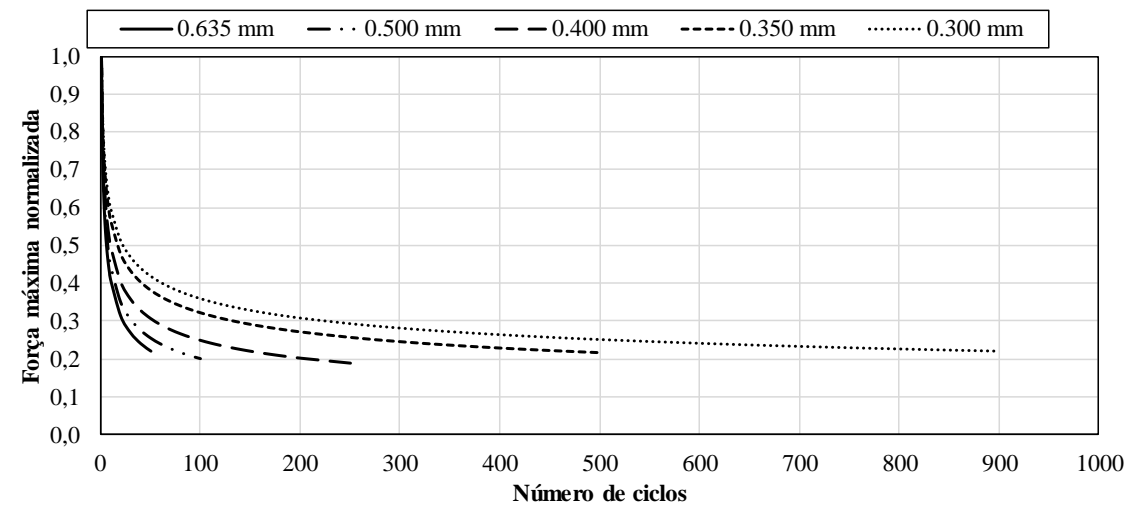
Fonte: autoria própria.

Curvas de variação da integridade das simulações dos ensaios OT realizados com a mistura M2.



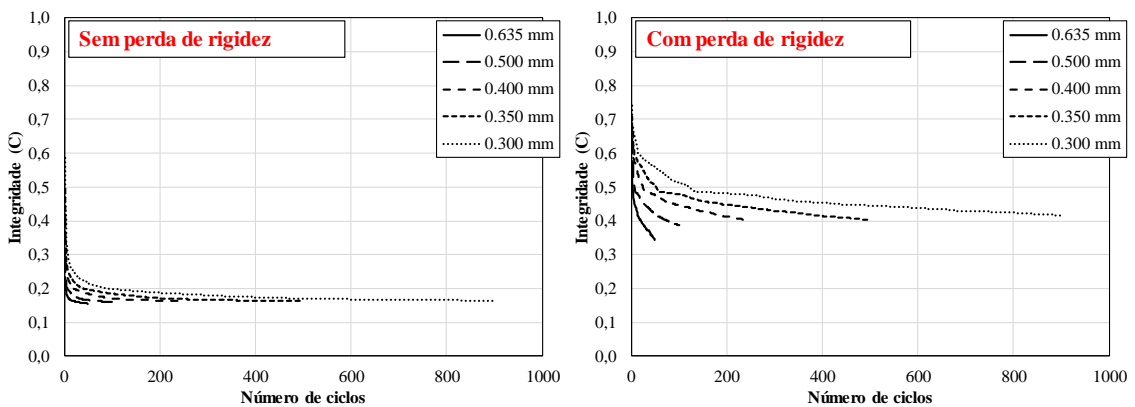
Fonte: autoria própria.

Curvas de variação da força de reação normalizada dos ensaios OT realizados com a mistura M3.



Fonte: autoria própria.

Curvas de variação da integridade das simulações dos ensaios OT realizados com a mistura M3.



Fonte: autoria própria.

## APÊNDICE F - PROPRIEDADES VISCOELÁSTICAS E DE DANO POR FADIGA

Propriedades viscoelásticas das cinco misturas utilizadas, obtidas no ensaio de Módulo Dinâmico.

Coeficientes da Série de Prony					
$\rho_i$	$E_i$ (kPa)				
	M1	M2	M3	M4	M5
2,0E-10	3,41E+04	9,22E+04	5,90E+04	1,99E+06	1,85E+06
2,0E-09	7,01E+04	1,78E+05	1,16E+05	1,31E+06	1,04E+06
2,0E-08	1,47E+05	3,50E+05	2,32E+05	2,04E+06	1,51E+06
2,0E-07	3,07E+05	6,82E+05	4,61E+05	3,08E+06	2,12E+06
2,0E-06	6,32E+05	1,30E+06	9,04E+05	4,45E+06	2,84E+06
2,0E-05	1,26E+06	2,39E+06	1,72E+06	5,99E+06	3,58E+06
2,0E-04	2,37E+06	4,05E+06	3,09E+06	7,18E+06	4,11E+06
2,0E-03	3,92E+06	5,93E+06	4,94E+06	7,31E+06	4,16E+06
2,0E-02	5,04E+06	6,64E+06	6,37E+06	5,78E+06	3,59E+06
2,0E-01	4,25E+06	5,01E+06	5,72E+06	3,70E+06	2,52E+06
2,0E+00	2,19E+06	2,44E+06	3,25E+06	1,40E+06	1,60E+06
2,0E+01	7,79E+05	8,74E+05	1,24E+06	4,02E+05	6,58E+05
2,0E+02	2,52E+05	2,89E+05	3,98E+05	1,17E+05	2,80E+05
2,0E+03	8,93E+04	1,04E+05	1,34E+05	3,96E+04	1,20E+05
2,0E+04	3,54E+04	4,21E+04	5,12E+04	1,56E+04	5,55E+04
2,0E+05	1,53E+04	1,87E+04	2,18E+04	6,86E+03	2,74E+04
2,0E+06	6,89E+03	8,79E+03	9,94E+03	3,23E+03	1,44E+04
2,0E+07	3,18E+03	4,26E+03	4,71E+03	1,58E+03	7,84E+03
2,0E+08	1,52E+03	2,15E+03	2,33E+03	7,93E+02	4,39E+03
2,0E+09	6,03E+02	8,75E+02	9,43E+02	4,02E+02	2,50E+03
2,0E+10	7,06E+02	1,20E+03	1,24E+03	4,18E+02	3,42E+03
E inf	1,14E+05	1,00E+05	9,00E+04	3,19E+04	8,02E+04
Coeficientes de Translação (polinômio: $A_0 + A_1X + A_2X^2$ )					
Coef.	M1	M2	M3	M4	M5
$A_0$	3,041	3,430	3,210	3,240	3,110
$A_1$	-0,170	-0,197	-0,179	-0,188	-0,171
$A_2$	8,10E-04	1,26E-03	9,01E-04	1,30E-03	7,56E-04

Fonte: autoria própria.

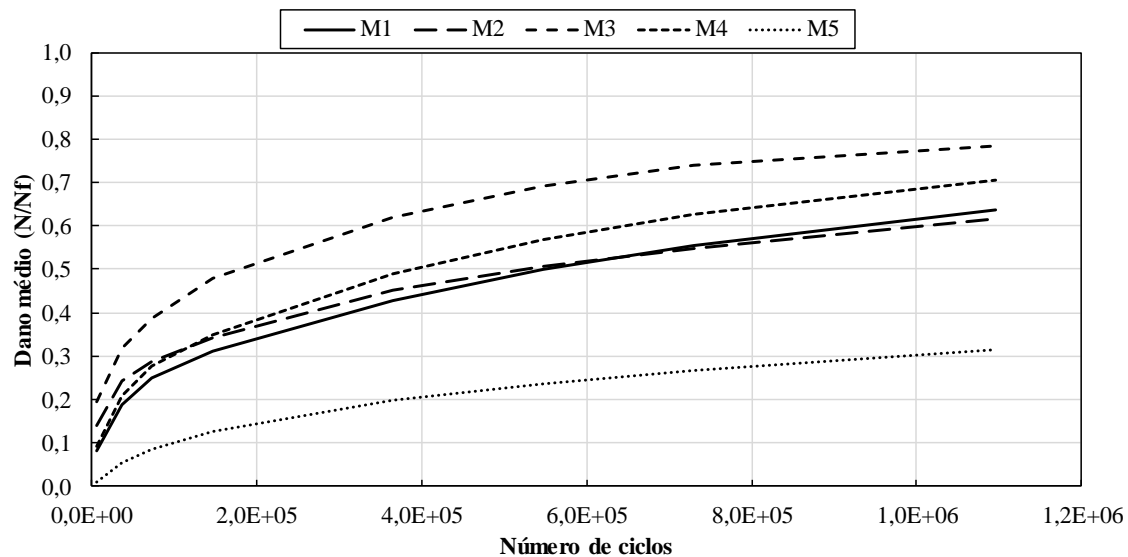
Propriedades de fadiga das cinco misturas utilizadas, obtidas no ensaio de Tração Direta.

Misturas	Alpha	C11	C12	A	B
M1	3,45	2,00E-04	0,692	1,70E+07	-1,44
M2	2,77	8,72E-05	0,779	3,60E+06	-1,31
M3	2,71	8,87E-05	0,779	5,20E+06	-1,36
M4	3,07	9,81E-05	0,806	1,98E+07	-1,44
M5	4,05	1,50E-03	0,570	1,04E+08	-1,48

Fonte: autoria própria.

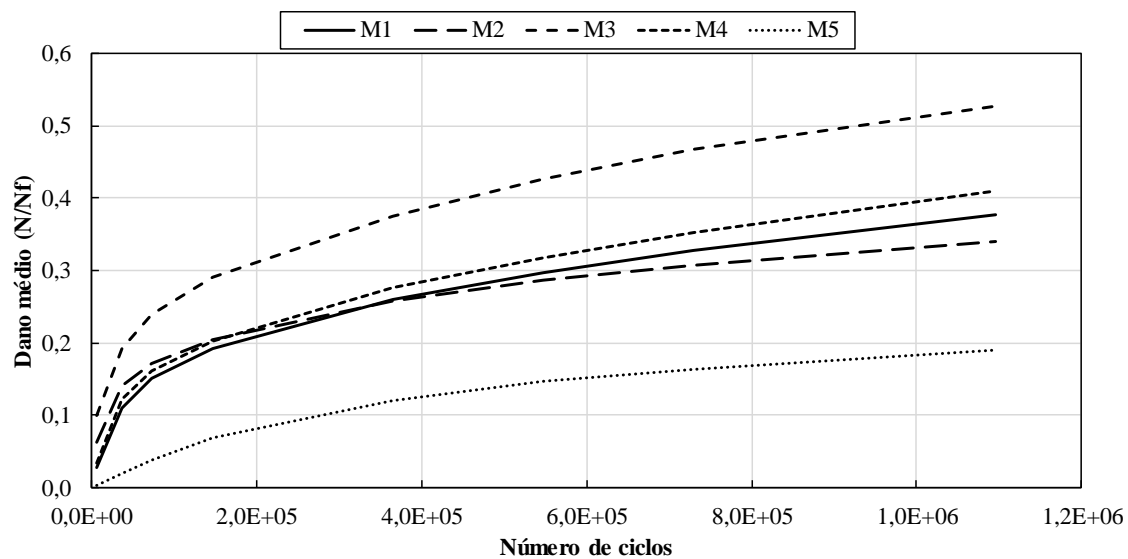
## APÊNDICE G - DANO MÉDIO OBTIDO PELO PROGRAMA LVECD

Curvas de dano médio das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa LVECD para a espessura de 50 mm.



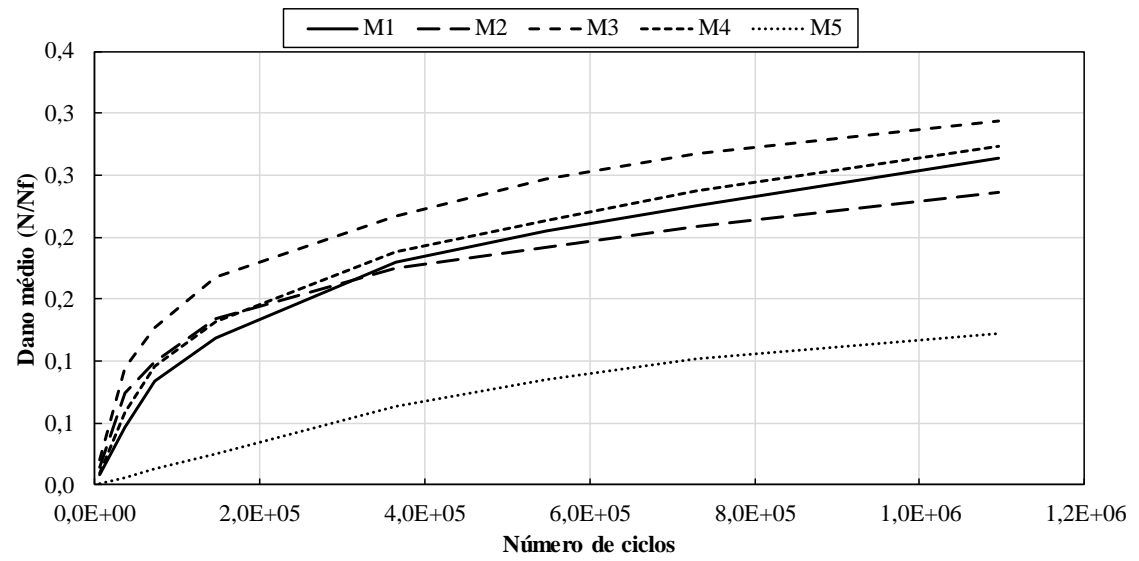
Fonte: autoria própria.

Curvas de dano médio das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa LVECD para a espessura de 75 mm.



Fonte: autoria própria.

Curvas de dano médio das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa LVECD para a espessura de 100 mm.

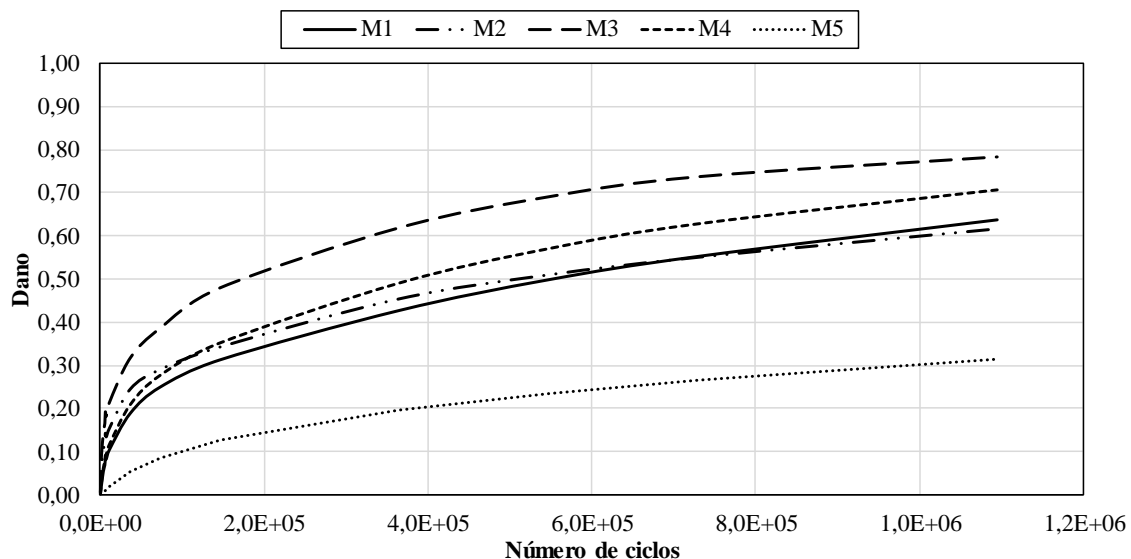


Fonte: autoria própria.



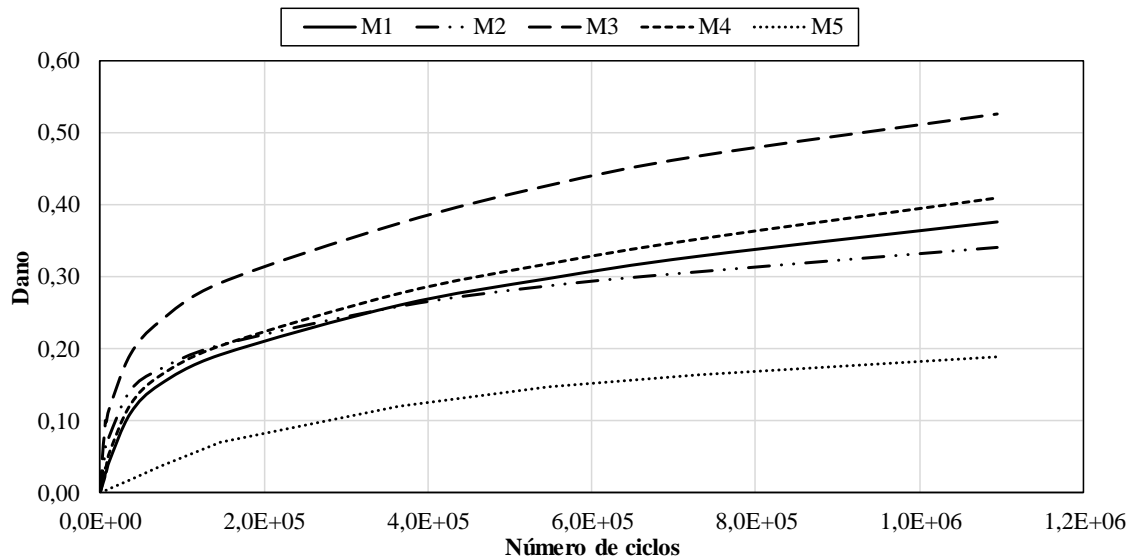
## APÊNDICE H - DANO HOMOGENEIZADO OBTIDO PELO PROGRAMA AEDCISO

Curvas de dano homogeneizado das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa AEDCISO para a espessura de 50 mm.



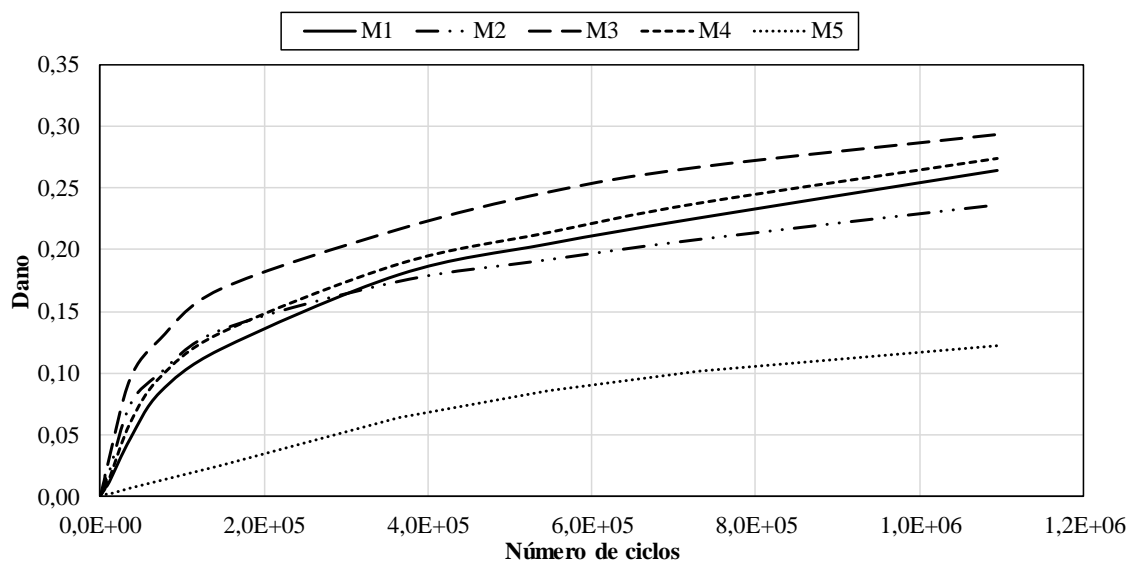
Fonte: autoria própria.

Curvas de dano homogeneizado das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa AEDCISO para a espessura de 75 mm.



Fonte: autoria própria.

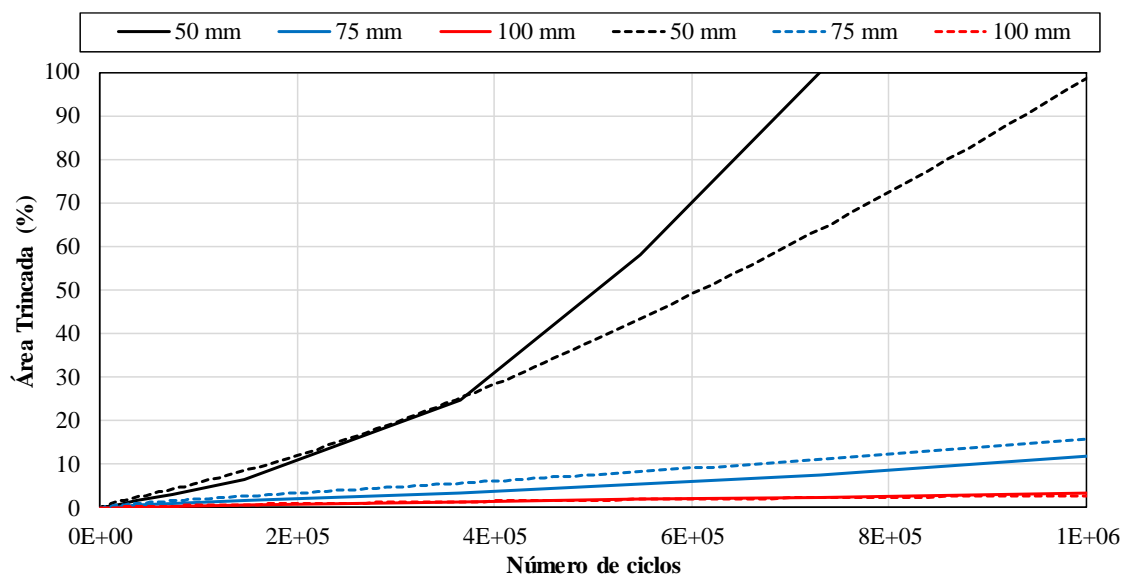
Curvas de dano homogeneizado das cinco misturas utilizadas, obtidas com o programa AEDCISO para a espessura de 100 mm.



Fonte: autoria própria.

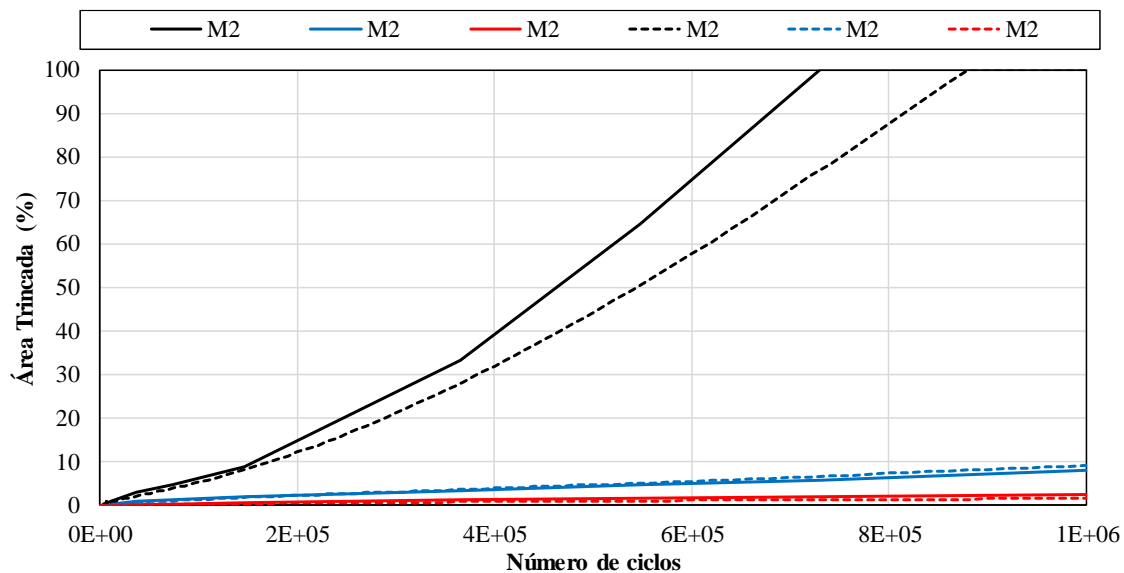
## APÊNDICE I - PREVISÃO DE ÁREA TRINCADA DE PAVIMENTOS SEM TRINCAS

Previsões de área trincada obtidas com o LVECD e o AEDCISO, para as três espessuras utilizando a misturas M1.



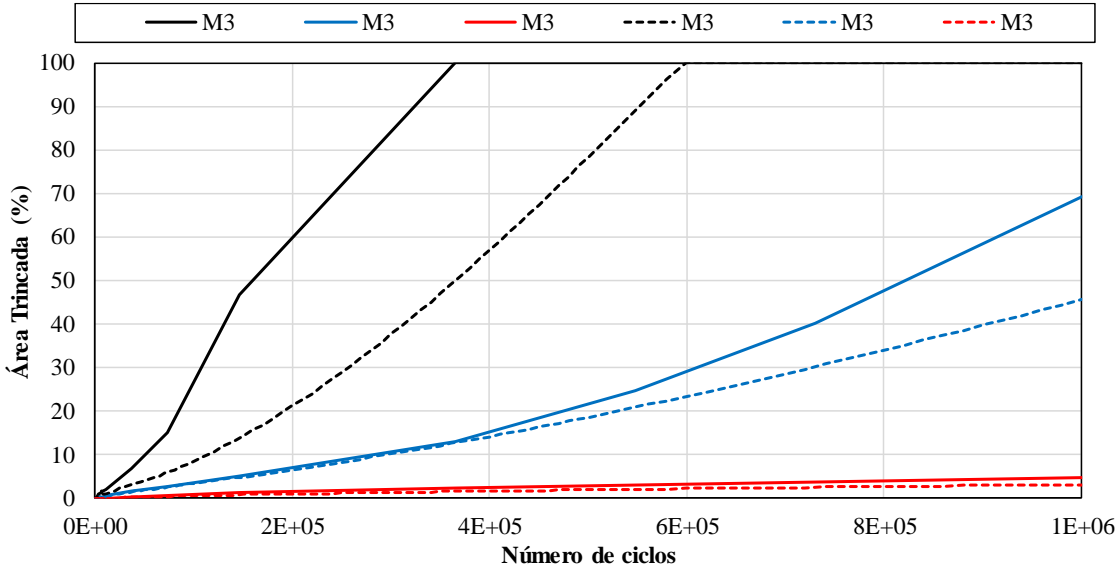
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada obtidas com o LVECD e o AEDCISO, para as três espessuras utilizando a misturas M2.



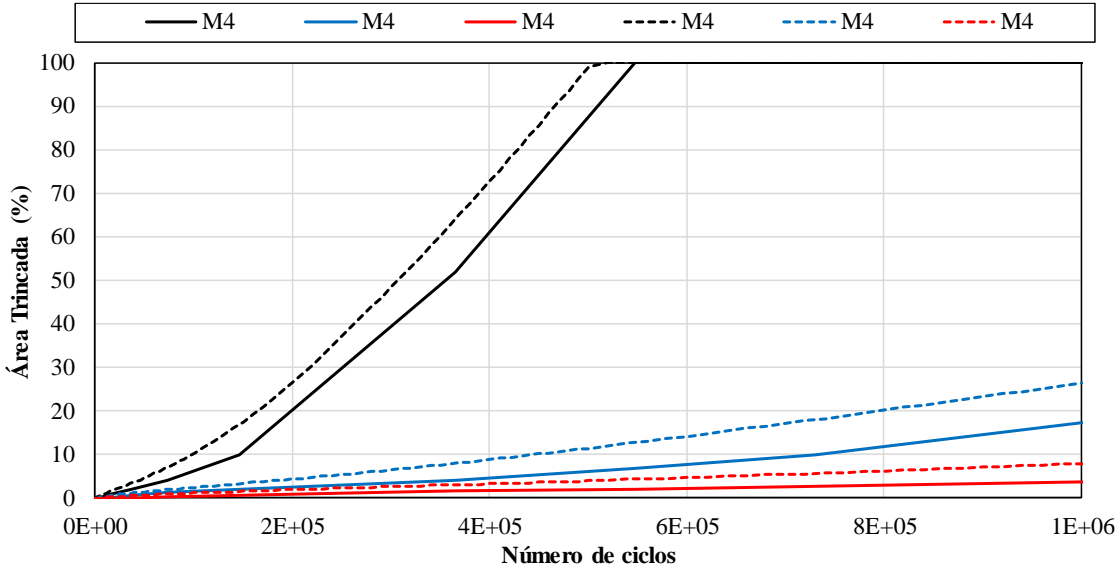
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada obtidas com o LVECD e o AEDCISO, para as três espessuras utilizando a misturas M3.



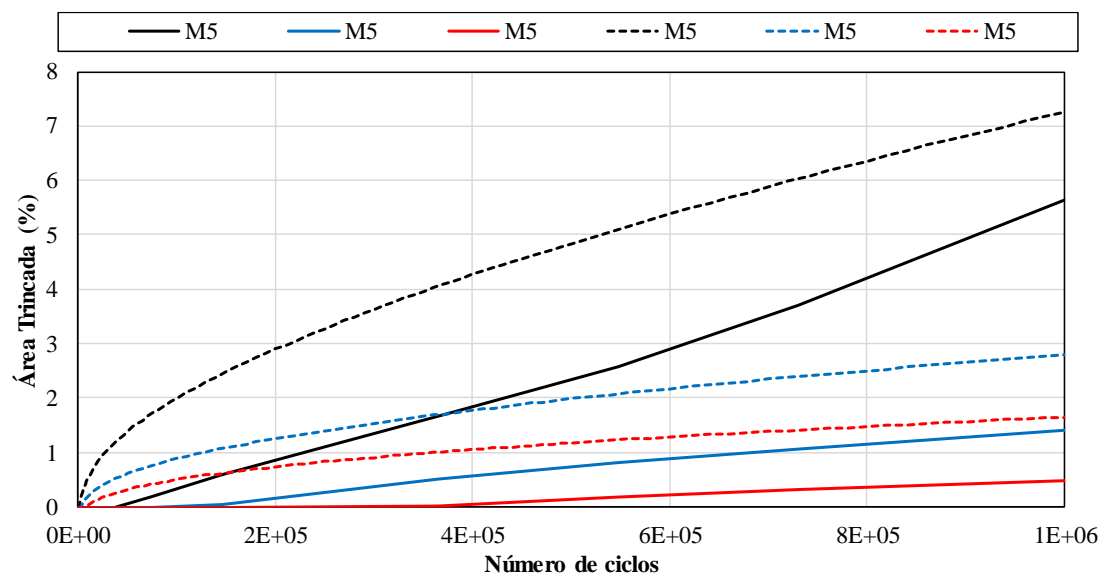
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada obtidas com o LVECD e o AEDCISO, para as três espessuras utilizando a misturas M4.



Fonte: autoria própria.

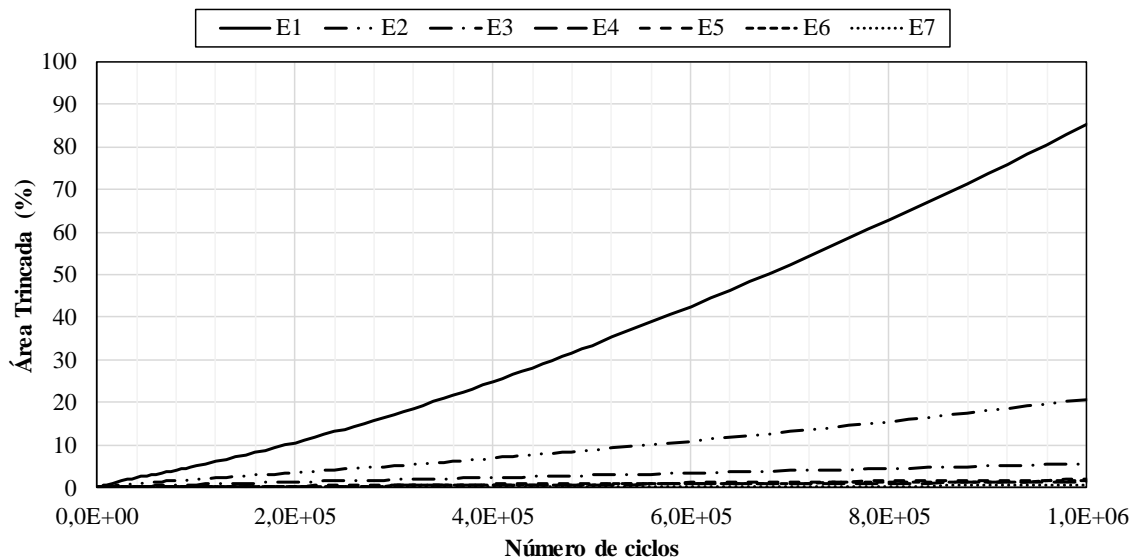
Previsões de área trincada obtidas com o LVECD e o AEDCISO, para as três espessuras utilizando a misturas M5.



Fonte: autoria própria.

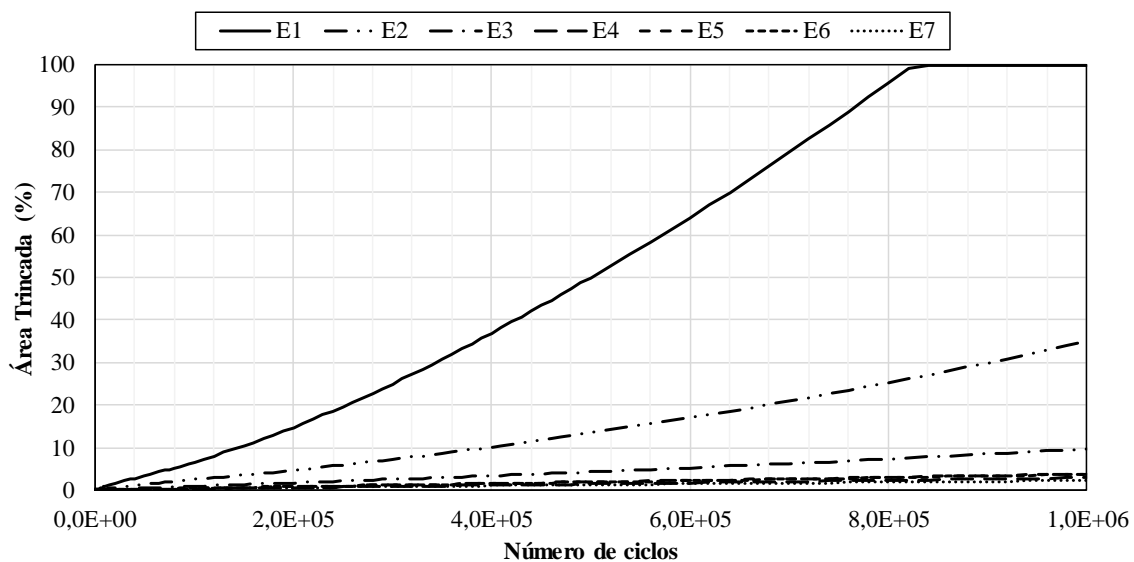
## APÊNDICE J - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DO ESTUDO PARAMÉTRICO

Previsões de área trincada para a estrutura com 50 mm de revestimento novo sem trincas.



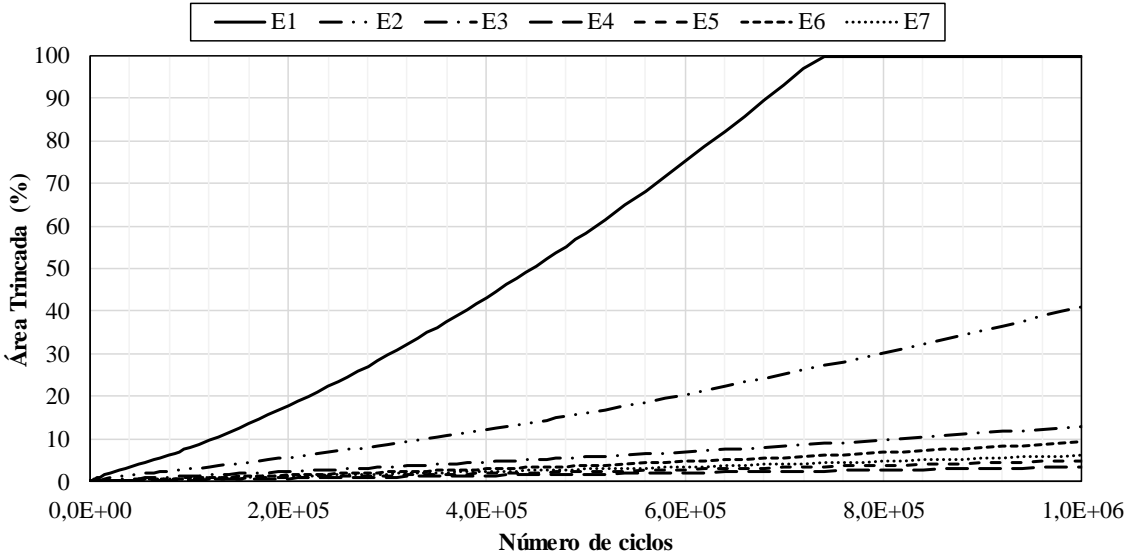
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 50 mm de revestimento novo com uma trinca.



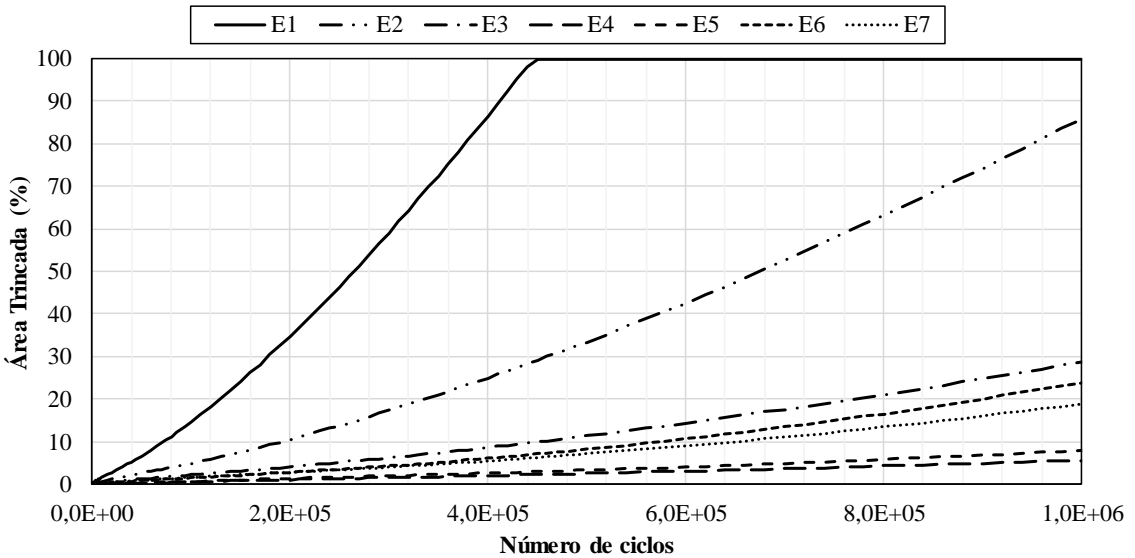
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 50 mm de revestimento novo com quatro trincas.



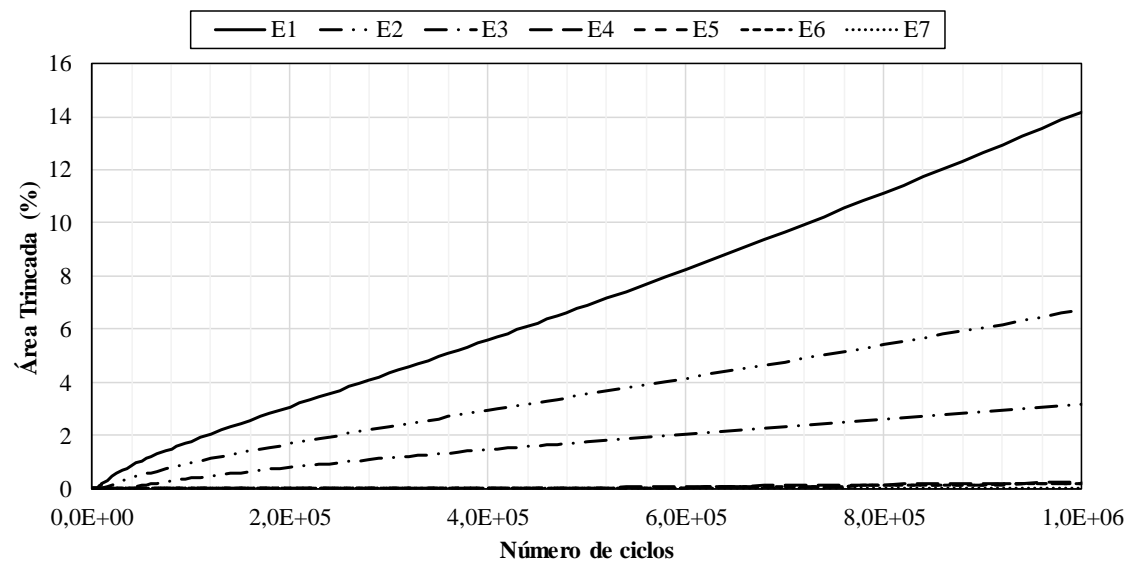
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 50 mm de revestimento novo com sete trincas.



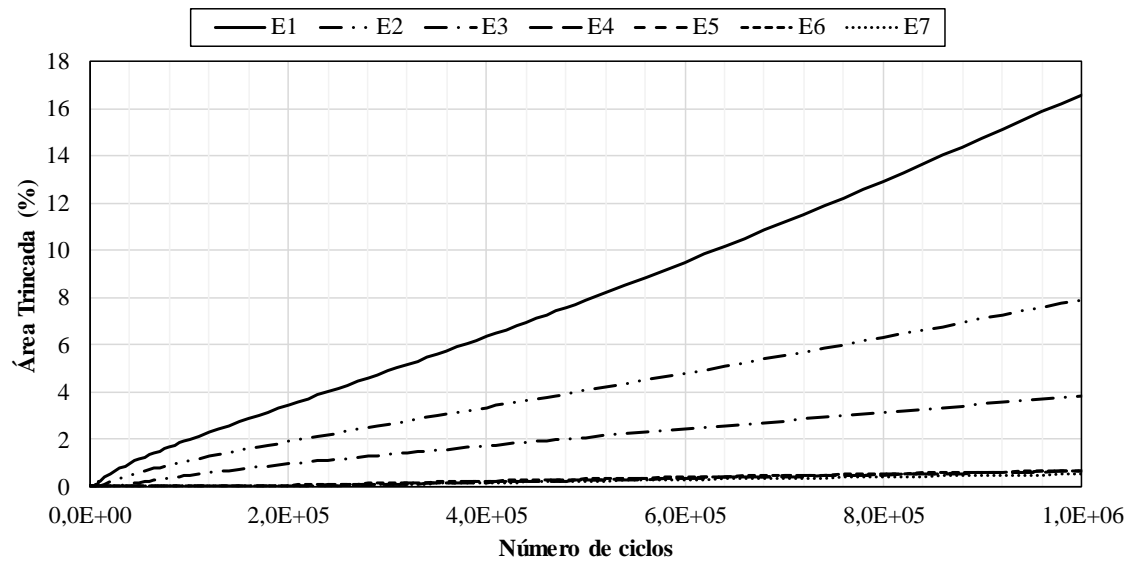
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 75 mm de revestimento novo sem trincas.



Fonte: autoria própria.

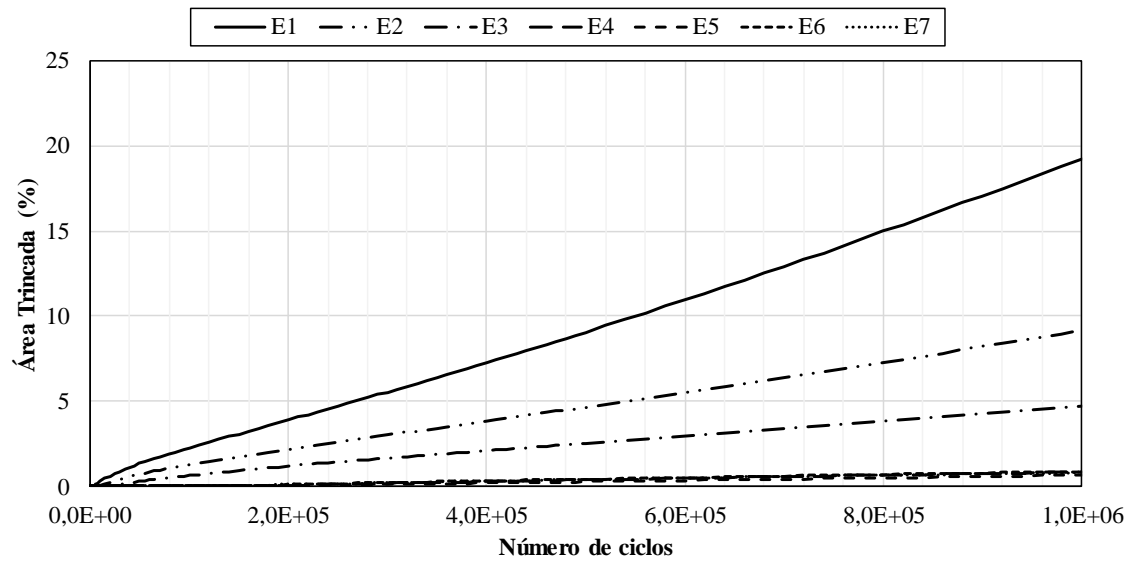
Previsões de área trincada para a estrutura com 75 mm de revestimento novo com uma trinca.



Fonte: autoria própria.

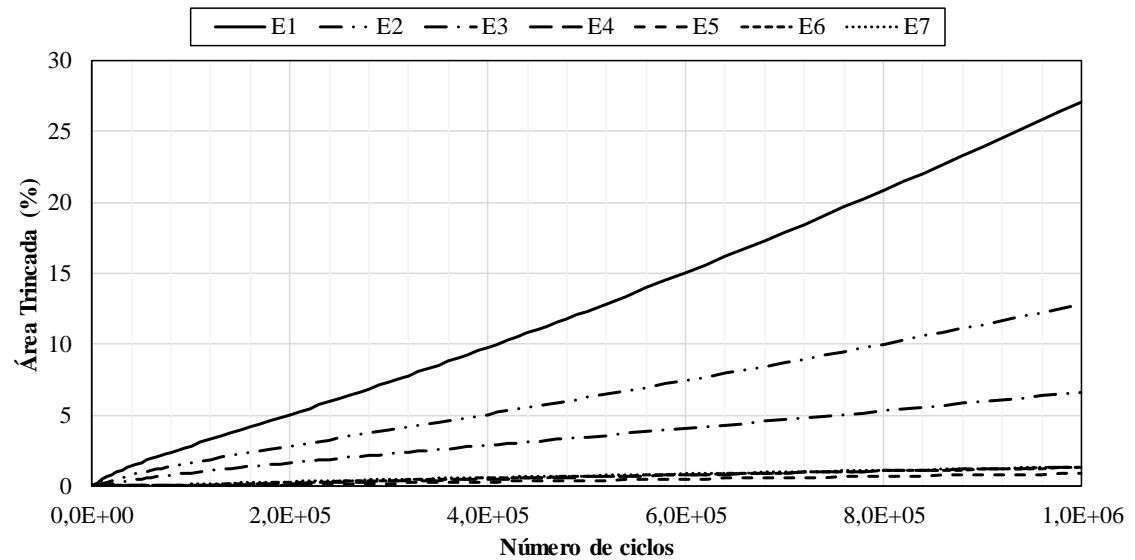


Previsões de área trincada para a estrutura com 75 mm de revestimento novo com quatro trincas.



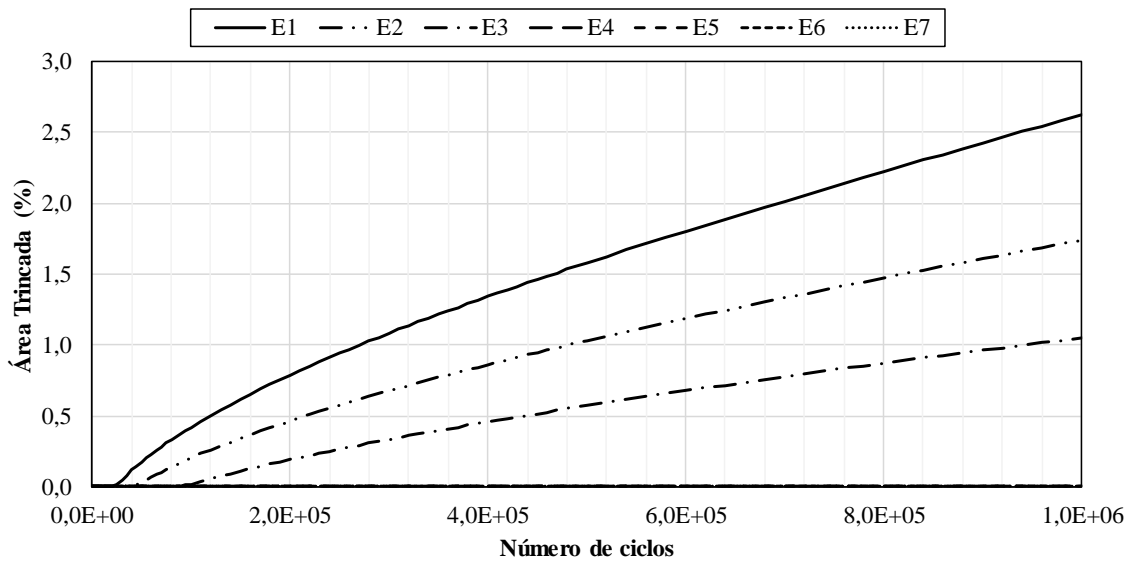
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 75 mm de revestimento novo com sete trincas.



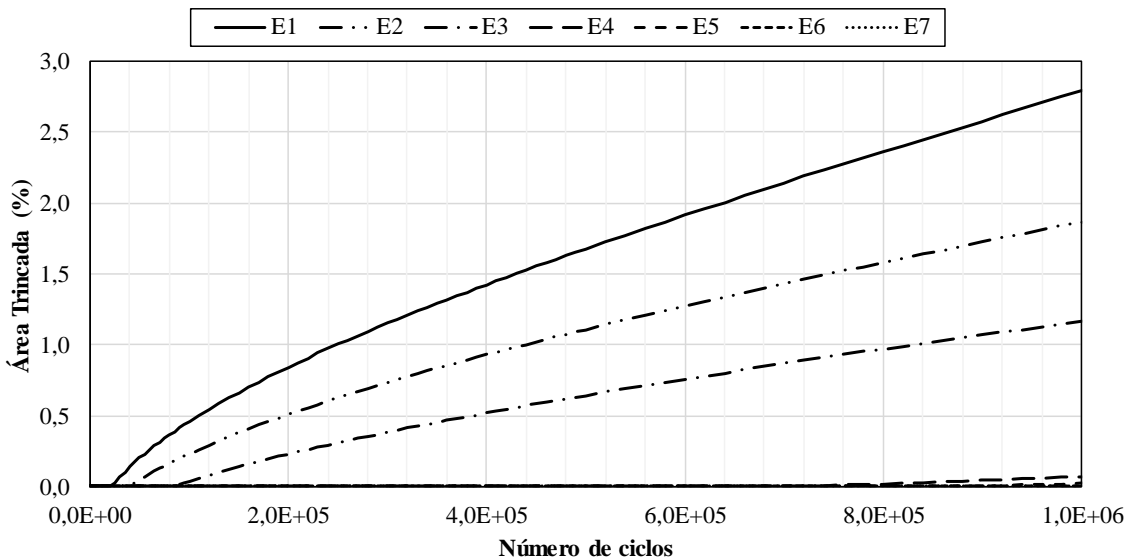
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 100 mm de revestimento novo sem trincas.



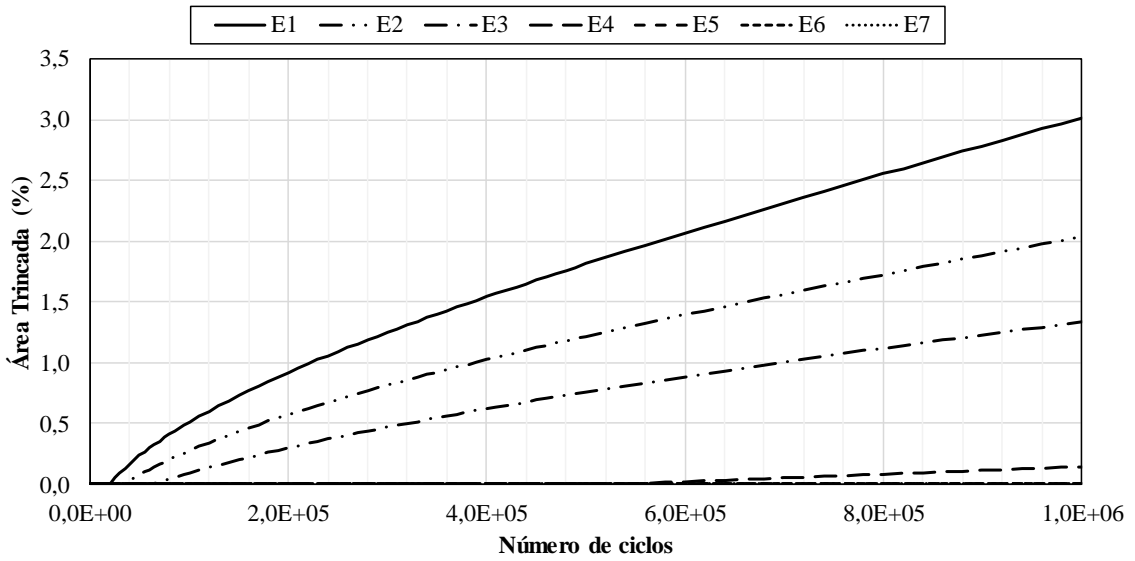
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 100 mm de revestimento novo com uma trinca.



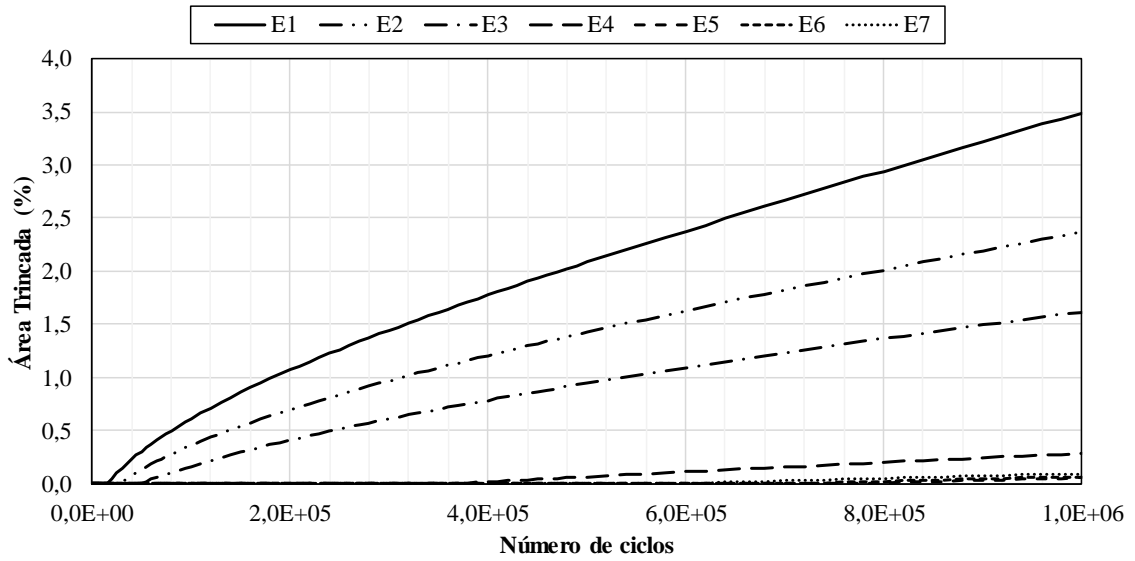
Fonte: autoria própria.

Previsões de área trincada para a estrutura com 100 mm de revestimento novo com quatro trincas.



Fonte: autoria própria.

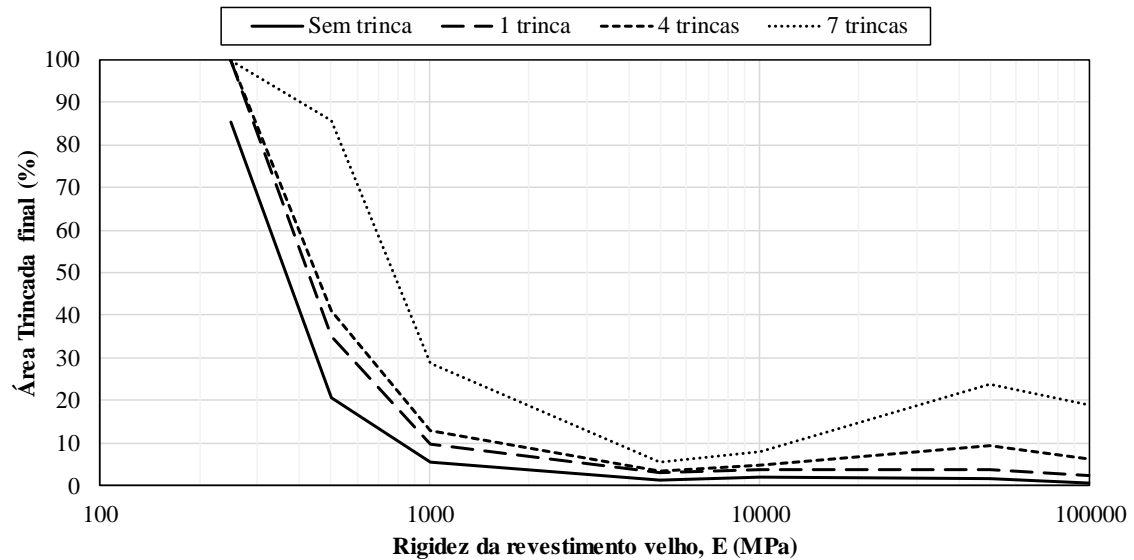
Previsões de área trincada para a estrutura com 100 mm de revestimento novo com sete trincas.



Fonte: autoria própria.

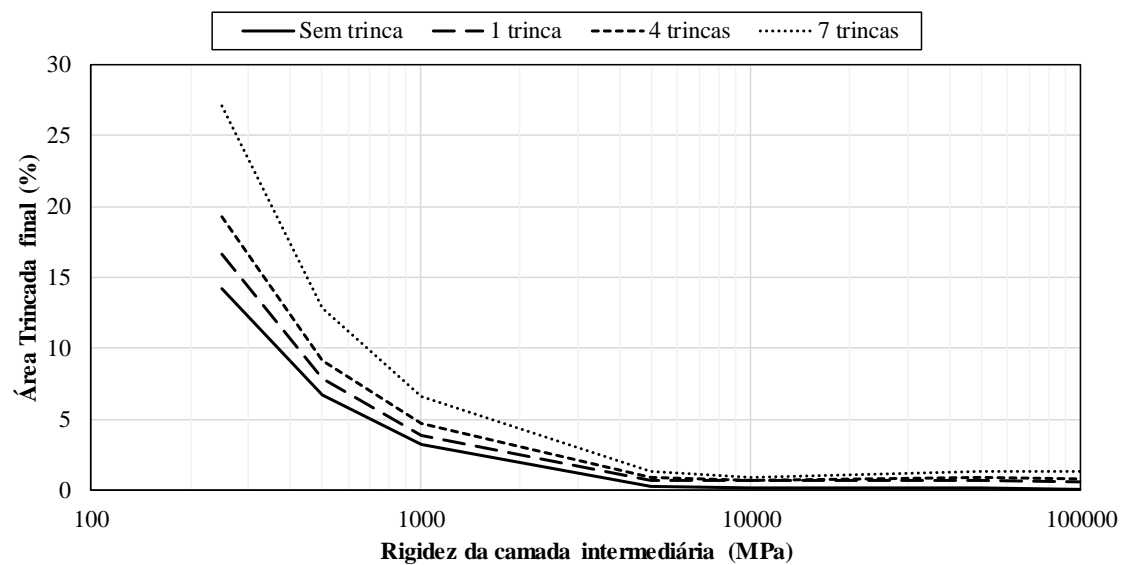
## APÊNDICE L - PERCENTUAL DE ÁREA TRINCADA FINAL DE CADA CASO

Percentual de área trincada final de cada caso simulado com a estrutura de 50 mm de revestimento novo.



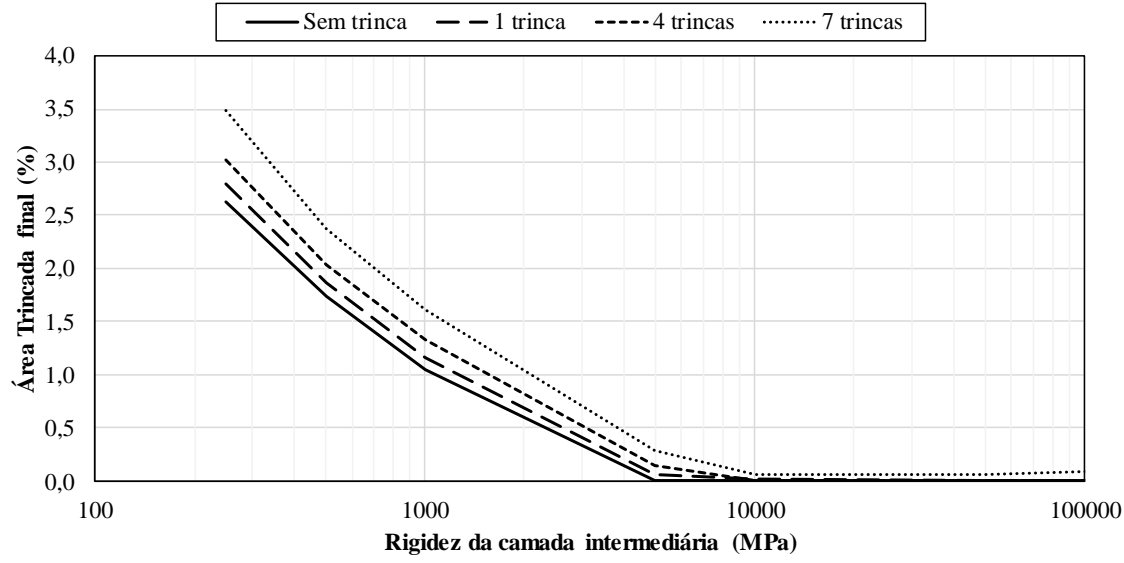
Fonte: autoria própria.

Percentual de área trincada final de cada caso simulado com a estrutura de 75 mm de revestimento novo.



Fonte: autoria própria.

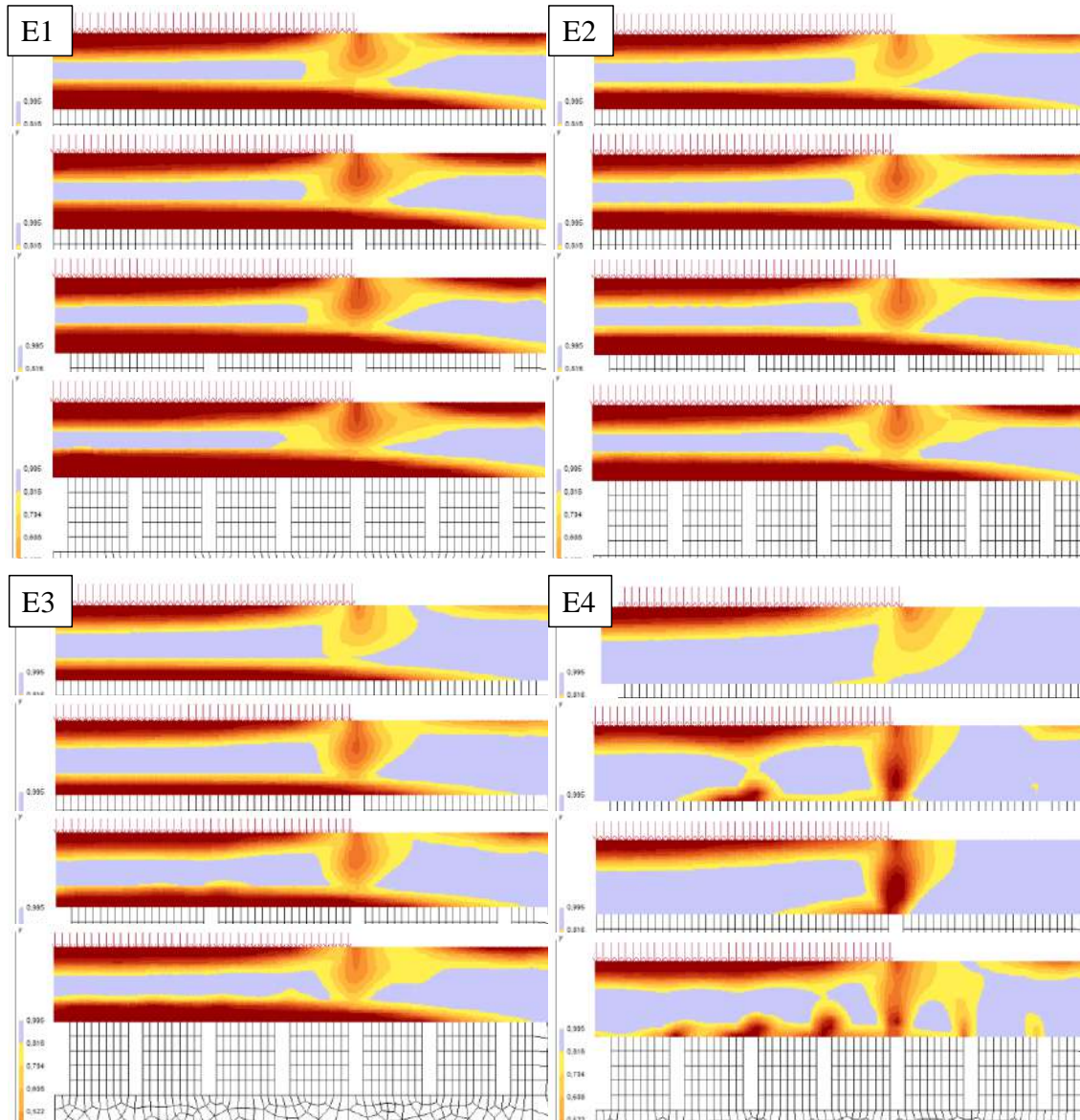
Percentual de área trincada final de cada caso simulado com a estrutura de 100 mm de revestimento novo.

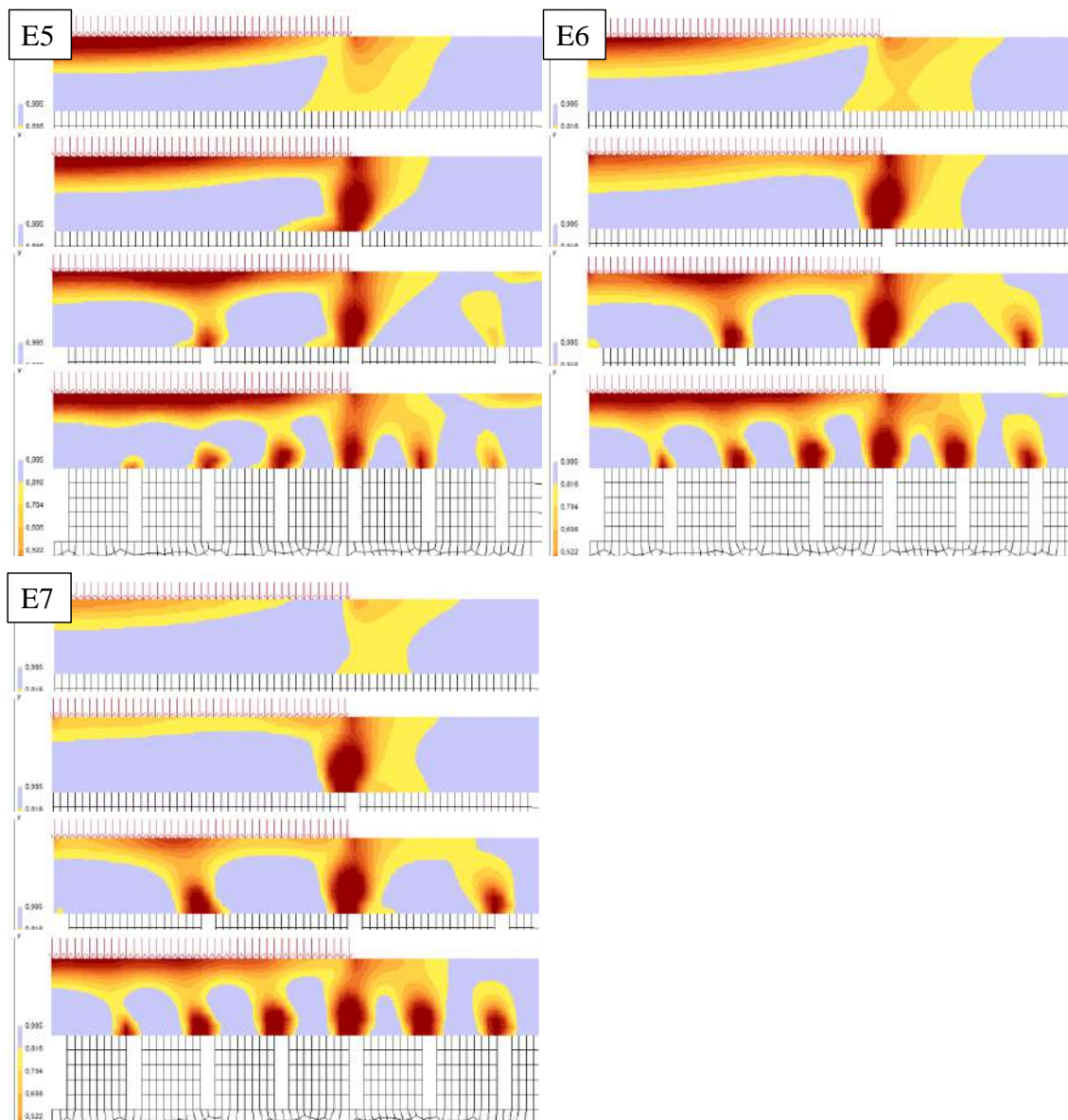


Fonte: autoria própria.

## APÊNDICE M - DISTRIBUIÇÃO DE INTEGRIDADE DO ESTUDO PARAMÉTRICO

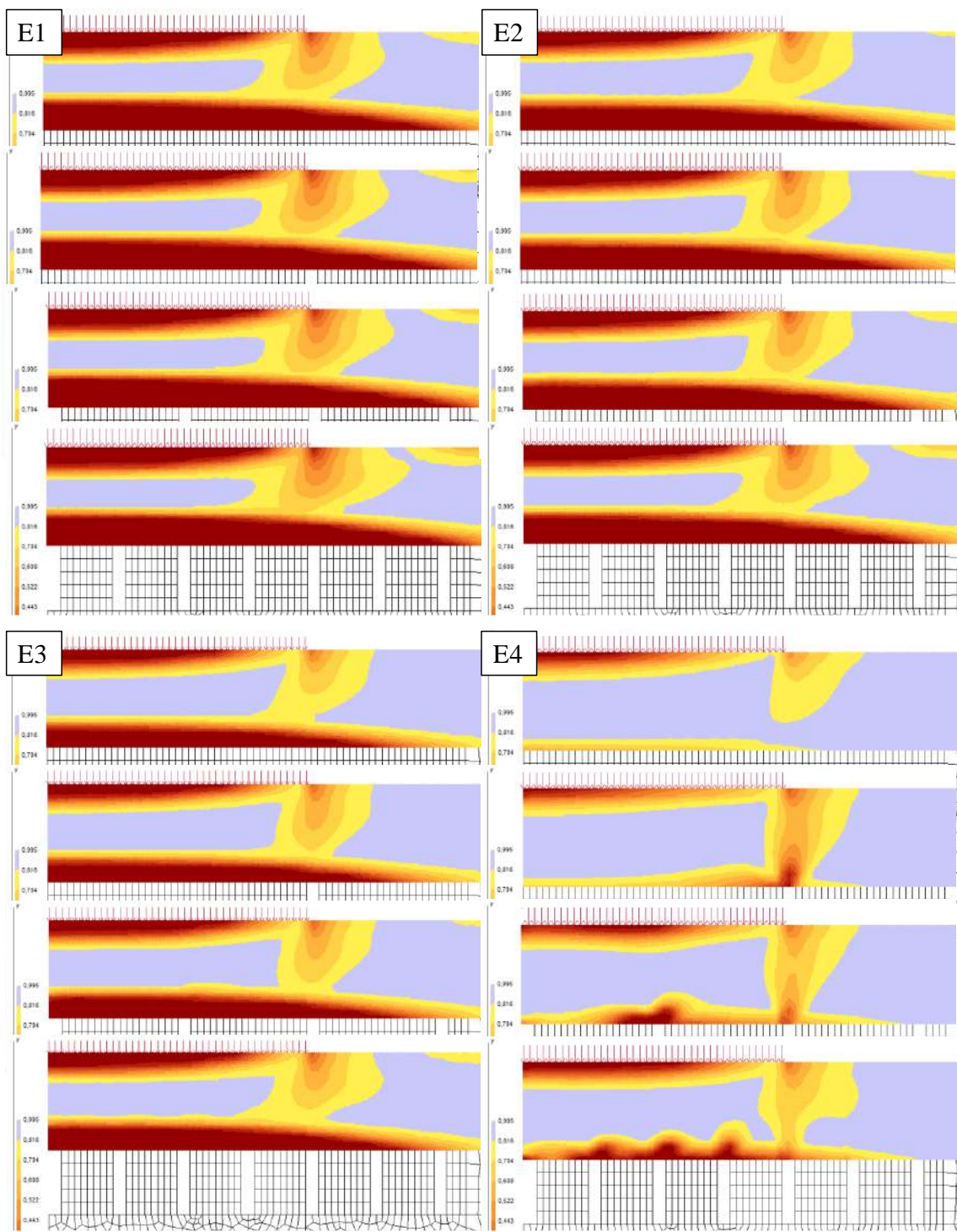
Distribuição de integridade das estruturas com 50 mm de espessura de revestimento novo.



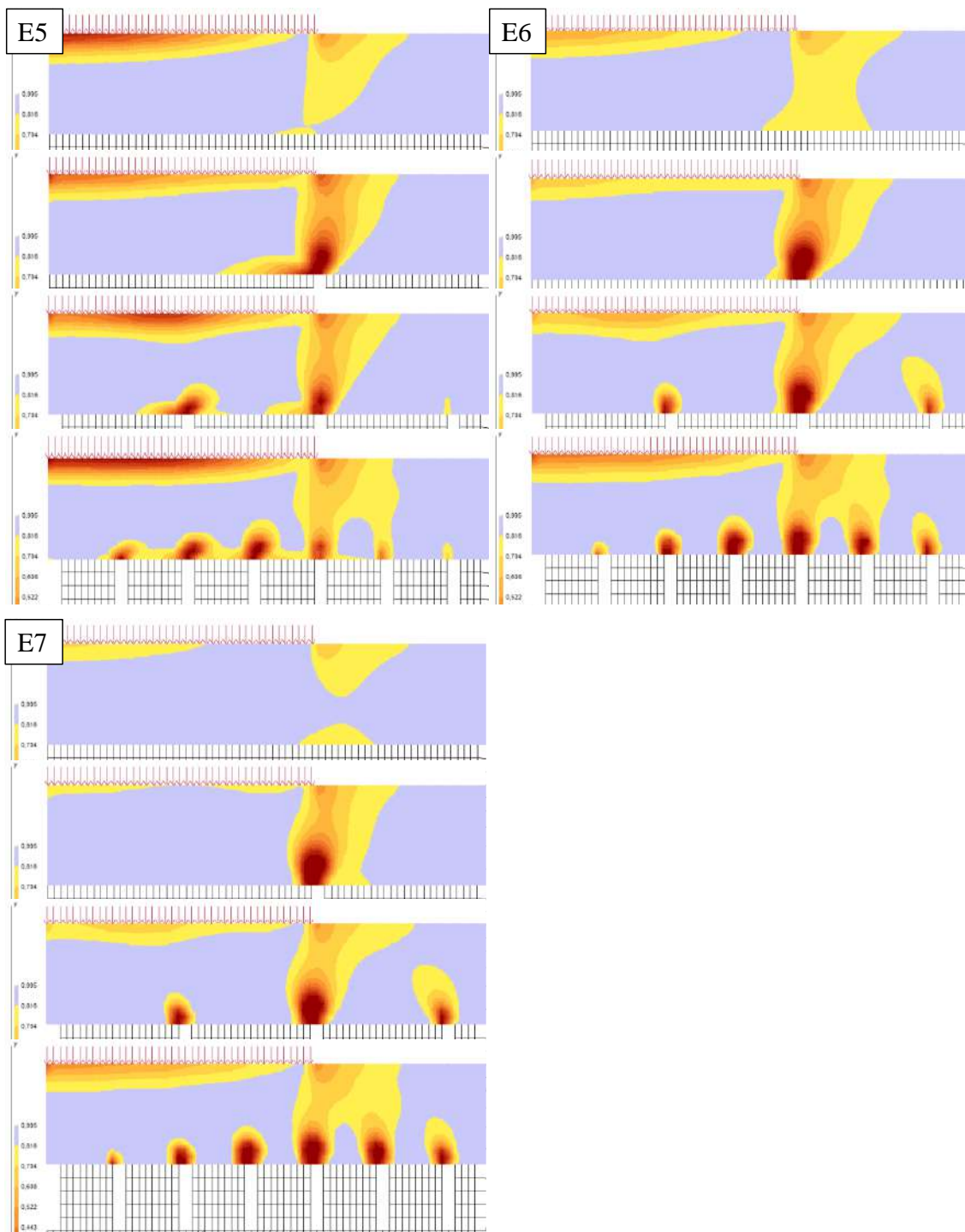


Fonte: autoria própria.

Distribuição de integridade das estruturas com 75 mm de espessura de revestimento novo.

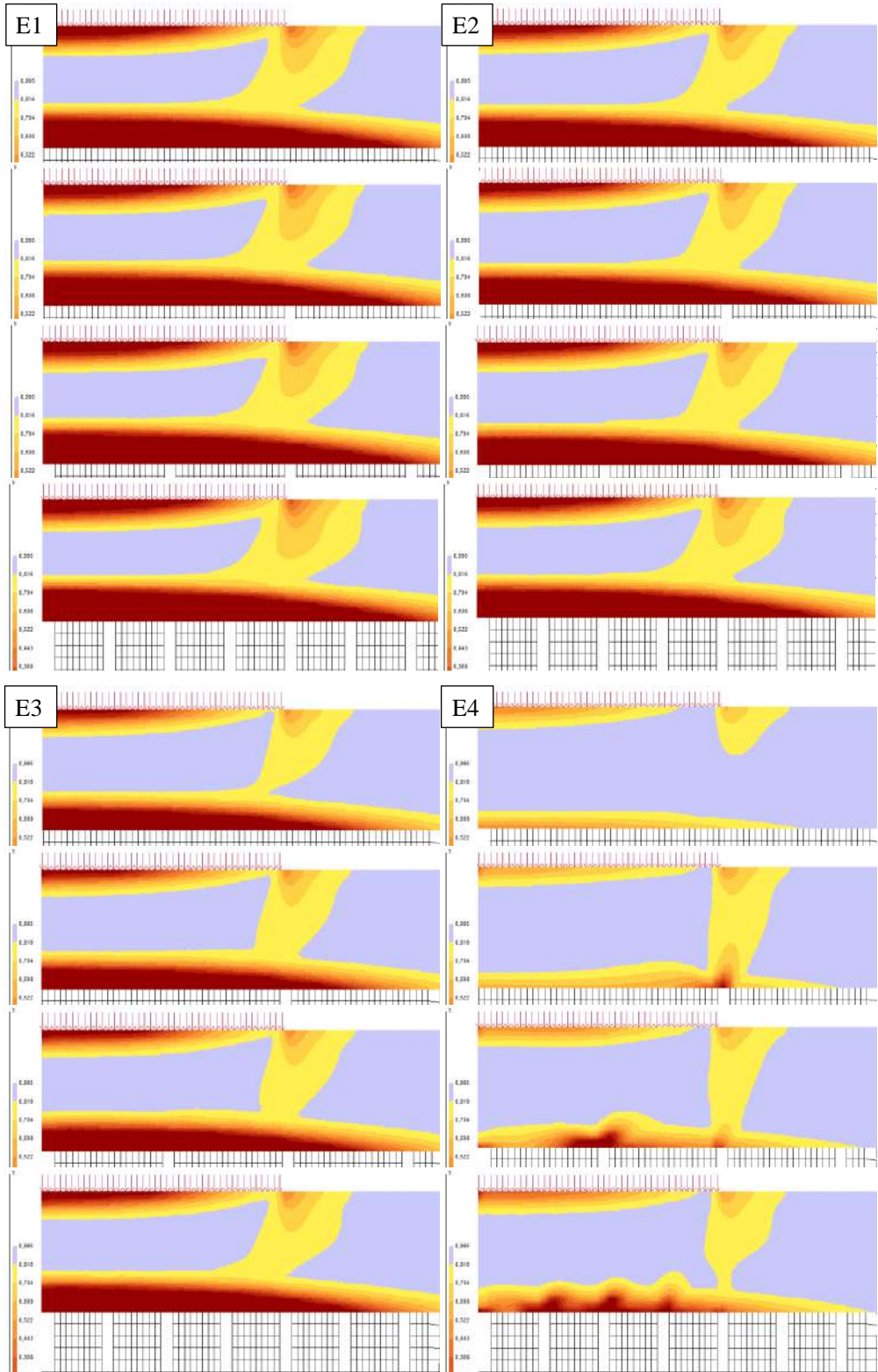


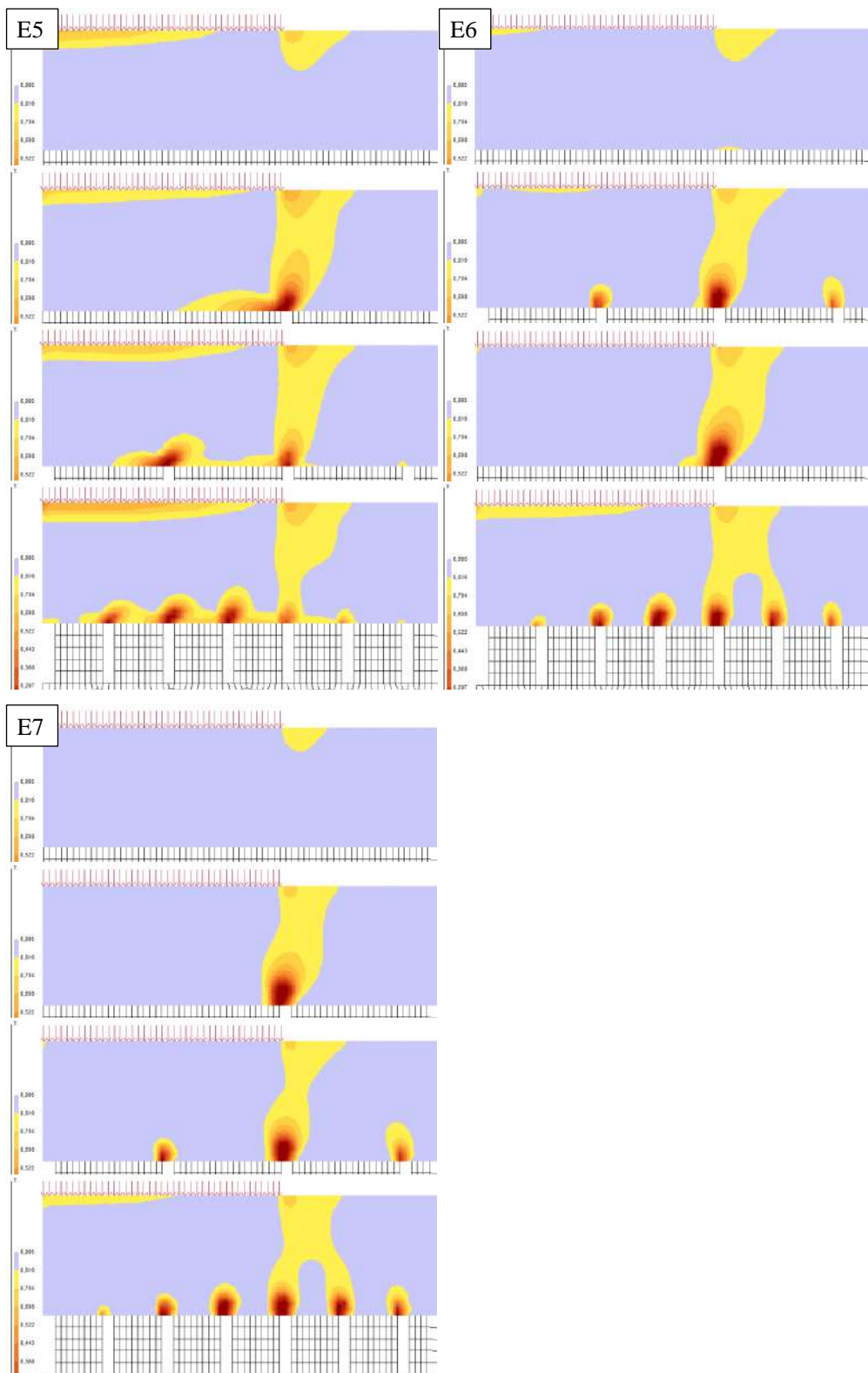




Fonte: autoria própria.

Distribuição de integridade das estruturas com 100 mm de espessura de revestimento novo.

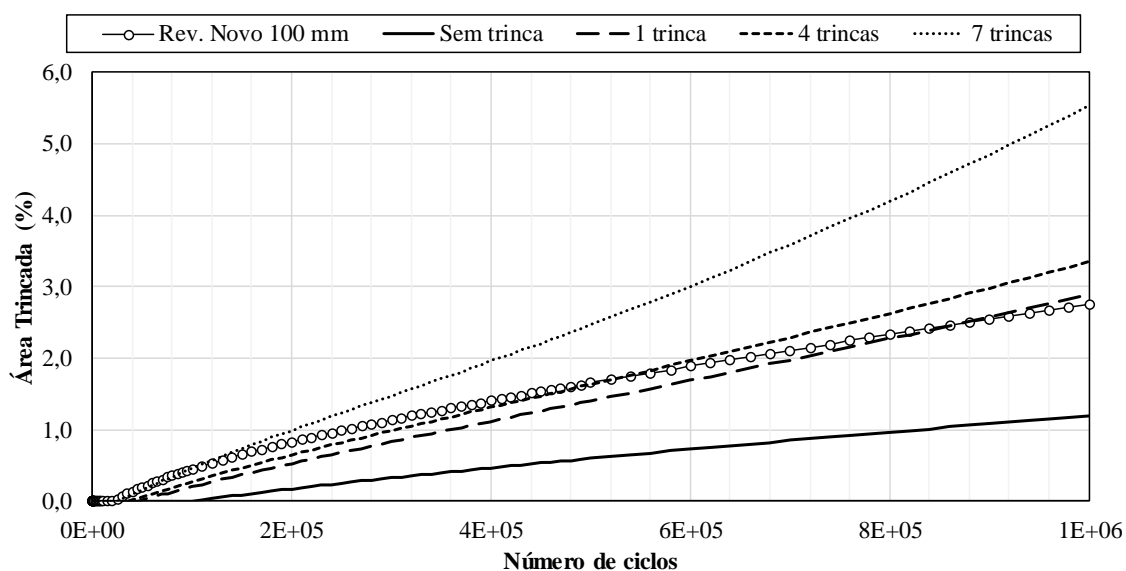




Fonte: autoria própria.

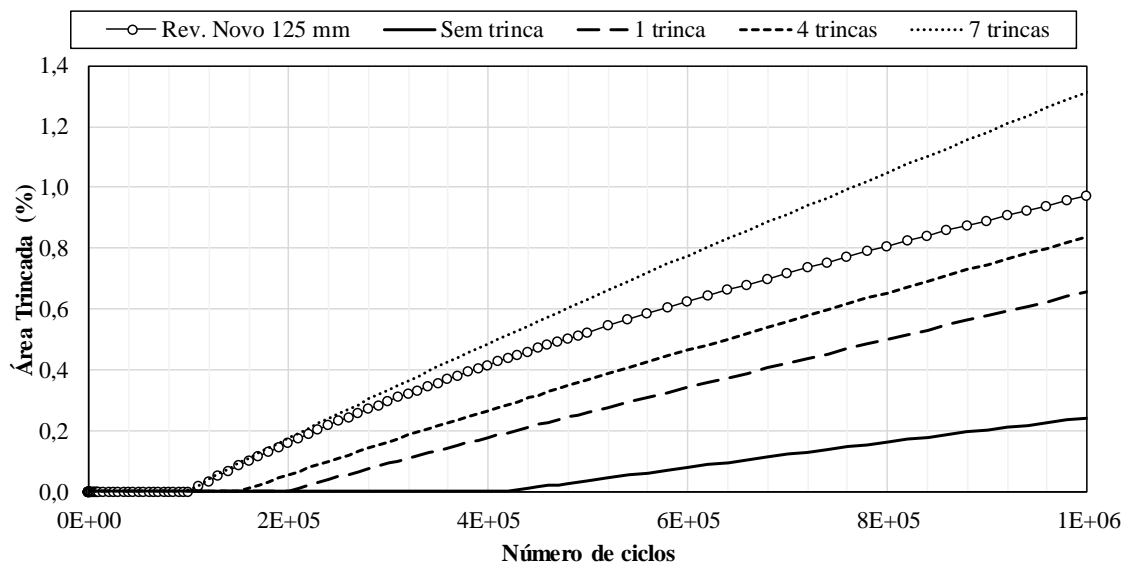
## APÊNDICE N - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DO ESTUDO PARAMÉTRICO UTILIZANDO OS VALORES DE RIGIDEZ E4 E E5

Evolução de área trincada do modelo com 100 mm de revestimento novo e dos modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E4.



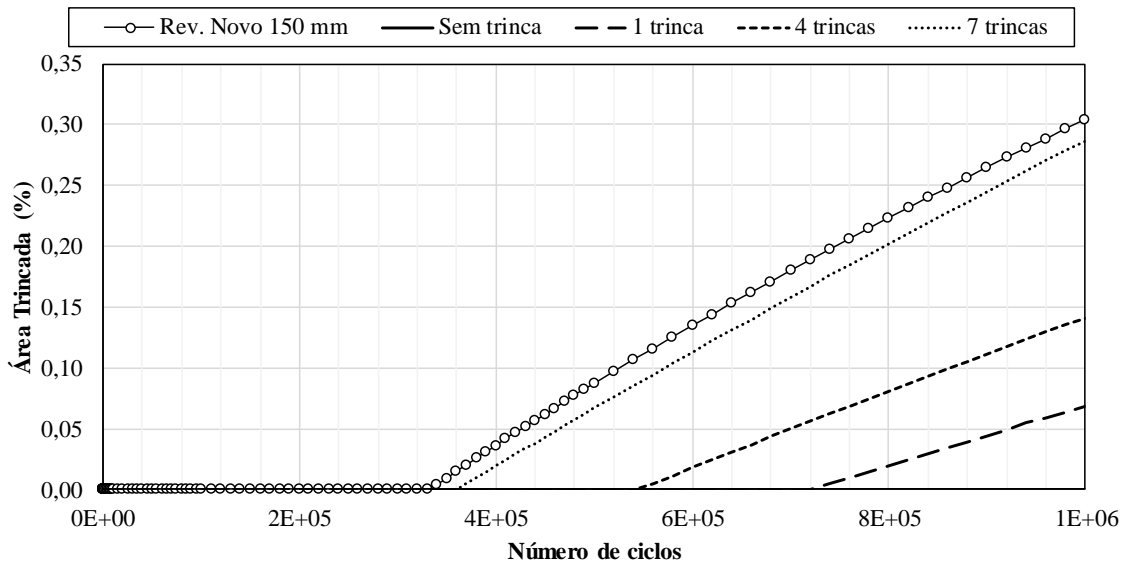
Fonte: autoria própria.

Evolução de área trincada do modelo com 125 mm de revestimento novo e dos modelos com 75 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E4.



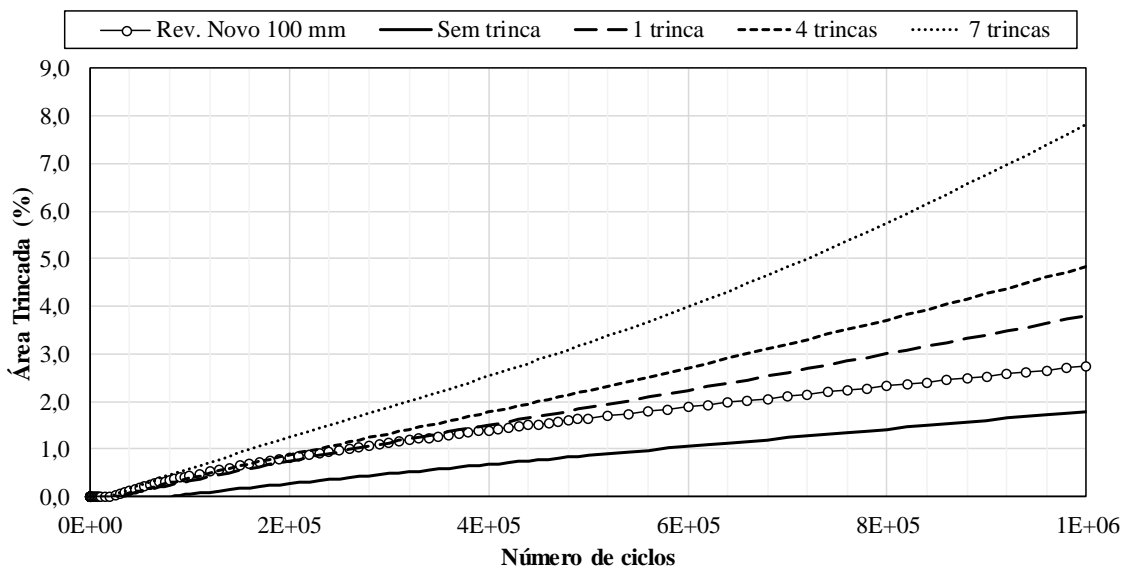
Fonte: autoria própria.

Evolução de área trincada do modelo com 150 mm de revestimento novo e dos modelos com 100 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E4.



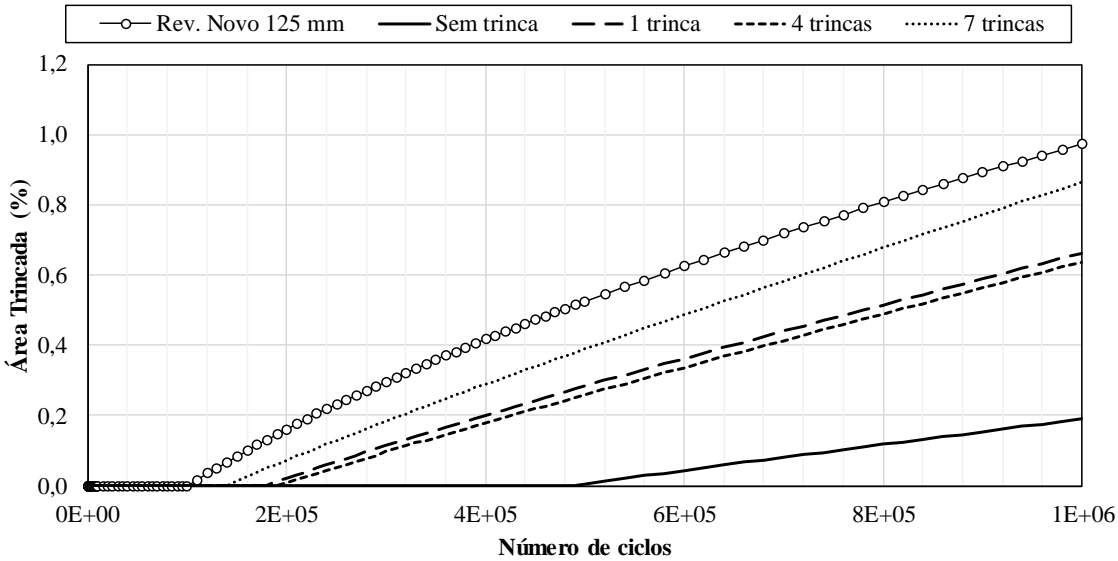
Fonte: autoria própria.

Evolução de área trincada do modelo com 100 mm de revestimento novo e dos modelos com 50 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E5.



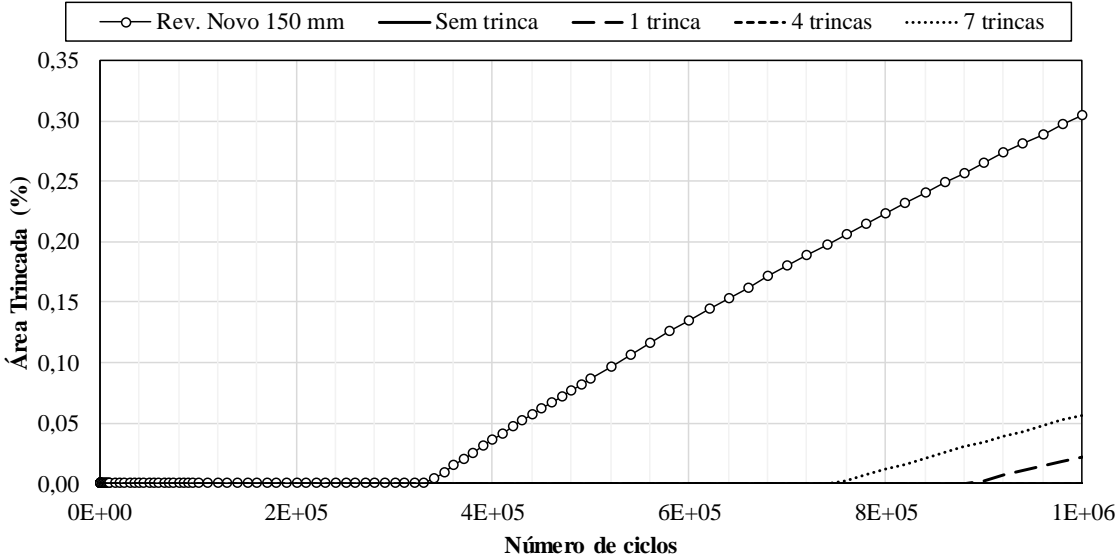
Fonte: autoria própria.

Evolução de área trincada do modelo com 125 mm de revestimento novo e dos modelos com 75 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E5.



Fonte: autoria própria.

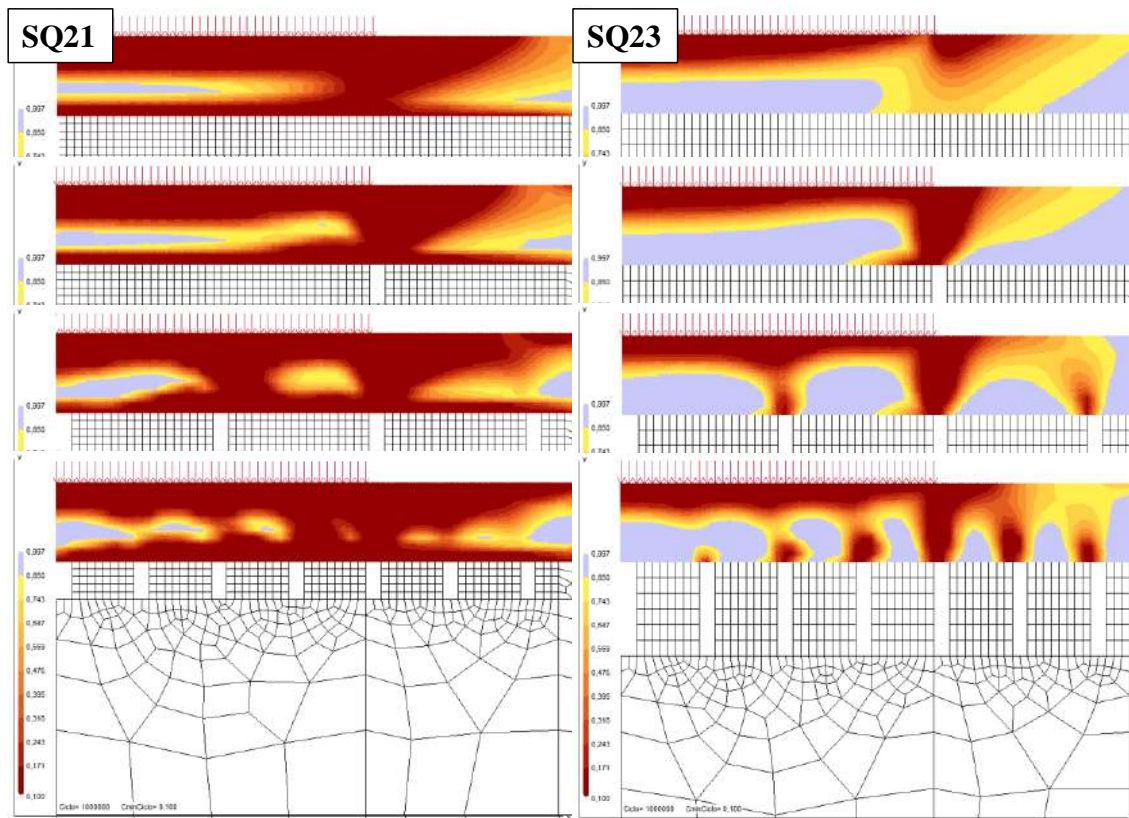
Evolução de área trincada do modelo com 150 mm de revestimento novo e dos modelos com 100 mm de revestimento novo e 50 mm de revestimento velho, utilizando a rigidez E5.



Fonte: autoria própria.

## APÊNDICE O - DISTRIBUIÇÃO DE INTEGRIDADES DAS SIMULAÇÕES DAS ESTRUTURAS DE CAMPO

Distribuição final da integridade nas estruturas SQ21 e SQ23 simuladas sem trincas e com uma, quatro e sete trincas.



Fonte: autoria própria.

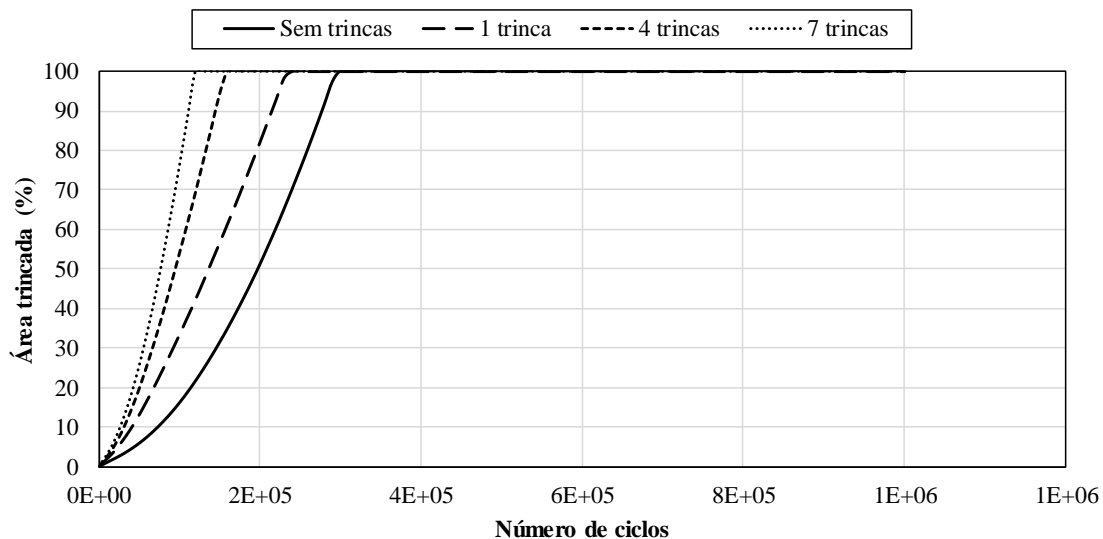






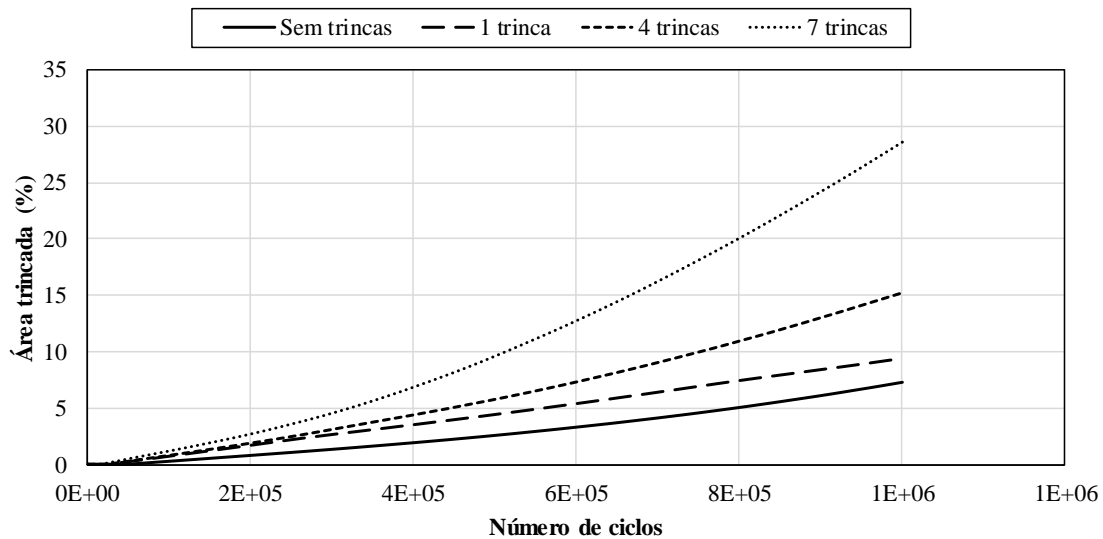
## APÊNDICE P - PREVISÕES DE ÁREA TRINCADA DAS ESTRUTURAS DE CAMPO

Evolução da área trincada prevista para a estrutura SQ-21, variando o número de trincas.



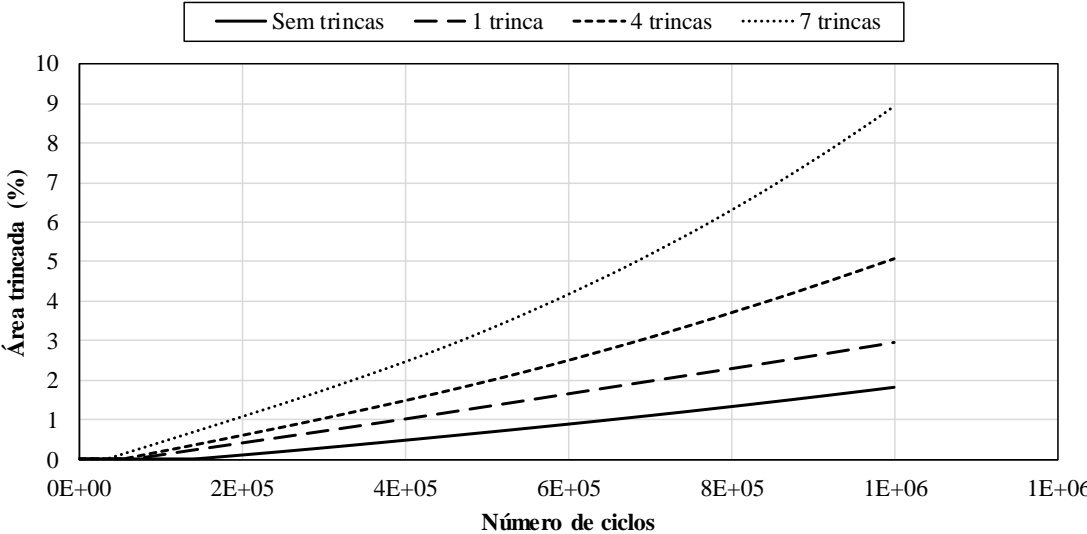
Fonte: autoria própria.

Evolução da área trincada para a estrutura SQ-23, variando o número de trincas.



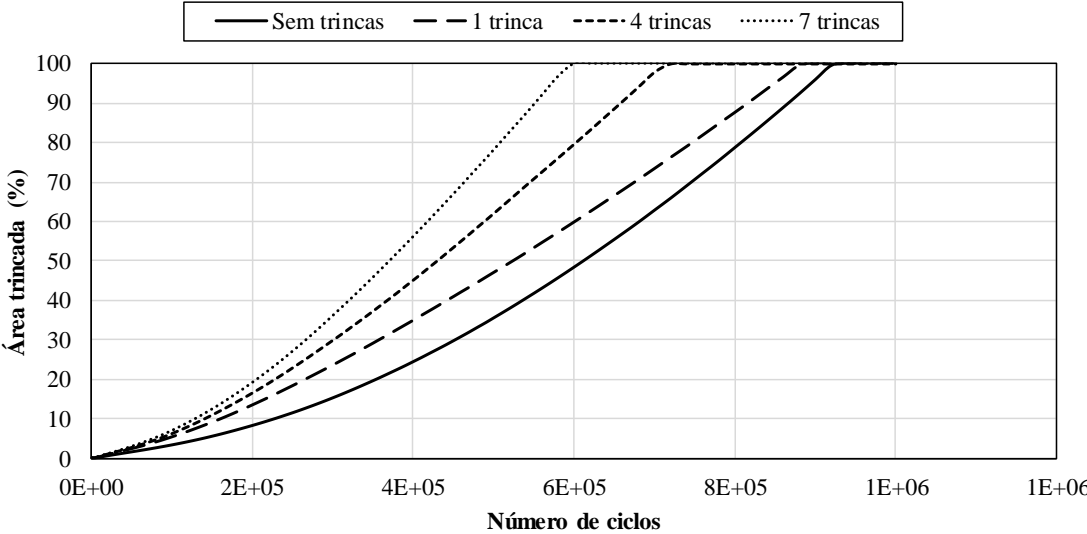
Fonte: autoria própria.

Evolução da área trincada para a estrutura SQ-27, variando o número de trincas.



Fonte: autoria própria.

Evolução da área trincada para a estrutura SQ-42, variando o número de trincas.



Fonte: autoria própria.