

Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
Escola de Engenharia  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**APLICAÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA  
SEMICIRCULAR PARA AVALIAÇÃO DE TRINCAMENTO  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

**Luiza Carhunck Godoi**

Porto Alegre  
2017

LUIZA CARBUNCK GODOI

**APLICAÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA  
SEMICIRCULAR PARA AVALIAÇÃO DE TRINCAMENTO  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,  
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em  
Engenharia.

Porto Alegre

2017

Godoi, Luiza Carhunck

APLICAÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA  
SEMICIRCULAR PARA AVALIAÇÃO DE TRINCAMENTO DE  
MISTURAS ASFÁLTICAS / Luiza Carhunck Godoi. -- 2017.  
143 f.

Orientador: Jorge Augusto Pereira Ceratti.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do  
Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de  
Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-  
RS, 2017.

1. Trincamento. 2. Fadiga. 3. Ensaio SCB. 4.  
Misturas Asfálticas. I. Ceratti, Jorge Augusto  
Pereira, orient. II. Título.

**LUIZA CARBUNCK GODOI**

**APLICAÇÃO DO ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA  
SEMICIRCULAR PARA AVALIAÇÃO DE TRINCAMENTO  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRA EM ENGENHARIA, na área de concentração de Geotecnia, e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 16 de Março de 2017

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti  
D.Sc. pela COPPE/UFRJ  
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Profa. Kamilla Vasconcelos Savasini (EPUSP)**  
PhD. pela Texas A&M University

**Eng. Luis Alberto Herrmann do Nascimento (CENPES-Petrobras)**  
PhD. pela North Carolina State University

**Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito (PUCRS)**  
PhD. pela University of Nottingham

Dedico este trabalho a todos que destinam grande parte do tempo de sua vida à pesquisa, principalmente disponibilizando-se a dividir seu conhecimento, buscando novas formas de aprimorar e desenvolver a aplicação da ciência para o bem comum.

## **AGRADECIMENTOS**

Gostaria de agradecer à UFRGS e ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil pela oportunidade.

À minha família, em especial meus pais, José Luiz e Adriana, por dividirem comigo todos os momentos e me darem suporte naqueles de maior dificuldade, sempre me incentivando a buscar meus sonhos e procurar dar o melhor de mim. Ao meu irmão, Leonardo, pela parceria. Ao meu namorado, Rodrigo, por toda a paciência, amor e companheirismo, principalmente nos finais de semana de ensaios no LAPAV.

Ao meu orientador, Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti, pela confiança, dedicação e conhecimento compartilhado ao longo desta pesquisa.

Ao Prof. Washington Peres Nuñez pela atenção, pelos ensinamentos e por ter me encaminhado ao LAPAV.

Ao Prof. Lélío Antônio Teixeira Brito pela sugestão deste tema, pela coorientação em muitas etapas deste trabalho e por me instigar na busca incansável do conhecimento.

À Dra. Marlova Grazziotin Johnston pela disponibilidade, motivação e incentivo.

Ao Prof. Luciano Pivoto Specht por me acompanhar desde a graduação e pelas contribuições disponibilizadas a essa dissertação.

A todos os professores do PPGEC, em especial ao Prof. Fernando Schnaid, pelos conhecimentos e por me encorajar a não desistir do mestrado após um primeiro ano exaustivo, conciliando trabalho e estudo.

A todos os colegas que tive a oportunidade de conhecer e conviver no decorrer deste curso, em especial às amigas Thaís Radünz Kleinert, Natália Mensch, Jéssica Flesch, Bruna Hoch, e ao amigo Mario Castañeda.

À equipe do LAPAV, Rodrigo Santos da Silva, Mateus Freitas, Daniel Fernandes, Kethelin Klagenberg, Gracieli Colpo, Douglas Mocelin, Maria Bernadette Corrêa, Eduarda Fountoura, Felipe Pivetta, Guilherme Lopes, Fábio Conterato, William Fedrigo, Camila Kern, Matheus

Matuella, Lucas Delongui, Armando Neto, Cynthia Blank, Débora Cardoso, Douglas Engelke, Filipe Reis, Gustavo Fermino, Junior Vicenzi, Lucas Malabarba, Mateus Felipe, Dionísio Döering, Camilo Rodríguez e Larissa Montagner. Tudo se tornaria muito mais difícil sem a ajuda e a parceria de vocês.

Ao Peter/Concepa pelo auxílio financeiro durante algumas etapas desta pesquisa.

À Ecoplan Engenharia pela oportunidade de trabalho e aprendizado, em especial ao meu ex-chefe e amigo Rodrigo Malysz, por toda compreensão e estímulo em conciliar o trabalho com os estudos.

Ao Prof. Klaus Machado Theisen pelas contribuições disponibilizadas a esse trabalho e auxílio na elaboração da análise do ensaio dinâmico.

Aos Professores Francisco Thiago Sacramento Aragão e Kamilla Vasconcellos por compartilharem experiências e materiais a respeito da realização do ensaio utilizado neste estudo.

A Filipe Kroeff pelo auxílio com a prensa hidráulica.

À Delmaq e ao Gabriel De Leon por todo empenho na usinagem das peças.

À Cientec e a Geociências pela disponibilidade de pessoal e equipamentos para o corte de amostras quando necessário.

Enfim, agradeço a todos aqueles que conheci e que compartilharam comigo esta caminhada, tornando possível a conclusão desta etapa.

A melhor maneira de prever o futuro é criá-lo.

*Peter Drucker*



## RESUMO

GODOI, L. C. Aplicação do Ensaio de Flexão em Amostra Semicircular para Avaliação do Trincamento de Misturas Asfálticas. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Esta pesquisa tem como objetivo analisar a resistência ao trincamento, bem como princípio de propagação de trincas e previsão vida de fadiga de misturas asfálticas empregando o ensaio de flexão em amostra semicircular com fenda (*semi-circular bending test – SCB*), estático e dinâmico, respectivamente. As trincas que surgem nos revestimentos asfálticos revelam-se como um dos grandes danos que afetam diretamente a serventia e qualidade das estruturas de pavimentos flexíveis. Considerando que a reabilitação dos pavimentos fissurados é geralmente onerosa, revela-se um grande desafio aos engenheiros projetistas dimensionar misturas asfálticas a quente que apresentem resistência suficiente capaz de evitar tanto a deformação permanente, quanto o trincamento por fadiga. Sendo assim, a primeira etapa desta pesquisa analisa três misturas asfálticas, dosadas pelo método *Superpave*: uma com cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70, outra com asfalto modificado por polímero AMP 60/85 e a terceira com asfalto borracha AB8. Os resultados indicam para a maior rigidez da mistura com asfalto modificado, que também apresentou maior vida de fadiga. Os corpos de prova com CAP 50/70 e AB8 apresentaram-se dúcteis e com menor velocidade de propagação das microtrincas. A segunda parte deste trabalho apresenta os resultados dos ensaios conduzidos em amostras com asfalto convencional no teor de projeto (TP) e com 0,5% a mais de ligante asfáltico (TP+0,5%), simulando a camada *rich-bottom*, amplamente utilizada em projetos de pavimentos perpétuos. Quando comparada a mistura no teor ótimo, aquela com maior quantidade de ligante garante uma mistura mais flexível, pois requer maiores deslocamentos para que se atinja o número de ciclos necessários ao desenvolvimento do trincamento e à ruptura.

**Palavras-chave:** *Trincamento. Fadiga. Ensaio SCB. Misturas asfálticas.*

## ABSTRACT

GODOI, L. C. Aplicação do Ensaio de Flexão em Amostra Semicircular para Avaliação do Trincamento de Misturas Asfálticas. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This study aims to analyze the cracking resistance, as well as the principle of cracking propagation and prediction of fatigue life in hot mix asphalt (HMA) by means of the semi-circular bending test (SCB), static and dynamic, respectively. Pavement surface cracking is one of the major distress mechanisms that affect the serviceability and quality of flexible pavement structures. Considering that the rehabilitation of a damaged pavement is generally costly, it becomes a challenge for the engineers to design HMA that endures both rutting and fatigue cracking. Therefore, the first part of this research investigates the cracking resistance and fatigue life of three asphalt concrete mixes, designed by the *Superpave* method: one with standard binder pen50/70, a polymer modified PMB60/85 (softening point/elastic recuperation) and a third mix with asphalt-rubber binder type AB8. The results indicated to the PMB60/85 mixture stiffness that also presented longer fatigue life. The samples with binder pen50/70 e AB8 demonstrated more ductility, with less microcracks propagation speed. The second part of this work presents the results of tests conducted on standard binder pen50/70 specimens at the design asphalt binder content and with a binder additional of 0,5%, representing the rich-bottom layer, widely used in perpetual pavement structures. The +0,5% asphalt content mix provided a more flexible mixture when compared to the mix at design binder content, because required higher displacements to reach the number of cycles to the development of cracking and failure.

**Key-words:** *Cracking. Fatigue. SCB Test. Asphalt Mixtures.*

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>24</b>
1.1	PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA .....	26
1.2	OBJETIVOS .....	27
1.2.1	Objetivo geral .....	27
1.2.2	Objetivos específicos .....	27
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO .....	27
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>29</b>
2.1	TRINCAMENTO DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS.....	29
2.2	FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	32
2.2.1	Fatores que influenciam o comportamento de misturas asfálticas à fadiga .....	37
2.2.1.1	Modos de carregamento.....	37
2.2.1.2	Variáveis da mistura: volume de vazios, tipo e teor de ligante asfáltico.....	40
2.3	ENSAIOS DE FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS .....	42
2.3.1	Ensaio de fratura em amostra semicircular com fenda.....	43
2.3.1.1	Norma europeia EN 12697-44: 2010.....	45
2.3.1.2	Norma norte americana AASHTO TP105 - 2013 .....	47
2.3.1.3	Norma norte americana AASHTO TP124 - 2016 .....	49
2.3.2	Ensaio SCB Estático .....	52
2.3.3	Ensaio SCB Dinâmico .....	55
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>57</b>
3.1	MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA.....	57
3.1.1	Agregados minerais .....	57
3.1.2	Ligantes asfálticos .....	59
3.2	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	61
3.3	PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS .....	62
3.3.1	Temperatura de mistura e compactação das misturas asfálticas.....	62

3.3.2	Dosagem Superpave .....	62
3.3.2.1	Seleção dos ligantes asfálticos.....	63
3.3.2.2	Seleção dos agregados e composição granulométrica.....	63
3.3.2.3	Determinação do teor de projeto .....	64
3.3.3	Dano por umidade induzida.....	67
3.3.4	Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	68
3.3.5	Ensaio de módulo de resiliência .....	69
3.3.6	Ensaio de fratura em amostra semicircular.....	70
3.3.6.1	Equipamento de ensaio .....	70
3.3.6.2	Fabricação das amostras .....	73
3.3.6.3	Protocolo de ensaio SCB estático .....	75
3.3.6.4	Protocolo de ensaio SCB dinâmico .....	76
<b>4</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....</b>	<b>77</b>
4.1	TEMPERATURA DE MISTURA E COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO .....	77
4.2	COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA .....	77
4.3	DOSAGEM SUPERPAVE .....	79
4.3.1	Dosagem das misturas .....	79
4.3.2	Dano por umidade induzida.....	81
4.3.3	Resistência à tração e módulo de resiliência .....	82
4.3.4	Quadro resumo com as propriedades das misturas.....	83
4.4	CONTROLE DE VOLUME DE VAZIOS, GRAU DE COMPACTAÇÃO E DIMENSÕES DAS AMOSTRAS SEMICIRCULARES .....	83
4.5	ENSAIOS DE FRATURA EM AMOSTRA SEMICIRCULAR.....	84
4.5.1	Método de avaliação dos resultados .....	85
4.5.1.1	Ensaio SCB estático .....	85
4.5.1.2	Ensaio SCB dinâmico.....	89
4.5.2	Análise de diferentes misturas asfálticas .....	93
4.5.2.1	Resultados do ensaio SCB estático.....	93
4.5.2.2	Resultados do ensaio SCB dinâmico.....	98
4.5.3	Análise da influência do teor de ligante asfáltico para uma mesma mistura.....	101
4.5.3.1	Resultados do ensaio SCB estático.....	101

4.5.3.2	Resultados do ensaio SCB dinâmico .....	104
<b>5</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>108</b>
5.1	Conclusões.....	108
5.2	Sugestões para trabalhos futuros .....	110
	<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....</b>	<b>111</b>
	<b>APÊNDICE A - PROJETO DAS PEÇAS PARA ADAPTAÇÃO DA PRENSA MTS..</b>	<b>118</b>
	<b>APÊNDICE B - PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA SEMICIRCULAR (PRENSA MTS – LAPAV, UFRGS).....</b>	<b>124</b>
	<b>APÊNDICE C - QUADRO RESUMO COM O CONTROLE DE QUALIDADE DAS AMOSTRAS E RESULTADOS DOS ENSAIOS SCB ESTÁTICO E DINÂMICO .....</b>	<b>140</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Tensões no pavimento (MEDINA e MOTTA, 2005).....	30
Figura 2 - Representação da ocorrência de trincas nos pavimentos asfálticos: (a) trinca longitudinal; (b) trinca por retração; (c) do tipo couro de jacaré; (d) do tipo bloco (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2008).....	31
Figura 3 - Fenômeno de fadiga e deformação permanente (baseado em: DI BENEDETTO <i>et al.</i> , 2004).....	32
Figura 4 – Curva de fadiga com ponto de trinca inicial e de ruptura por fadiga (baseado em: GAO e LING, 2016).....	33
Figura 5 – Exemplo da curva de Wöhler (LOUREIRO, 2003).....	34
Figura 6 - Modos de fratura ou trincamento (MEDINA e MOTTA, 2005).....	35
Figura 7 - Comportamento elástico linear <i>versus</i> viscoelástico linear (baseado em: ROWE, 1996).....	36
Figura 8 – Fenômeno a tensão constante e a deformação constante (baseado em: NCHRP, 2004).....	39
Figura 9 - Variação da energia dissipada durante ciclos de carga em ensaios de fadiga a tensão e a deformação controlada (baseado em: ROWE, 1996).....	40
Figura 10 – Configuração de alguns ensaios de fadiga: (a) Flexão em amostras trapezoidais (LOUREIRO, 2003); (b) Flexão em viga quatro pontos (COLPO, 2014); (c) Compressão diametral (LOUREIRO, 2003).....	43
Figura 11 - Configuração do ensaio <i>SCB</i> .....	44
Figura 12 - Validade do ensaio.....	46
Figura 13 – Cálculo da energia de fratura $Gf$ : (a) Trabalho $W_f$ e (b) Área de ligamento $A_{lig}$ .....	48
Figura 14 – Curva carga <i>versus</i> deslocamento (baseado em: AASHTO TP124, 2016).....	50

Figura 15 - Energia de fratura a partir da curva carga x deslocamento (baseado em: AL-QADI <i>et al.</i> , 2015).....	51
Figura 16 – Layout do software utilizado para análise de resultados do ensaio com aplicação de carga monotônica.....	52
Figura 17 - Inclinação $\alpha$ da fenda (AYATOLLAHI <i>et al.</i> , 2006) .....	53
Figura 18 - Curva granulométrica dos agregados.....	59
Figura 19 - Planejamento de ensaios e quantidade mínima de corpos de prova confeccionados durante a pesquisa.....	61
Figura 20 - Compactador Giratório <i>Superpave</i> .....	64
Figura 21 – (a) Misturador e cuba térmica; (b) Após envelhecida, mistura compactada no CGS; (c) Amostra extraída do molde .....	65
Figura 22 – Determinação da massa específica aparente das misturas .....	66
Figura 23 – Corpos de prova para ensaio de dano por umidade induzida.....	67
Figura 24 – (a) Equipamento utilizado para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Arquivos LAPAV, 2016); (b) Esquema de ensaio de compressão diametral (BERNUCCI <i>et al.</i> , 2008) .....	68
Figura 25 - Equipamento de ensaio para determinação de MR (Arquivos LAPAV, 2016).....	69
Figura 26 - Peças usinadas para adaptação da prensa hidráulica .....	71
Figura 27 - Dispositivo de ensaio SCB .....	72
Figura 28 – Confeção dos corpos de prova .....	73
Figura 29 - Corpo de prova correspondente às dimensões especificadas (a) e posteriormente pintado (b) .....	74
Figura 30 – (a) Centralização do dispositivo com a peça SCB-7; (b) Aplicação da carga de assentamento.....	75

Figura 31 - Composição granulométrica das misturas com CAP 50/70 e AMP 60/85 (Faixa C) .....	78
Figura 32 - Composição granulométrica da mistura com AB8 ( <i>Gap-Graded</i> ).....	78
Figura 33 - Resultados da dosagem <i>Superpave</i> : mistura B .....	79
Figura 34 - Resultados da dosagem <i>Superpave</i> : mistura C .....	80
Figura 35 - Resultados obtidos para módulo de resiliência.....	82
Figura 36 - Resultados obtidos para resistência à tração.....	82
Figura 37 – Imagens do andamento do Ensaio SCB Estático .....	86
Figura 38 - Dados de entrada no software do ICT .....	87
Figura 39 – Dados de saída disponibilizados pelo software do ICT .....	88
Figura 40 – Imagens do andamento e resposta do Ensaio SCB Dinâmico.....	90
Figura 41 – Método iterativo para determinação de $x_i$ e $x_f$ : tentativa 1 .....	92
Figura 42 - Método iterativo para determinação de $x_i$ e $x_f$ : tentativa 2.....	92
Figura 43 - Método iterativo para determinação de $x_i$ e $x_f$ : tentativa 3.....	93
Figura 44 - Curvas carga versus deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (teor 5,3%) .....	94
Figura 45 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura B (teor 5,6%) .....	95
Figura 46 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura C (teor 7,2%) .....	95
Figura 47 - Comparação entre a inclinação da curva pós-pico das misturas.....	98
Figura 48 - Relação entre os valores médios de índice de flexibilidade .....	98



Figura 49 – Curva de fadiga para estimativa do número de ciclos correspondentes ao início da propagação do trincamento ( $N_{\text{Inicial}}$ ) .....	99
Figura 50 - Curva de fadiga para estimativa do número de ciclos correspondentes à ruptura ( $N_{\text{Ruptura}}$ ) .....	100
Figura 51 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (TP) .....	101
Figura 52 - Curvas carga <i>versus</i> deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (TP+0,5%) .....	102
Figura 53 - Relação entre os valores médios de inclinação da curva pós-pico e deslocamento crítico .....	103
Figura 54 - Relação entre os valores médios de índice de flexibilidade .....	104
Figura 55 - Curva de fadiga para estimativa de início da propagação do trincamento ( $N_{\text{Inicial}}$ ) para misturas com diferentes teores de ligante .....	105
Figura 56 - Curva de fadiga para estimativa de vida de fadiga ( $N_{\text{Ruptura}}$ ) para misturas com diferentes teores de ligante .....	105
Figura 57 - Deslocamento necessário para o início do trincamento .....	106
Figura 58 - Deslocamento necessário para a ruptura da estrutura .....	107

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Efeitos de algumas variáveis nos ensaios TC e DC .....	39
Tabela 2 - Fatores que afetam a rigidez e vida de fadiga das misturas .....	40
Tabela 3 - Dimensões dos corpos de prova: EN 12697-44 (2010).....	46
Tabela 4- Dimensões dos corpos de prova: AASHTO TP105 - 2013.....	48
Tabela 5 - Dimensões dos corpos de prova: AASHTO TP124 - 2016.....	49
Tabela 6 - Ensaios de aceitação dos agregados utilizados na pesquisa .....	58
Tabela 7 - Características dos agregados utilizados na pesquisa.....	58
Tabela 8 – Análise granulométrica dos agregados .....	59
Tabela 9 - Propriedades do ligante asfáltico CAP 50/70 (ANP, 2005) .....	60
Tabela 10 - Propriedades do ligante asfáltico AMP 60/85-E (ANP, 2010) .....	60
Tabela 11 - Propriedades do ligante asfáltico AB8 (ANP, 2008) .....	61
Tabela 12 - Faixas de viscosidade de mistura e compactação para ligantes asfálticos convencionais .....	62
Tabela 13 - Temperaturas de mistura e compactação (°C).....	77
Tabela 14 - Porcentagem dos agregados em cada mistura .....	78
Tabela 15 - Quadro resumo com os resultados da dosagem <i>Superpave</i> .....	81
Tabela 16 - Resumo das propriedades finais das misturas .....	83
Tabela 17 - Volume de vazios, dimensões e grau de compactação dos corpos de prova ensaiados no procedimento SCB estático .....	84
Tabela 18 - Comparação entre os resultados do software e os calculados manualmente .....	89

Tabela 19 – Resultados da resistência máxima à propagação do trincamento para as três misturas moldadas no teor de projeto .....	96
Tabela 20 – Resultados de energia de fratura, inclinação da curva pós-pico, índice de flexibilidade para as três misturas moldadas no teor de projeto .....	97
Tabela 21 - Parâmetros de regressão obtidos para os modelos de fadiga do tipo $N = a \cdot \sigma t b$ .....	100
Tabela 22 - Resultados da resistência máxima à propagação do trincamento para a mistura no teor de projeto e com 0,5% somado ao teor ótimo .....	102
Tabela 23 – Resultados de energia de fratura, inclinação da curva pós-pico, índice de flexibilidade para a mistura no teor de projeto e com 0,5% somado ao teor ótimo .....	103
Tabela 24 - Parâmetros de regressão obtidos para os modelos de fadiga do tipo $N = a \cdot \sigma t b$ .....	106

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

a: Altura da pré-trinca

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AB: Asfalto borracha

$A_{\text{lig}}$ : Área de ligamento

AMP: Asfalto modificado por polímero

ANP: Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

BRP: Borracha reciclada de pneu

C: Fator de ajuste laboratório/campo

CAP: Cimento asfáltico de petróleo

CGS: Compactador Giratório *Superpave*

CIENTEC: Fundação de Ciência e Tecnologia

CNT: Confederação Nacional de Transporte

CMOD: *Crack mouth opening displacement*

CP: Corpo(s) de Prova(s)

DC: Deformação controlada

DC(T): *Disk-shaped compact tension*

$\frac{dc}{dN}$ : Crescimento do comprimento da trinca (c) por ciclo de carga (N)

$\delta$ : Deslocamento

$\delta_{\text{crítico}}$ : deslocamento crítico

$\Delta W_i$ : Deslocamento vertical na carga máxima na amostra (i= 1, 2, 3, 4)

$D_i$ : Diâmetro da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

$E$ : Rigidez do material

$\varepsilon_i$  : deformação aplicada no ciclo  $i$

$\varepsilon_{max,i}$ : Deformação máxima na amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

$\varepsilon_t$ : Deformação de tração

EPM: Erro Percentual Médio

FI: Índice de flexibilidade

$\phi_i$ : Ângulo de fase por ciclo

$F_{max,i}$ : Carga máxima na amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

$G_f$ : Energia de fratura

K: Fator de intensidade de tensões

$K_{IC}$ : Tenacidade à fratura

ICT: *Illinois Center for Transportation*

I-FIT: Ensaio de Índice de Flexibilidade de Illinois

IST: Índice de suscetibilidade térmica

ITS: *Indirect tensile strength*

LAPAV: Laboratório de Pavimentação

LLD: *Load line displacement*

LVDT: *Linear Variable Differential Transformer*

$|m|$ : Valor absoluto da inclinação da curva pós-pico

mph: *Miles per hour*

MR: Módulo de resiliência

MTS: Material Test System

NAT: *Nottingham Asphalt Tester*

N: Vida de fadiga

$N_i$ : Número de ciclos para o início de propagação do trincamento

$N_f$ : Número de ciclos para ruptura por fadiga

P: Carga

PA: Ponto de amolecimento

PEN: Penetração

PG: *Performance Grade*

r: Raio da amostra

RBV: Relação betume vazios

RT: Resistência à tração

SBS: Estireno butadieno estireno

SCB: *Semi-circular bending*

SE(B): *Single-edge notched beam*

$\sigma_i$ : Tensão aplicada no ciclo  $i$

$\sigma_{\max,i}$ : Máxima tensão de ruptura na amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

$\sigma_t$ : Tensão de tração

t: Espessura da amostra

TC: Tensão controlada

$\Theta$ : Temperatura ( $^{\circ}\text{C}$ )

$t_i$ : Espessura da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

TMN: Tamanho máximo nominal

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UTM: *Universal Transversa de Mercator*

VAM: Vazios no agregado mineral

$W_i$ : Altura da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ )

$w_i$ : Energia dissipada no ciclo  $i$

$W_f$ : Trabalho

$W_N$ : Energia dissipada acumulada durante  $N$  ciclos

## 1 INTRODUÇÃO

No Brasil, há anos o modal rodoviário mantém-se como preferência na movimentação de pessoas e bens, tornando-se o sistema de transporte preponderante para médias e longas distâncias. Conforme pesquisa realizada pela Confederação Nacional de Transporte (CNT, 2016), na matriz de transportes de cargas possui participação predominante de 61,1% ao se comparar com os modais ferroviário (20,7%), aquaviário (13,6%), dutoviário (4,2%) e aéreo (0,4%). Em se tratando do transporte de passageiros é responsável por cerca de 95%. Além disso, consiste no principal elo de integração de todo o sistema de transporte, contribuindo significativamente para o desenvolvimento socioeconômico do país. Buscando contribuir com o transportador rodoviário brasileiro, apontando as deficiências e necessidades de melhoria da infraestrutura das rodovias - por meio de avaliação das características do pavimento, sinalização e geometria das vias - em 2016, a pesquisa da CNT avaliou 103.269 km de rodovias e identificou que 48,3% delas apresentavam deficiência no pavimento.

Para Rodrigues (1991), Birgisson *et al.* (2007) e Elseifi *et al.* (2012) - dentre outros - um dos maiores danos que afetam diretamente a serventia e qualidade das estruturas de pavimentos flexíveis é o trincamento. Este aparece na superfície do pavimento como trincas longitudinais, transversais, ou até mesmo uma combinação de ambas, que se estendem ao longo da espessura do revestimento, gerando condições perigosas de trafegabilidade para os usuários da via. Rowe (1996) e Elseifi *et al.* (2012) acrescentam que a infiltração de água por meio dessas fissuras resulta em enfraquecimento e deterioração das camadas subjacentes, comprometendo pouco a pouco seu desempenho.

Por ser utilizado em grande escala, a escolha pelo transporte rodoviário traz consigo um grande desafio aos engenheiros responsáveis por projetar misturas asfálticas a quente que sejam capazes de resistir tanto à deformação permanente quanto ao trincamento. Considera-se que uma mistura com resistência suficiente contra deformação permanente seria projetada com menor teor de ligante asfáltico, ao passo que aquelas com resistência satisfatória contra trincamento – em especial o por fadiga - utilizariam uma quantidade maior deste produto. Uma alternativa para equilibrar ambas necessidades consiste em projetar e construir a camada de revestimento asfáltico em subcamadas, pois entende-se que altas tensões de cisalhamento, as



quais podem resultar em deformação permanente, ocorrem próximo a superfície da camada asfáltica, enquanto altas tensões de tração – capazes de gerar trincamento por fadiga – atuam na parte inferior da camada (HAJJ *et al.*, 2011).

Este arranjo no qual a seção do revestimento de um pavimento flexível é subdividido em partes é amplamente utilizada em projeto de pavimentos perpétuos. Nele, o revestimento é composto por uma faixa superior destinada a resistir à deformação permanente (na qual utiliza-se o teor de projeto estimado pelo método de dosagem) e uma subcamada inferior, na qual soma-se 0,5% de ligante ao teor ótimo estimado. Além de Hajj *et al.* (2011), outros pesquisadores - como Carpenter e Shen (2006), e Maher e Uzarowski (2010) - também estudaram o conceito desta camada rica em ligante asfáltico, conhecida internacionalmente como mistura ou camada *rich-bottom*. Diferente das misturas padrão, que são tipicamente compactadas com 6 a 7% de volume de vazios, a mistura *rich-bottom* é compactada em campo com 3 a 4%. Por meio desta combinação, que engloba maior compactação e quantidade de asfalto, espera-se que ocorra um aumento no módulo da composição, melhorando a resposta estrutural do pavimento e garantindo ao revestimento vida de fadiga mais longa (CARPENTER e SHEN, 2006).

Sob o ponto de vista experimental, visando evitar a ruptura prematura das estruturas em campo, revela-se essencial caracterizar as propriedades de fratura das misturas projetadas, por meio de ensaios laboratoriais. Muitos métodos de ensaio já foram desenvolvidos com este fim, tais como o ensaio de flexão em vigas com fenda (*single-edge notched beam – SE(B)*) e o ensaio em disco circular com fenda (*disk-shaped compact tension – DC(T)*). Todavia, alguns procedimentos apresentam-se muito complexos e demorados para uso regular prévio de projetos e atividades de controle de qualidade. Além disso, a variação dos resultados e a natureza empírica de alguns destes procedimentos nem sempre permitem o desenvolvimento de conclusões confiáveis em torno do método no que se refere a resistência à fratura das misturas (ELSEIFI *et al.*, 2012).

Além dos ensaios supracitados, o procedimento que vem recebendo crescente atenção de pesquisadores do campo da pavimentação consiste no ensaio de flexão em amostras com formato semicircular com fenda (*semi-circular bending – SCB*). Assim como Li e Marasteanu (2010), Huang e Shu (2013), e Gao e Ling (2016), vários outros estudiosos têm adotado este procedimento buscando determinar propriedades de fratura das misturas asfálticas. Dentre as diversas razões para a utilização deste ensaio - tanto para a avaliação de resistência ao trincamento (em se tratando do ensaio monotônico) quanto para previsão de vida de fadiga (em

ensaios dinâmicos) – Molenaar *et al.* (2002), Montestruque *et al.* (2010), Elseifi *et al.* (2012), Aragão *et al.* (2014) e Al-Qadi *et al.* (2015) ressaltam a simplicidade do procedimento, baixo custo, boa repetibilidade, bem como possibilidade de produzir corpos de prova a partir de amostras cilíndricas preparadas no compactador giratório *Superpave*, ou até mesmo amostras extraídas em campo. No entanto, como limitações no uso dessa geometria, há o efeito de arqueamento que resulta do estado de tensões de compressão no topo da amostra (MOLENAAR *et al.*, 2002; ARAGÃO *et al.*, 2014) e o tamanho reduzido do ligamento por onde a trinca deve propagar (ARAGÃO *et al.*, 2014; AL-QADI *et al.*, 2015).

Por fim, ao considerar que - com o passar do tempo - uma simples fissura pode evoluir para um dano de maior magnitude representando um comprometimento ainda maior do pavimento, a busca pela compreensão deste fenômeno em misturas asfálticas revela-se essencial no cenário nacional, tendo em vista a grande demanda exigida sobre o modal rodoviário. Conscientes da necessidade de melhorias nas vias brasileiras, estudiosos da área vêm tentando desenvolver melhores estruturas de pavimentos, que sejam mais acessíveis financeiramente e – ao mesmo tempo - mais resistentes às cargas impostas pelos veículos. Acredita-se que ao otimizar a seleção dos constituintes das misturas asfálticas, bem como projeto das mesmas e métodos construtivos, torna-se possível atingir maior vida útil da estrutura, reduzindo significativamente os custos associados à manutenção e à recuperação dos trechos.

## 1.1 PROBLEMA DE PESQUISA E JUSTIFICATIVA

À luz do contexto da realidade rodoviária brasileira brevemente abordada – tendo em vista que as mudanças que ocorreram no cenário das vias nacionais nos últimos anos não foram suficientes para garantir condições adequadas de segurança e trafegabilidade – e considerando os gradativos avanços tecnológicos no setor de materiais asfálticos, torna-se plenamente justificável o interesse por melhor entendimento a respeito do comportamento dos pavimentos rodoviários frente ao trincamento, de maneira a se adotar medidas que sejam eficazes para evitá-lo ou, ao menos, retardar ao máximo sua ocorrência.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo geral

O objetivo geral desta pesquisa consiste em utilizar o ensaio SCB para analisar o trincamento de diferentes misturas asfálticas: uma com cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70, outra com asfalto modificado por polímero AMP 60/85 e, por fim, com asfalto borracha AB8. Além disso, buscou-se avaliar a influência do teor de ligante asfáltico na mistura com ligante convencional, o qual foi moldado tanto no teor de projeto quanto com 0,5% a mais do produto adicionado à composição. Tais análises tornaram-se possíveis por meio dos resultados dos ensaios de fratura em amostra semicircular com fenda estáticos e dinâmicos.

### 1.2.2 Objetivos específicos

A pesquisa deste trabalho destina-se à:

- a) Realizar uma revisão bibliográfica abrangente a respeito do ensaio de flexão em amostra semicircular, que até então não havia sido executado no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da UFRGS;
- b) Realizar ensaios SCB estáticos para estimativa de resistência à propagação do trincamento (algumas vezes referenciadas neste trabalho como resistência ao trincamento) das misturas em questão;
- c) Executar, sobre as mesmas composições, ensaios SCB dinâmicos para estimativa de vida de fadiga;
- d) Comparar, na mistura com CAP 50/70, a influência do teor de ligante asfáltico no que diz respeito à vida de fadiga das misturas, tanto no teor de projeto (TP) como com 0,5% a mais de ligante (TP+0,5%);

## 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

O primeiro capítulo do trabalho destina-se a contextualizar e introduzir o tema principal que será analisado neste estudo, além de esclarecer os objetivos gerais e específicos desta pesquisa.

Em seguida, no segundo capítulo, apresenta-se a revisão bibliográfica. Nela são abordados tópicos importantes referentes ao trincamento por fadiga, bem como estudos conduzidos por meio da utilização do ensaio SCB.

A metodologia da pesquisa é abordada no terceiro capítulo, onde será apresentada a caracterização dos agregados e ligantes asfálticos utilizados. Trata também sobre o método de dosagem *Superpave* para determinação do teor de projeto das misturas. Além disso, todo o método de ensaio de flexão em amostra semicircular é descrito detalhadamente, conforme foi realizado em laboratório.

Os resultados estão apresentados e analisados no quarto capítulo e, por fim, no quinto capítulo encontram-se as considerações finais e as sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A fim de atingir o principal objetivo desta dissertação, que consiste na análise de resistência ao trincamento e do comportamento a fadiga de misturas asfálticas, um estudo abrangente acerca da literatura disponível sobre o assunto foi realizado visando aprofundar o conhecimento a respeito do desempenho que as misturas apresentam sob determinadas condições. Sendo assim, constam neste capítulo conceitos básicos sobre o trincamento em pavimentos flexíveis (com ênfase no fenômeno da fadiga), estudos chave relacionados à caracterização da resistência ao trincamento e análise de vida de fadiga das composições de concreto asfáltico - em especial aqueles que utilizaram o ensaio de flexão em amostra semicircular - essenciais para o embasamento teórico e desenvolvimento deste estudo.

### 2.1 TRINCAMENTO DE REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), o revestimento asfáltico consiste na camada superior de um pavimento destinada a resistir diretamente às solicitações do tráfego e transmiti-las de forma atenuada às camadas subjacentes, impermeabilizando a estrutura, além de melhorar as condições de rolamento no que se refere ao conforto e à segurança.

Porém, com o passar do tempo, os pavimentos asfálticos passam a apresentar sinais de degradação os quais indicam a proximidade do limite de sua vida útil. A Figura 1 ilustra as solicitações sofridas pelo pavimento em decorrência da carga dos veículos. Percebe-se que na superfície é aplicada uma carga vertical de compressão, enquanto nas fibras inferiores da camada asfáltica surgem tensões de tração e de compressão devido ao carregamento e descarregamento repetido (SANTOS, 2005). Em virtude do caráter variável das cargas do tráfego, as tensões apresentam um instante de pico e, após a passagem do veículo, anulam-se. A partir da consideração deste estado de tensões repetidas pode-se ter melhor compreensão acerca do fenômeno da fadiga nos revestimentos asfálticos (BASTOS, 2010).

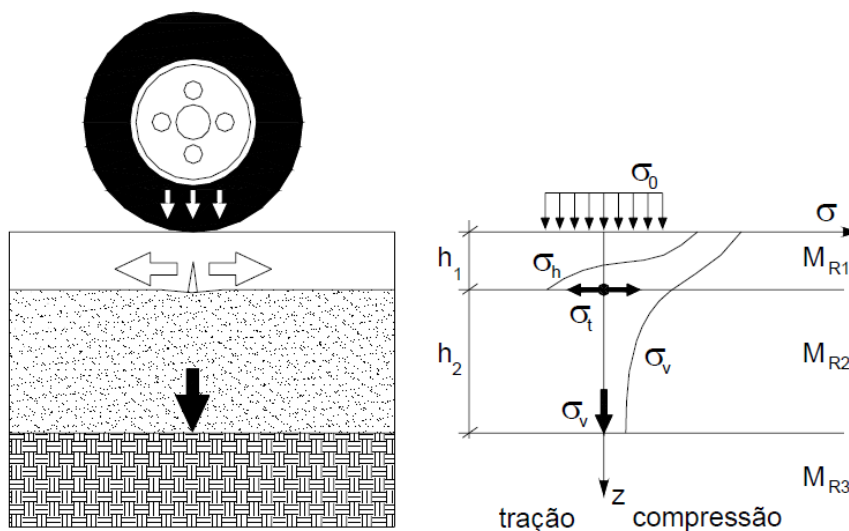


Figura 1 - Tensões no pavimento (MEDINA e MOTTA, 2005)

O trincamento consiste no princípio de um tipo de deterioração estrutural que modifica o estado de tensões do sistema de camadas do pavimento, e que embora não seja o defeito que mais coloque em risco o conforto e segurança do usuário quando em pequena escala, pode progredir dando origem a danos mais graves. Por ser um indicativo de comprometimento estrutural - permitindo que a infiltração de água por meio das rachaduras cause enfraquecimento e deterioração das demais camadas, por exemplo - percebe-se que sua ocorrência pode não ser meramente considerada como um problema localizado apenas do revestimento, mas sim um dano que pode interferir e prejudicar o desempenho de todo o conjunto (BASTOS, 2010).

A norma DNIT-TER 005 (2003) define fendas como qualquer descontinuidade na superfície do pavimento, que conduza a aberturas de menor ou maior porte. Estas podem manifestar-se na forma de fissuras, quando não causam problemas funcionais ao revestimento, ou trincas quando facilmente visíveis a vista desarmada, com abertura superior à da fissura, podendo apresentar-se na forma isolada ou interligada.

Fontes *et al.* (2009) conceituam trincas ou fendas como uma degradação na superfície do pavimento que tende a enfraquecer a camada de desgaste, permitindo a entrada de água e provocando enfraquecimento da estrutura, ou seja, reduzindo o módulo de rigidez das camadas granulares e subleito.

Quando na forma isolada, as trincas podem ser transversais, longitudinais ou por retração. As trincas transversais apresentam direção ortogonal ao eixo da via. Já as longitudinais (Figura 2 (a)) posicionam-se predominantemente de forma paralela ao eixo. As trincas por retração (Figura 2 (b)) não são atribuídas aos fenômenos de fadiga e sim aos de retração térmica ou do material do revestimento, ou do material que compõe a base rígida ou semi-rígida subjacentes ao revestimento trincado. As trincas interligadas manifestam-se pelo tipo “Couro de Jacaré” (Figura 2 (c)) ou “Bloco” (Figura 2 (d)). Aquelas não apresentam direções preferenciais, assemelhando-se ao aspecto de couro de jacaré, e podem ou não apresentar erosão acentuada nas bordas. Estas são caracterizadas pela configuração de blocos formados por lados bem definidos, podendo ou não apresentar erosão acentuada nas bordas, e não são atribuídas ao fenômeno de fadiga (DNIT–TER 005, 2003).

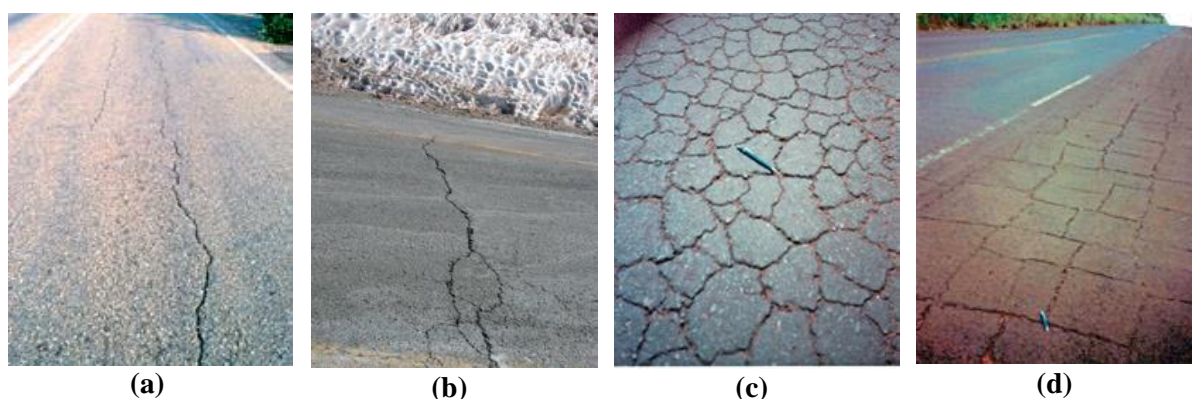


Figura 2 - Representação da ocorrência de trincas nos pavimentos asfálticos: (a) trinca longitudinal; (b) trinca por retração; (c) do tipo couro de jacaré; (d) do tipo bloco (BERNUCCI *et al.*, 2008)

Bernucci *et al.* (2008) citam, além da utilização do tráfego e efeitos das intempéries, os erros de projeto; inadequações na seleção, dosagem ou produção de materiais; falha nas práticas construtivas; bem como escolhas inadequadas de procedimentos de conservação e manutenção, como alguns dos fatores que podem contribuir para a redução da vida de projeto de um pavimento e, desta forma, facilitar a ocorrência do trincamento nas estruturas.

Em se tratando do trincamento por fadiga, este se revela como um dos maiores tipos de danos sobre os pavimentos flexíveis, o que torna esse fenômeno fundamental no estudo de materiais que são solicitados repetidamente, como é o caso das misturas asfálticas, tendo em vista que

sob estas condições a ruptura ocorre com tensão menor que a tensão de ruptura estabelecida por meio de um carregamento estático (SANTOS, 2005).

## 2.2 FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Preussler *et al.* (1981) definem fadiga como um processo de deterioração estrutural sobre o material quando submetido a um estado repetido de tensões e deformações, gerando trincas ou até mesmo a ruptura, após um número suficiente de repetições do carregamento. Em outras palavras, este fenômeno consiste na perda de resistência que o material sofre após solicitado repetidamente por uma carga.

Para casos em que o revestimento está trabalhando na flexão, de acordo com Hajj *et al.* (2011), o trincamento por fadiga inicia-se no ponto inferior da camada asfáltica, onde a tensão de tração oriunda do tráfego é maior. Essas trincas propagam-se em direção a superfície inicialmente como uma ou mais fendas longitudinais ou transversais, e conforme as cargas solicitantes se repetem elas se conectam, formando – por exemplo – as trincas do tipo couro de jacaré. Os autores consideram a excessiva repetição de cargas elevadas, drenagem insuficiente, espessura do pavimento inadequada, fatores de caráter ambiental, além de baixo teor de ligante asfáltico e elevado volume de vazios, como os principais fatores que influenciam o surgimento de trincas por fadiga.

Além de relacionado à redução da rigidez do material, o fenômeno da fadiga é influenciado pelas condições de carregamento e limites de contorno, ao ponto que não deve ser confundido com deformação permanente. Esta pode ocorrer quando são aplicadas apenas tensões de compressão ou de tração originando deformações acumuladas irreversíveis, capazes de ocultar o efeito relacionado a fadiga, conforme ilustrado na Figura 3 (DI BENEDETTO *et al.*, 2004).

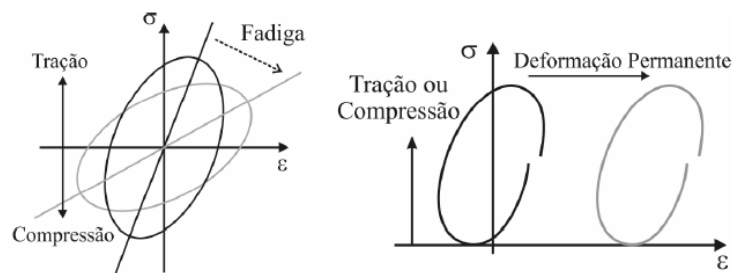


Figura 3 - Fenômeno de fadiga e deformação permanente (baseado em: DI BENEDETTO *et al.*, 2004)



Uma curva de fadiga típica de mistura asfáltica é usualmente apresentada na forma de um “S”, contendo três estágios. A Figura 4 ilustra a relação entre o deslocamento e os ciclos de carga. Percebe-se que, sob carregamentos repetidos, o deslocamento aumenta rapidamente até o fim do primeiro estágio, resultando em uma trinca inicial. O segundo estágio mostra um aumento próximo a condição linear do deslocamento indicando que as microtrincas estão se desenvolvendo para macrotrincas. Por fim, no início do terceiro estágio o deslocamento aumenta rapidamente, representando a ruptura por fadiga da amostra (SHEN e LU, 2011).

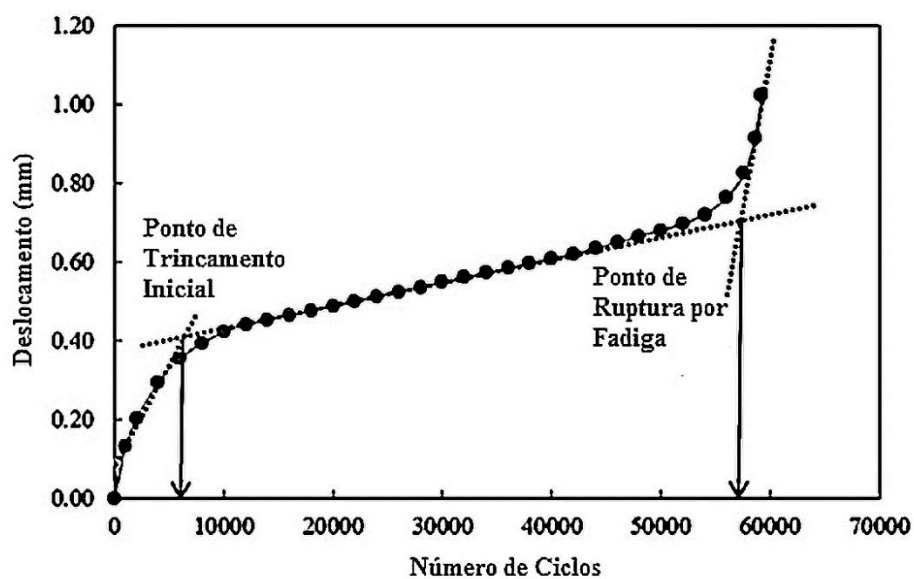


Figura 4 – Curva de fadiga com ponto de trinca inicial e de ruptura por fadiga (baseado em: GAO e LING, 2016)

O dano por fadiga em misturas asfálticas consiste basicamente em dois processos – iniciação da trinca e propagação da trinca (DI BENEDETTO *et al.*, 2004; HUANG *et al.*, 2013). Algumas das abordagens utilizadas para caracterizá-lo incluem métodos fenomenológicos e a teoria da mecânica da fratura. No primeiro método, ciclos de tensão ou deformação necessários para induzir a ruptura por fadiga são aplicados inicialmente na superfície da amostra sob modo de tensão ou deformação controlada. A vida de fadiga consiste no número de ciclos de carga para iniciar a trinca e propagá-la até a ruptura (HUANG *et al.*, 2013). Relaciona-se o número de aplicações de carga com a tensão ou deformação de tração de acordo com as expressões:

$$N = k \left( \frac{1}{\sigma_t} \right)^n \quad (1)$$

$$N = k \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^n \quad (2)$$

Onde  $N$  corresponde a vida de fadiga;  $\sigma_t$  e  $\varepsilon_t$  são, respectivamente, a tensão ou deformação de tração;  $k$  e  $n$  são as constantes de regressão.

As curvas clássicas que representam a relação da vida de fadiga com a tensão ou deformação de tração são denominadas curvas de Wöhler, a exemplo do apresentado na Figura 5.

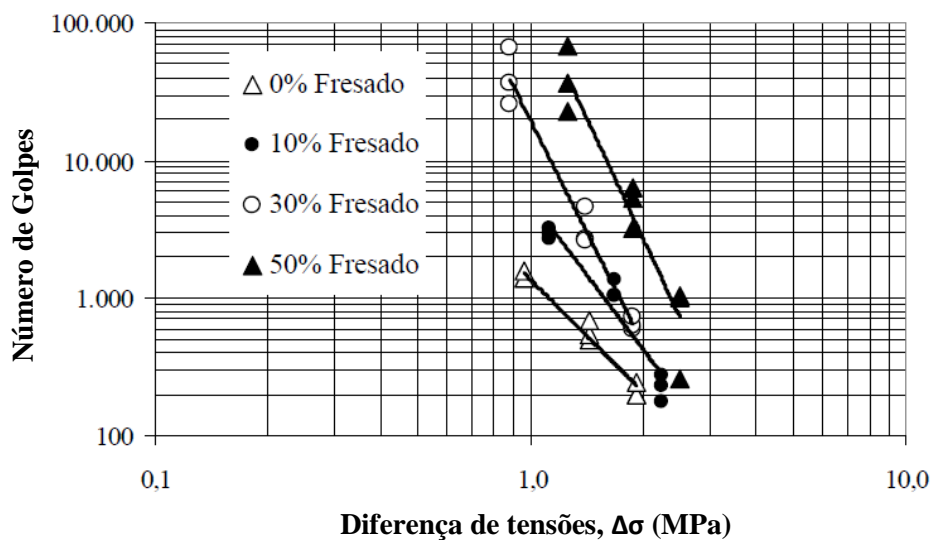


Figura 5 – Exemplo da curva de Wöhler (LOUREIRO, 2003)

Na mecânica da fratura, a premissa básica é que todos os materiais da engenharia apresentem-se inerentemente com falhas. Sendo assim, a vida de fadiga corresponde ao número de aplicações de carga para propagar a falha inicial até uma dimensão crítica. A abordagem da mecânica da fratura para prever a propagação do dano emprega um modelo empírico de crescimento da trinca, correspondente a Lei de Paris, que pode ser estimado pela equação (3) (HUANG *et al.*, 2013).

$$\frac{dC}{dN} = A \cdot K_I^n \quad (3)$$

Onde  $\frac{dC}{dN}$  é o crescimento do comprimento da trinca ( $c$ ) por ciclo de carga ( $N$ );  $A$  e  $n$  são as constantes do material;  $K_I$  é o fator de intensidade de tensões.

Ao utilizar a abordagem da mecânica da fratura para análise do trincamento, alguns autores utilizam-se do conceito de fator de intensidade de tensões e tenacidade à fratura. Para cada um dos modos de trincamento (Figura 6) associa-se um fator de intensidade de tensões (K) na ponta da trinca. Este pode ser definido como aquele que descreve a amplificação da tensão local à frente da “raiz” da trinca, e é função do carregamento e da geometria do corpo de prova. Quando K ultrapassa um determinado valor limite, a trinca se propaga. Este valor limite corresponde a resistência à fratura do sólido, denominado tenacidade à fratura ( $K_C$ ), e é uma propriedade do material que independe da geometria ou das cargas aplicadas, no entanto é dependente da temperatura (EFFTING, 2004).

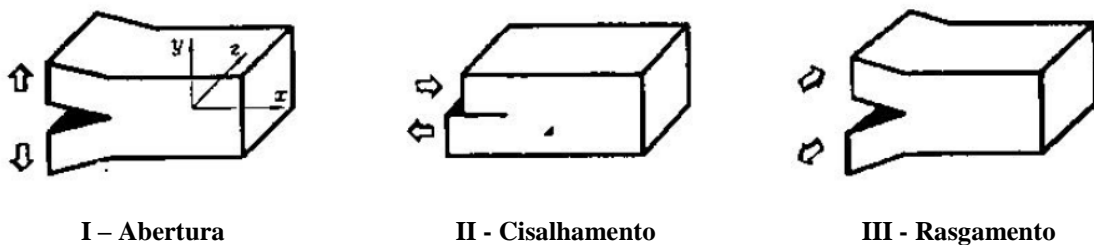


Figura 6 - Modos de fratura ou trincamento (MEDINA e MOTTA, 2005)

No modo I de fratura as forças são perpendiculares à fissura, resultando em uma propagação de trincas em decorrência de esforços de tração. Desta forma, este é geralmente referido como modo de abertura. Para o modo II, as forças apresentam-se paralelas à fenda. Sendo assim, uma força empurra a metade superior da fenda em um sentido e outra força no sentido oposto, criando – por cisalhamento – uma fissura que desliza ao longo de si mesma. No modo III, as forças são transversais à fenda fazendo com que o material se separe por deslizamento para fora de seu plano inicial (VARGAS, 2016).

Na literatura, o modelo mais comumente utilizado para prever o número de repetições que levam a ruptura por fadiga é função da deformação por tração e da rigidez da mistura conforme a expressão (NCHRP, 2004):

$$N_f = C k_1 \left( \frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{k_2} \left( \frac{1}{E} \right)^{k_3} \quad (4)$$

Onde  $N_f$  é o número de repetições para trincamento por fadiga;  $\varepsilon_t$  é a deformação de tração no ponto crítico;  $E$  é a rigidez do material;  $k_1$ ,  $k_2$  e  $k_3$  são os coeficientes de regressão de laboratório e  $C$  é o fator de ajuste laboratório/campo.

Ao analisar a resistência a fadiga por meio da abordagem de energia dissipada, Rowe (1996) afirma que a energia é dissipada nas misturas asfálticas durante o carregamento e relaxação em virtude do comportamento substancialmente viscoelástico desempenhado pelo material a temperatura ambiente. A Figura 7 compara a dissipação de energia entre um material linear elástico com outro viscoelástico. No primeiro caso, a energia armazenada no sistema – quando carregado – é igual a área sob a curva carga *versus* deflexão. Durante o descarregamento toda a energia é recuperada. Em contrapartida, no material viscoelástico, a trajetória de descarregamento não corresponde a mesma de quando carregado. Tal fenômeno é conhecido como *hysteresis* e a energia dissipada é equivalente a área dentro do laço.

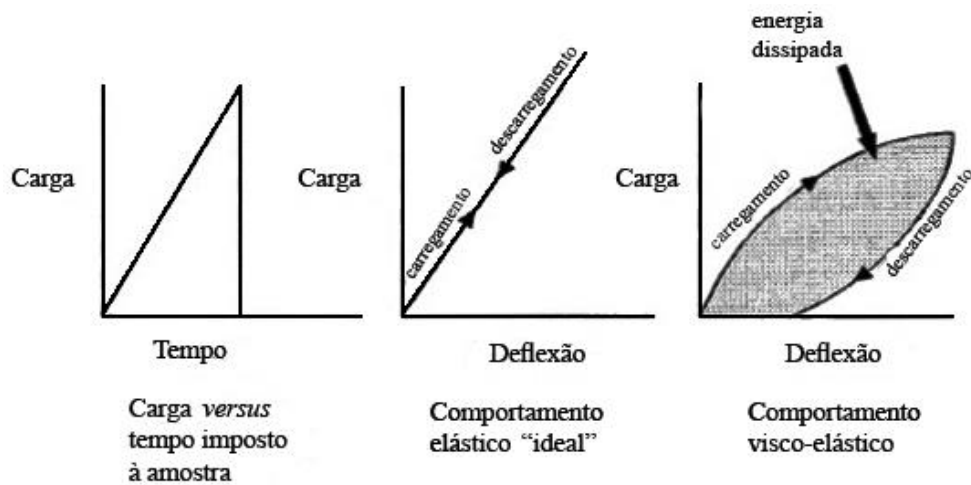


Figura 7 - Comportamento elástico linear *versus* viscoelástico linear (baseado em: ROWE, 1996)

Quando materiais como misturas asfálticas são senoidalmente carregados, há uma defasagem da deformação em relação a tensão (o que corresponde ao ângulo de fase  $\phi_i$ ), e a área sob o laço histerético da curva carga *versus* deflexão - correspondente a energia dissipada a cada ciclo - é obtida pela expressão (5).

$$w_i = \pi \cdot \sigma_i \cdot \varepsilon_i \cdot \sin \phi_i \quad (5)$$

Onde,  $w_i$  é a energia dissipada no ciclo  $i$ ,  $\sigma_i$  é a tensão aplicada no ciclo  $i$ ,  $\varepsilon_i$  é a deformação aplicada no ciclo  $i$  e  $\phi_i$  é o ângulo de fase por ciclo.

A energia dissipada total será o somatório da energia dissipada a cada ciclo.

$$W_N = \sum_i^{N_f} w_i \quad (6)$$

Onde,  $W_N$  é a energia dissipada acumulada durante  $N$  ciclos.

Van Dijk and Visser (1977) *apud* Tayeballi *et al.* (1994) apresentam uma relação única entre a energia dissipada acumulada e vida de fadiga por meio da equação (7).

$$W_N = A \cdot (N_f)^Z \quad (7)$$

Onde,  $W_N$  é a energia dissipada acumulada durante  $N$  ciclos;  $A$  e  $Z$  coeficientes determinados experimentalmente; e  $N_f$  é a vida de fadiga.

Considera-se que a energia dissipada durante cada ciclo de carga consiste em um excelente indicador de resposta a fadiga, pois abrange tanto efeitos elásticos quanto viscoelásticos (ABOJARADEH, 2013).

## 2.2.1 Fatores que influenciam o comportamento de misturas asfálticas à fadiga

Segundo o NCHRP (2004), a vida de fadiga pode ser influenciada por diversos fatores. Propriedades chave das misturas, tais como tipo e teor de ligante, bem como volume de vazios consistem nos pontos principais. Somado a isso, a previsão de vida de fadiga em laboratório também sofre interferência do nível de tensão e deformação (TAYEBALLI *et al.*, 1994).

### 2.2.1.1 Modos de carregamento

Ao se observar os veículos rodoviários, verifica-se sua grande diversidade no que se refere a tipos de eixos, distância entre eixos isolados e dimensões de pneumáticos. Identifica-se que cada carga aplicada exerce pressões diferentes sobre a via, resultando em estados de tensão distintos nas camadas dos pavimentos. Sendo assim, há grande variabilidade de carregamento entre a aplicação das cargas em campo daquelas utilizadas nos ensaios de fadiga, que são costumeiramente realizados a um nível de tensão ou deformação controlada (BALBO, 2000).

Segundo Huang (1993) e Medina e Motta (2005), nos procedimentos a tensão controlada (TC), conforme a repetição de carga causa danos à amostra, a rigidez da mistura diminui em virtude das microtrincas observadas (Figura 8). Desta forma, há um aumento da deformação por tração em decorrência da repetição de carga. Tal procedimento é geralmente considerado aplicável a pavimentos cuja camada asfáltica é mais espessa. Neste tipo de estrutura, esta porção é o principal componente de suporte da carga enquanto a deformação aumenta e o material torna-se cada vez mais fraco. Todavia, embora se reduza a rigidez, as mudanças de tensões não são significantes, tendo em vista a espessura da camada que possibilita que a tensão permaneça constante.

Os autores ainda relatam que nos ensaios a deformação controlada (DC), em função dos danos causados ao corpo de prova devido a repetição das solicitações, há diminuição da tensão para que se mantenha uma mesma deformação (Figura 8). Tal fato também leva a redução na rigidez da composição. Este tipo de carregamento é considerado melhor aplicável quando em camadas de mistura asfáltica menos espessas. Neste caso, a porção asfáltica não é o principal componente de suporte, enquanto a deformação desta camada é governada pelas camadas subjacentes e não se apresenta tão afetado pela redução da rigidez da camada asfáltica.

Huang (1993) destaca que tanto a deformação quanto a tensão são maiores no ensaio a tensão controlada, o que faz dele um procedimento mais conservador. Medina e Motta (2005) corroboram afirmando que o ensaio a tensão controlada estima uma vida de fadiga menor quando comparado ao ensaio de deformação controlada.

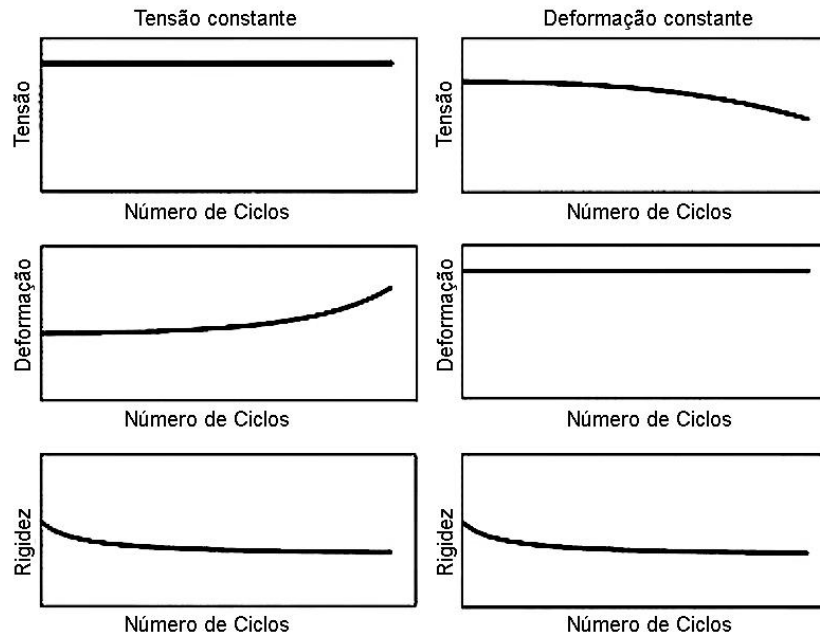


Figura 8 – Fenômeno a tensão constante e a deformação constante (baseado em: NCHRP, 2004)

A Tabela 1 apresenta uma avaliação comparativa em torno dos tipos de ensaios, analisando o comportamento de algumas variáveis.

Tabela 1 - Efeitos de algumas variáveis nos ensaios TC e DC

Variáveis	Tensão Controlada (TC)	Deformação Controlada (DC)
<b>Definição de ruptura: número de ciclos</b>	Bem definida já que a amostra rompe	Arbitrário, o ensaio é interrompido quando o nível de carga é reduzido a uma dada proporção do valor inicial, como por exemplo 50%
<b>Magnitude da vida de fadiga</b>	Geralmente menor vida	Geralmente maior vida
<b>Taxa de propagação da fissura</b>	Mais rápida do que ocorre <i>in situ</i>	Mais representativa das condições <i>in situ</i>

(Fonte: adaptado de TANGELLA *et al.*, 1990)

Segundo Abojaradeh (2013), em ensaios de fadiga a deformação constante, a energia dissipada a cada ciclo diminui com o aumento do número de repetições de carga, ao passo que nos procedimentos a tensão controlada ocorre o contrário (Figura 9).

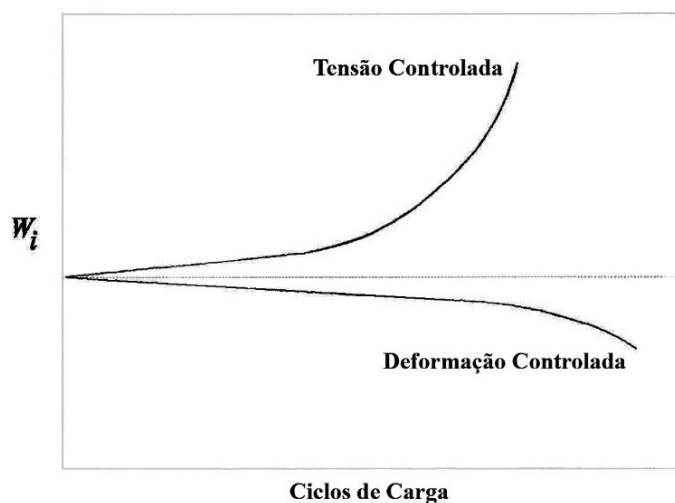


Figura 9 - Variação da energia dissipada durante ciclos de carga em ensaios de fadiga a tensão e a deformação controlada (baseado em: ROWE, 1996)

#### 2.2.1.2 Variáveis da mistura: volume de vazios, tipo e teor de ligante asfáltico

Freire *et al.* (2014) apontam que com relação à fadiga, maior parte da resistência é atribuída às propriedades do ligante asfáltico e em menor grau às propriedades dos agregados minerais. Ao encontro desta constatação, uma mistura com resistência suficiente contra o trincamento – em especial o por fadiga – seria composta por maiores teores de ligante asfáltico do que comumente se utiliza. Todavia, como os pavimentos asfálticos estão sujeitos a outros tipos de danos - como a deformação permanente, por exemplo, que em geral poderia ser evitada de forma mais eficaz com a utilização de misturas com menor teor de ligante – deve haver um equilíbrio nas proporções dos componentes da camada asfáltica (HAJJ *et al.*, 2011). Na Tabela 2, constam os fatores que afetam a rigidez e vida de fadiga das camadas asfálticas (a tensão e deformação controlada) no que se refere a influência da viscosidade, teor de ligante e volume de vazios.

Tabela 2 - Fatores que afetam a rigidez e vida de fadiga das misturas

Fator	Variação do Fator	Efeito da variação do fator		
		Rigidez	Vida de Fadiga a TC	Vida de fadiga a DC
Viscosidade	Aumento	Aumento	Aumento	Diminuição
Teor de ligante	Aumento	Aumento	Aumento	Aumento
Volume de vazios	Diminuição	Aumento	Aumento	Aumento

(Fonte: adaptado de TANGELLA *et al.*, 1990)



Em 2005, a pesquisa desenvolvida por Santos comparou a influência de três tipos de ligantes asfálticos na vida fadiga de misturas asfálticas por meio de ensaio de compressão diametral: asfalto convencional (CAP 20), asfalto convencional (CAP 20) modificado com 4,5% de polímero SBS (estireno butadieno estireno) e asfalto convencional (CAP 20) modificado com 20% de BRP (borracha reciclada de pneu), moldados a 3%, 4% e 5% de volume de vazios. A vida de fadiga estimada demonstrou superioridade do CAP 20 com SBS, seguido do asfalto modificado com borracha, enquanto o asfalto convencional CAP 20 apresentou desempenho inferior. O comportamento à fadiga no que se refere a volume de vazios variou de forma diferente dependendo do tipo de ligante utilizado em cada mistura, o que não permitiu a definição de uma hierarquia.

Outros estudiosos têm avaliado a adição de 0,5% de ligante ao teor de projeto em pesquisas que se baseiam na execução de revestimentos asfálticos em projetos de pavimentos perpétuos. Ao considerar que próximo a superfície da camada asfáltica as tensões de cisalhamento manifestam-se de forma mais intensa e, conseqüentemente, há maior propensão a ocorrência de deformação permanente, nesta subcamada superior utiliza-se o teor de ligante determinado pelo método de dosagem. Por outro lado, sabendo que altas tensões de tração manifestam-se na parte inferior do revestimento, executa-se outra subcamada com 0,5% de ligante somado ao teor ótimo. Denomina-se esta porção do revestimento como camada *rich-bottom*, pois possui maior quantidade de asfalto e menor porcentagem de vazios do que as misturas padrão, garantindo maior estimativa de vida de fadiga ao pavimento e – principalmente – sem qualquer perda de desempenho no que diz respeito a deformação permanente (CARPENTER E SHEN, 2006; MAHER E UZAROWSKI, 2010; HAJJ *et al.*, 2011).

O estudo proposto por Carpenter e Shen (2006) apresenta os resultados de ensaios de fadiga no teor ótimo (densidade normal) e maior teor de ligante (menor densidade). Os resultados demonstraram que há um comportamento consistentemente diferente quando comparadas as misturas padrão com aquelas ricas em ligante asfáltico, confirmando que a adição de 0,5% deste produto, bem como compactação a 3% de vazios, realmente aumentam o módulo e a rigidez da mistura.

Hajj *et al.* (2011) avaliaram o impacto do projeto de uma camada com mais ligante do que o indicado pelo teor de projeto, tanto no que diz respeito a desempenho contra deformação permanente quanto à fadiga, com quatro misturas no teor ótimo e outras quatro com 0,5% a

mais de ligante asfáltico, compactadas respectivamente, com  $7\pm 0,5\%$  e  $3\pm 0,5\%$ . Para analisar a resistência a fadiga das misturas foram realizados ensaios de flexão em viga sob deformação controlada, bem como uma análise mecânica utilizando módulo de resiliência estimado em laboratório por meio de ensaio de tração indireta com carga repetida, ambos a  $25^{\circ}\text{C}$ . Os resultados mostraram que a resistência à deformação permanente das misturas com mais ligante e no teor ótimo apresentaram resultados semelhantes, porém os ligantes modificados com polímero apresentaram melhores resultados quando comparados ao não modificados. A análise mecanístico-empírica mostrou que, assim como constatado por Santos (2005), o uso de misturas modificadas nas camadas asfálticas a quente proporciona vantagens também sobre a vida de fadiga, e que a utilização de uma camada com 0,5% a mais de ligante aumentou significativamente a vida de fadiga da estrutura do pavimento quando comparada àquelas no teor de projeto.

### 2.3 ENSAIOS DE FADIGA EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Em virtude da crescente demanda do tráfego, além da necessidade de redução de custos e, conseqüentemente, facilitação de procedimentos e métodos de análise, dentre outros fatores, as pesquisas sobre materiais para pavimentação vêm dando ênfase ao aperfeiçoamento de ensaios e métodos que possam ser utilizados para estudar os mecanismos de início e propagação de trincas, buscando mais recursos para compreender as formas de desenvolvimento do trincamento em pavimentos asfálticos, a fim de evitá-lo.

De acordo com Brito *et al.* (2008), o dimensionamento das camadas asfálticas de um pavimento baseia-se sobretudo em estudos experimentais de ensaios de fadiga, nos quais os procedimentos mais usuais consistem no ensaio de tração/compressão em amostras cilíndricas; ensaio de flexão (Figura 10 (a) e (b)) em dois, três ou quatro pontos; ou – ainda - por meio de ensaios por compressão diametral (Figura 10 (c)).

Tendo em vista que um dos objetivos iniciais desta pesquisa consiste no desenvolvimento e execução dos ensaios de fratura em amostras semicirculares, bem como estudo sobre as possíveis formas de análise do procedimento, neste item busca-se abordar maiores referências a respeito do ensaio SCB.

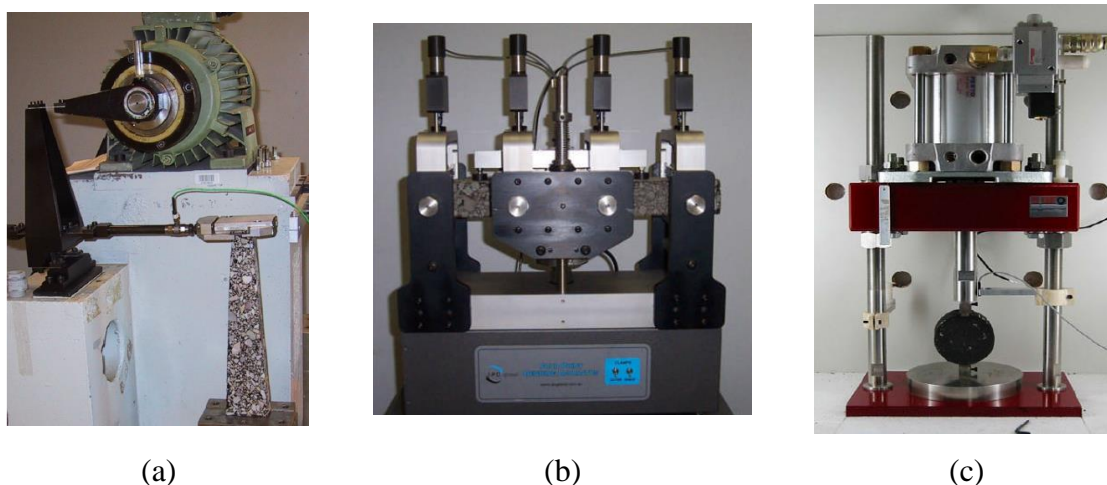


Figura 10 – Configuração de alguns ensaios de fadiga: (a) Flexão em amostras trapezoidais (LOUREIRO, 2003); (b) Flexão em viga quatro pontos (COLPO, 2014); (c) Compressão diametral (LOUREIRO, 2003)

### 2.3.1 Ensaio de fratura em amostra semicircular com fenda

O ensaio de flexão em amostras com formato semicircular com fenda vem recebendo grande atenção dos pesquisadores da área da pavimentação que buscam determinar propriedades de fratura e trincamento dos materiais. A Figura 11 ilustra esquematicamente a configuração do procedimento, que foi inicialmente empregado como meio de determinar a resistência à fratura de materiais rochosos (MOLENAAR *et al.*, 2002). Somente mais tarde foi adaptado pelos engenheiros a fim de entender as características de fratura de diferentes misturas asfálticas (SAHA e BILIGIRI, 2016).

O sistema é composto por um corpo de prova semicircular de diâmetro  $D$ , espessura  $t$  e altura  $W$ , com fenda no centro da base de altura  $a$  (Figura 11 (a)), posicionado sobre dois roletes de suporte que possuem rotação livre (Figura 11 (b)). Saha e Biligiri (2016) definem o procedimento de ensaio como um carregamento monotônico no topo da amostra e, em virtude deste carregamento, tensões de tração se desenvolvem na base do CP provocando a propagação de uma trinca a partir do entalhe.

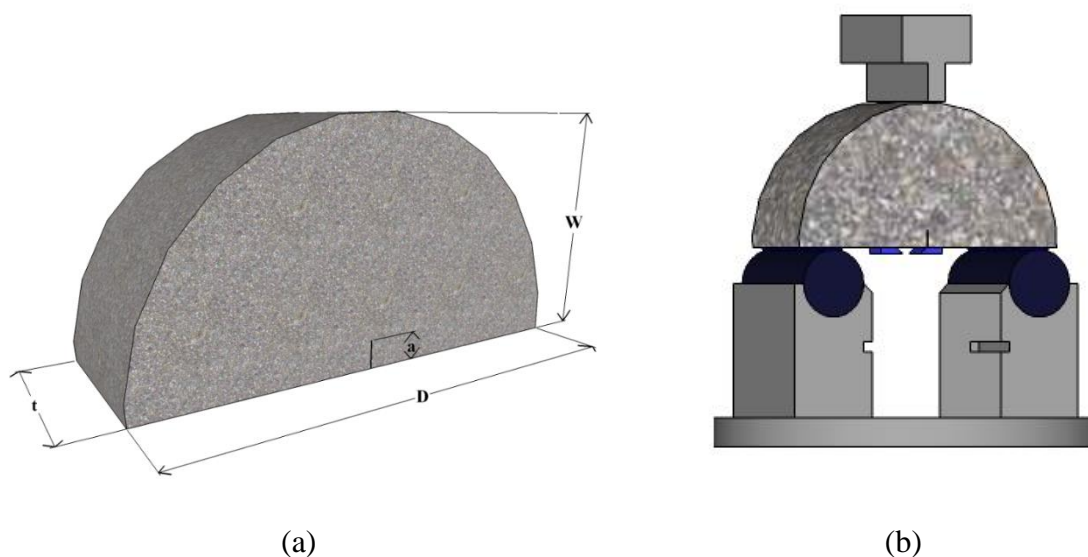


Figura 11 - Configuração do ensaio SCB

Molenaar *et al.* (2002), Montestruque *et al.* (2010), Elseifi *et al.* (2012), Aragão *et al.* (2014) e Al-Qadi *et al.* (2015) enfatizam a simplicidade do procedimento, baixo custo, boa repetibilidade, facilidade para confeccionar corpos de prova a partir de amostras cilíndricas preparadas no compactador giratório *Superpave*, ou até mesmo amostras extraídas em campo. Em contrapartida, alguns estudos destacam como limitações no uso dessa geometria o efeito de arqueamento resultante do estado de tensões de compressão no topo da amostra (MOLENAAR *et al.*, 2002; ARAGÃO *et al.*, 2014) e o tamanho reduzido do ligamento por onde a trinca deve propagar (ARAGÃO *et al.*, 2014; AL-QADI *et al.*, 2015).

A utilização do ensaio SCB em misturas asfálticas possibilitou o desenvolvimento de protocolos padrão para condições de carregamento monotônico. Tanto a EN 12697-44 (2010) quanto a AASHTO TP105 (2013) fornecem as especificações pertinentes para o desenvolvimento deste ensaio estático em misturas asfálticas (SAHA e BILIGIRI, 2016). Ambas são abordadas, respectivamente, nos itens 2.3.1.1 e 2.3.1.2.

Recentemente, o Centro de Transportes de Illinois (ICT) concluiu um projeto a fim de expandir a compreensão a respeito do desempenho a longo prazo de misturas de concreto asfáltico. Os pesquisadores apresentaram uma versão modificada do ensaio SCB e desenvolveram um índice de desempenho - denominado Índice de Flexibilidade (FI) - capaz de prever a resistência ao trincamento de misturas asfálticas obtida por meio deste ensaio. Tal alteração resultou no que se chama de Ensaio de Índice de Flexibilidade de Illinois (I-FIT). Al-Qadi *et al.* (2015) afirmam

que os resultados apresentados pelo ensaio garantem boa repetibilidade, enquanto o índice de flexibilidade (que não constava na especificação AASHTO TP105 de 2013) captura algumas mudanças que não são consideradas pela energia de fratura apenas. Desta forma, há uma nova especificação da AASHTO, denominada TP124-16 “*Determining the Fracture Potencial of Asphalt Mixtures Using Semicircular Bend Geometry at Intermediate Temperature*” relacionada ao ensaio proposto por Illinois e, nesta pesquisa, abordada no item 2.3.1.3.

Ressalta-se que o estudo em torno da literatura disponível sobre o assunto realizado nesta pesquisa identificou que a grande maioria dos autores não segue qualquer destas especificações, resultando na falta de padronização dos ensaios devido a escolha de diferentes taxas de carregamento, temperaturas, dimensões dos corpos de prova, dentre outras alterações.

#### 2.3.1.1 Norma europeia EN 12697-44: 2010

De acordo com a especificação europeia EN 12697-44: 2010, antes das amostras serem ensaiadas a uma temperatura  $\Theta$ , devem ser colocadas em uma câmara com  $(\Theta \pm 1) ^\circ\text{C}$  por pelo menos 4h. Segundo a norma, na maioria dos casos este ensaio é feito com uma temperatura de  $0^\circ\text{C}$ .

Retira-se o CP da câmara – caso esta não esteja acoplada ao equipamento de ensaio e, no menor tempo possível, posiciona-o no equipamento. Para assegurar que a amostra estará no centro do dispositivo recomenda-se colocar marcas no CP onde os roletes devem estar posicionados.

Após aproximar a amostra do aplicador de carga, ajusta-se a deformação vertical em zero e aplica-se uma carga suficiente para produzir uma taxa de deslocamento de  $(5 \pm 0,2) \text{ mm/min}$ . Registra-se a força com a precisão de 1N e o deslocamento vertical com 0,01mm.

Durante o ensaio, a deformação aumenta a uma taxa constante e a carga correspondente eleva-se a um valor máximo, que está diretamente relacionado com a resistência à fratura da amostra ensaiada.

O tempo entre remover a amostra da câmara climatizada – caso esta não esteja acoplada ao dispositivo de ensaio - e do rompimento do CP deve ser menor que 60 segundos. A norma não especifica um critério para fim do procedimento.

Um ensaio válido é aquele no qual a trinca situa-se dentro de uma zona “V” de  $\pm 15$  mm ou 10% do diâmetro da amostra do centro da ponta de carga (Figura 12). Caso isso não ocorra, um novo CP deve ser ensaiado.

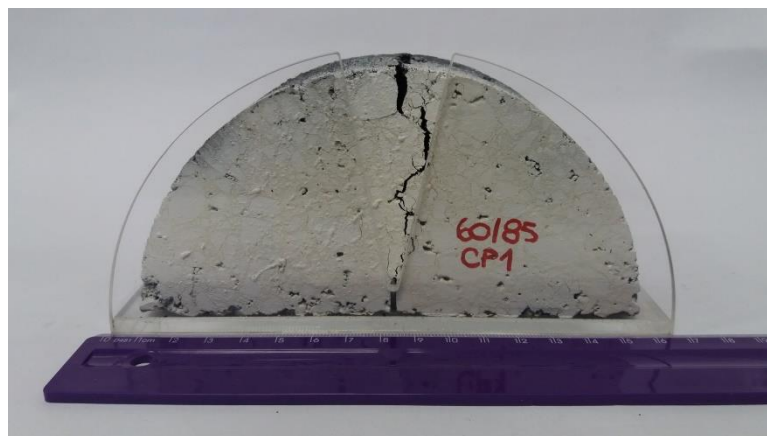


Figura 12 - Validade do ensaio

As dimensões dos corpos de prova recomendadas por esta especificação constam na Tabela 3.

Tabela 3 - Dimensões dos corpos de prova: EN 12697-44 (2010)

Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Altura (mm)	Altura da Pré-trinca (mm)	Espessura da Pré-trinca (mm)
$150 \pm 1,0$	$50 \pm 3,0$	$75 \pm 2,0$	$10 \pm 1,0$	$0,35 \pm 0,10$

O protocolo recomenda que sejam ensaiadas quatro amostras por mistura. Com os dados de saída registrados pelo dispositivo, carga máxima  $F_{max,i}$  e deformação vertical  $\Delta W_i$ , torna-se possível estimar a máxima tensão necessária para propagação da trinca ( $\sigma_{max,i}$ ) e deformação máxima ( $\epsilon_{max,i}$ ) correspondente a carga de pico.

$$\sigma_{max,i} = \frac{4,263 \times F_{max,i}}{D_i \times t_i} \quad (8)$$

Onde  $D_i$  é o diâmetro da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm;  $t_i$  a espessura da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm;  $F_{max,i}$  é a carga máxima na amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em N.

$$\varepsilon_{max,i} = \frac{\Delta W_i}{W_i} \times 100\% \quad (9)$$

Onde  $W_i$  é altura da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm; e  $\Delta W_i$  o deslocamento vertical na carga máxima ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm.

### 2.3.1.2 Norma norte americana AASHTO TP105 - 2013

Segundo a norma americana AASHTO TP105 (2013), as amostras devem ser colocadas em uma câmara de temperatura controlada na temperatura de ensaio desejada por  $2 \pm 0,2$ h. Duas temperaturas de ensaio são recomendadas:  $10^\circ\text{C}$  acima do limite mais baixo do PG do ligante asfáltico utilizado para preparar a mistura e  $2^\circ\text{C}$  abaixo do mais baixo limite do PG.

Na sequência, posiciona-se a amostra no equipamento e tanto o aferidor de carga *versus* deslocamento de carga (*load line displacement LLD gauge*) como o medidor de deslocamento de abertura da trinca (*crack mouth opening displacement CMOD gauge*) devem ser anexados a ela.

Inicialmente, uma pequena carga de contato de  $0,3 \pm 0,02$  kN é imposta ao CP com uma taxa de deslocamento de  $0,05$  mm/s. Então, uma nova carga com capacidade de  $0,6 \pm 0,02$  kN é aplicada com uma taxa de carregamento de  $0,0005$ mm/s. Três pequenas amplitudes de ciclo de carga são aplicadas para assegurar o contato entre a ponta da carga e a amostra.

O ensaio começa a ser executado e a carga, *CMOD*, bem como *LLD* são registrados. Uma carga inicial de  $1 \pm 0,1$  kN é atingida, partindo da carga de assentamento com controle do atuador a uma razão de  $0,001$  mm/s. Quando este nível de carga inicial é atingido, o sistema - que até então funcionava por controle do atuador- muda para controle de *CMOD* e a carga aplicada é tal que a taxa de *CMOD* é mantida constante a  $0,0005$  mm/s durante todo o ensaio.

Por fim, o término do procedimento ocorre quando a carga cai abaixo de  $0,5$ kN ou quando o limite do *CMOD gauge* é atingido. As dimensões dos corpos de prova recomendadas por esta especificação constam na Tabela 4.

Tabela 4- Dimensões dos corpos de prova: AASHTO TP105 - 2013

Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Altura (mm)	Altura da Pré-trinca (mm)	Espessura da Pré-trinca (mm)
$150 \pm 9,0$	$25 \pm 2,0$	-	$15 \pm 0,5$	1,5

O protocolo recomenda que sejam ensaiadas no mínimo três amostras por mistura. Com os dados de saída do ensaio, torna-se possível traçar a curva carga *versus* deslocamento (Figura 13 (a)).

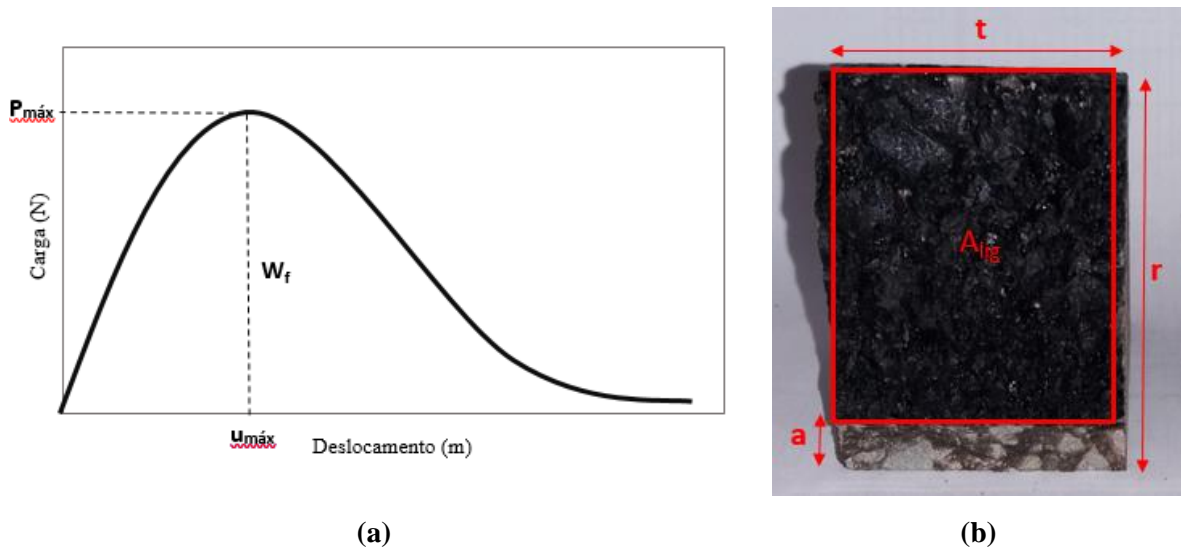


Figura 13 – Cálculo da energia de fratura  $G_f$ : (a) Trabalho  $W_f$  e (b) Área de ligamento  $A_{lig}$

Com os dados obtidos determina-se a energia de fratura  $G_f$  (equação 10), por meio da razão entre trabalho de fratura  $W_f$  (correspondente a área sob a curva carga *versus* deslocamento) e área de ligamento (referente ao produto do comprimento de ligamento pela espessura da amostra, conforme dimensões especificadas na Figura 13(b)).

$$G_f = \frac{W_f}{A_{lig}} \quad (10)$$



Onde,  $G_f$  é a energia a fratura em J/mm<sup>2</sup>;  $W_f$  o trabalho de fratura em J;  $A_{lig}$  a área de ligamento  $(r - a) \times t$  em m<sup>2</sup>;  $r$  o raio da amostra em m;  $a$  corresponde a profundidade do entalhe em m; enquanto  $t$  consiste na espessura da amostra em m.

### 2.3.1.3 Norma norte americana AASHTO TP124 - 2016

De acordo com a especificação AASHTO TP124 (2016), as amostras devem ser condicionadas numa câmara climatizada com temperatura de  $25 \pm 0,5^\circ\text{C}$  por  $2 \pm 0,5\text{h}$ .

Após posicionar a amostra sobre o dispositivo de ensaio, uma carga de assentamento de  $0,1 \pm 0,01$  kN é aplicada a uma taxa de carregamento de 0,05 kN/s.

Na sequência, o ensaio passa a ser conduzido a uma taxa de 50 mm/min. O fim do procedimento ocorre quando a carga cai abaixo de 0,1 kN.

As dimensões dos corpos de prova recomendadas por esta especificação constam na Tabela 5.

Tabela 5 - Dimensões dos corpos de prova: AASHTO TP124 - 2016

Diâmetro (mm)	Espessura (mm)	Altura (mm)	Altura da Pré-trinca (mm)	Espessura da Pré-trinca (mm)
$150 \pm 1,0$	$50 \pm 1,0$	-	$15 \pm 1,0$	$1,5 \pm 0,1$

Com os dados oriundos do ensaio, traça-se a curva carga *versus* deslocamento (Figura 14). Nela também consta o trabalho de fratura (correspondente à área sob a curva), a carga de pico, a inclinação da curva no trecho pós-pico e o deslocamento crítico. Estes dois últimos parâmetros,  $|m|$  e  $\delta_{crítico}$ , estão relacionados a habilidade da mistura de resistir à propagação do trincamento. Por exemplo, quanto maior o deslocamento crítico mais dúctil será a mistura (AL-QADI *et al.*, 2015).

A energia de fratura é determinada da mesma forma especificada no protocolo AASHTO TP105 (2013). No entanto, este não foi considerado um parâmetro suficiente capaz de distinguir de forma adequada o comportamento das misturas asfálticas.

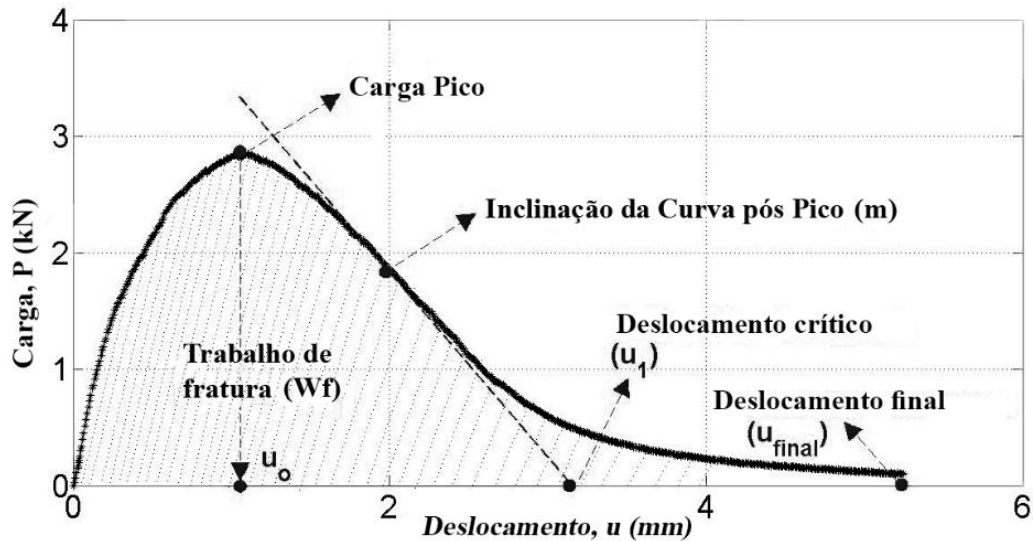


Figura 14 – Curva carga *versus* deslocamento (baseado em: AASHTO TP124, 2016)

O estudo conduzido por Al-Qadi *et al.* (2015) assinala que os valores de energia de fratura apresentados por misturas distintas apresentam uma oscilação muito pequena. A Figura 15 exemplifica isso de uma forma melhor. Têm-se duas composições de concreto asfáltico. Ambas estão sob as mesmas condições de ensaio. Percebe-se que os valores de energia de fratura são extremamente próximos (1780 J/m<sup>2</sup> e 1790 J/m<sup>2</sup>), porém as misturas nitidamente possuem características diferentes provenientes da curva carga *versus* deslocamento e que, significativamente, influenciam nas suas respostas frente ao trincamento.

Além disso, segundo Aragão *et al.* (2014), parâmetros da zona de processo de fratura em materiais de comportamento viscoelástico e com modo de fratura quase-frágil – como é o caso das misturas betuminosas – não devem ser obtidos por meio de gráficos experimentais de força-deslocamento. Os autores justificam que parte da energia calculada a partir da área da curva corresponde à energia dissipada pelas deformações viscoelásticas do material e não são exclusivamente energia de fratura. Assim, sugerem que os parâmetros de fratura de misturas asfálticas sejam caracterizados localmente (na zona de processo de fratura) e não a partir de resultados globais de  $P \times \delta$ .

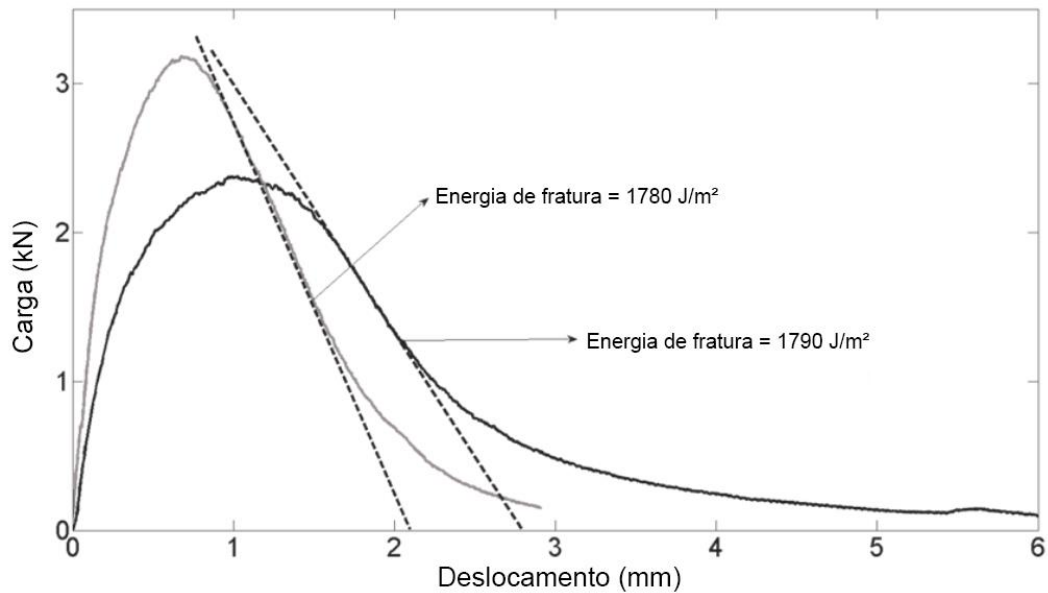


Figura 15 - Energia de fratura a partir da curva carga x deslocamento  
(baseado em: AL-QADI *et al.*, 2015)

Desta forma, a fim de identificar um novo meio de reconhecer misturas frágeis, que são propensas à fratura prematura, a especificação propõe outro parâmetro. O índice de flexibilidade ( $FI$ ) é calculado considerando a energia de fratura e a inclinação da curva pós-pico de carga-deslocamento conforme indica a expressão:

$$FI = \frac{G_f}{|m|} \times A \quad (11)$$

Onde é o  $FI$  índice de flexibilidade;  $G_f$  é a energia de fratura ( $J/m^2$ );  $|m|$  é o valor absoluto da inclinação da curva pós-pico  $m$  ( $kN/mm$ ); e  $A$  consiste no fator unidade de conversão sendo igual a 0,01.

O *ICT* - em parceria com a Universidade de Illinois – disponibilizou um software (Figura 16) no qual se torna possível calcular automaticamente os valores de energia de fratura, inclinação da reta pós-pico, índice de flexibilidade e deslocamento crítico. Inicialmente, utiliza-se como dados de entrada algumas propriedades da mistura e geometria das amostras e, na sequência, o tempo de ensaio, carga e deslocamento.

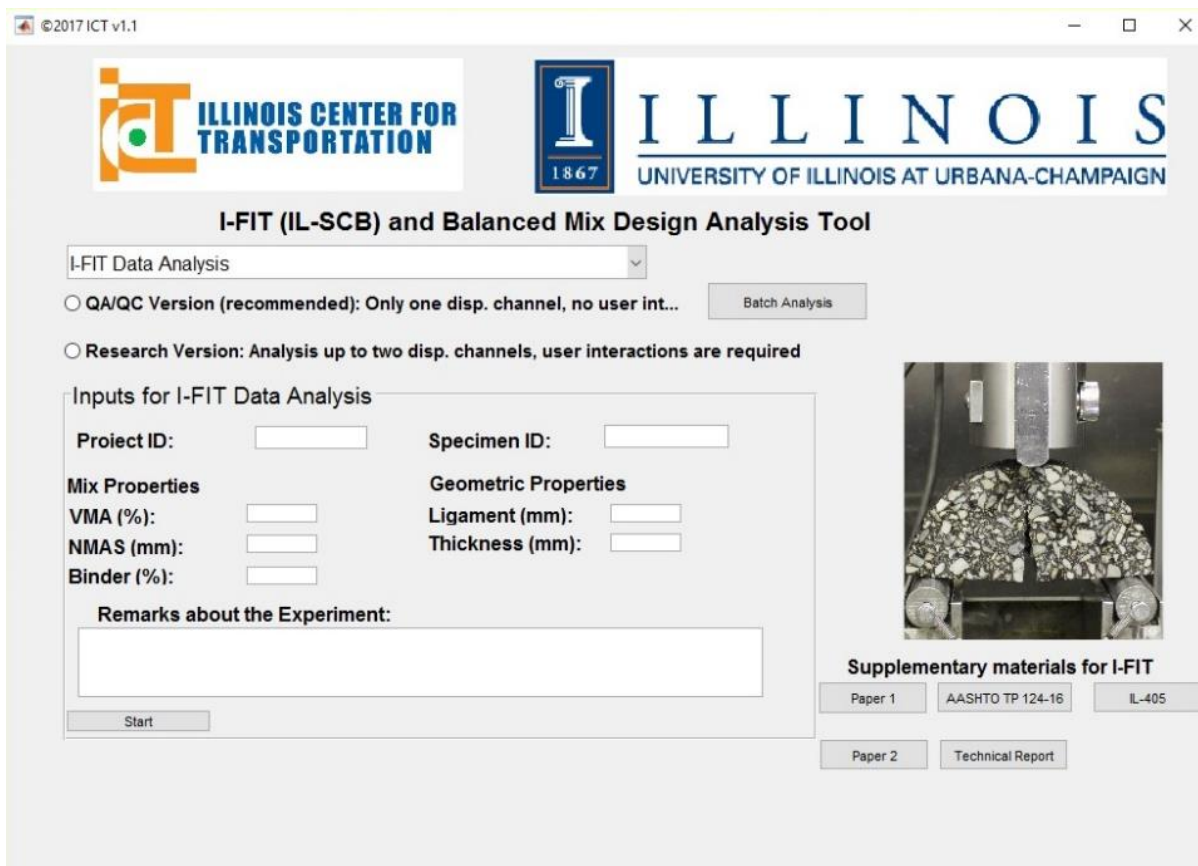


Figura 16 – Layout do software utilizado para análise de resultados do ensaio com aplicação de carga monotônica

### 2.3.2 Ensaio SCB Estático

O ensaio de flexão em amostra semicircular com fenda vem sendo reconhecido como um ensaio apropriado para realizar testes de fratura no modo I, conforme estudos desenvolvidos por Arabani e Ferdowsi (2009), Montestruque *et al.* (2010), Freire *et al.* (2014), Podolsky *et al.* (2014) e Im *et al.* (2014); modo II (AYATOLLAHI e PIRMOHAMMAD, 2013; IM *et al.*, 2014); e modos I/II em amostras frágeis (AYATOLLAHI *et al.*, 2006; LIM *et al.*, 1993). O tipo de fratura irá depender do ângulo ( $\alpha$ ) que a fenda faz com a base da amostra (Figura 17). Para  $\alpha$  igual a zero – utilizado nesta dissertação - a fratura ocorrerá no modo I.

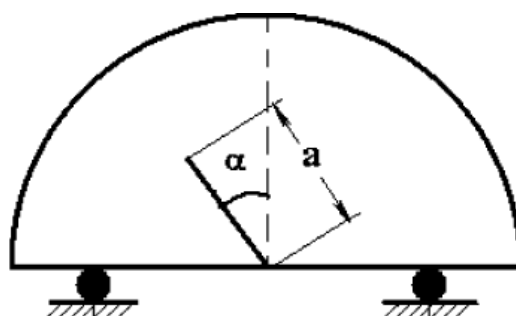


Figura 17 - Inclinação  $\alpha$  da fenda (AYATOLLAHI *et al.*, 2006)

Segundo Montestruque *et al.* (2010), os testes realizados em amostras semicirculares de misturas asfálticas podem ser realizados tanto a temperaturas baixas como a temperaturas mais elevadas. Além disso, revela-se um procedimento que vem se mostrando sensível a variações não apenas de temperatura, como também do tipo de ligante (BEHBAHANI *et al.*, 2013; OTHMAN, 2006; LI e MARASTEANU, 2010), tipo de agregado (BEHBAHANI *et al.*, 2013; LI e MARASTEANU, 2010), efeito do envelhecimento (OTHMAN, 2006), variações de granulometria (FREIRE *et al.* 2014; BEHBAHANI *et al.*, 2013) e volume de vazios (BEHBAHANI *et al.*, 2013; LI e MARASTEANU, 2010).

Em 2006, o estudo conduzido por Othman utilizou um programa de envelhecimento térmico cíclico realizado com o auxílio de uma câmara climatizada entre 20 e 50°C durante quatro períodos diferentes (0, 8, 28 e 56 dias). O efeito dos ciclos térmicos na resistência à fratura das misturas modificadas com borracha foi comparado com amostras de mistura de concreto asfáltico não modificada. Os resultados indicaram que a resistência ao trincamento das misturas estudadas diminuiu à medida que o número de ciclos de envelhecimento aumentava. No entanto, ainda assim, as misturas modificadas apresentaram melhor desempenho do que aquelas sem qualquer adição de borracha.

Li e Marasteanu (2010) avaliaram a resistência ao trincamento de seis misturas asfálticas correspondentes à combinação de vários fatores, tais como tipo de ligante, tipo de modificador do ligante, tipo de agregado e volume de vazios. Os ensaios foram conduzidos sob três diferentes temperaturas: -30°C, -18°C e -6°C. Na temperatura mais próxima de zero a mistura revelou-se mais dúctil, com menor pico de carga e maiores deslocamentos. Em contrapartida, nas temperaturas mais baixas, as composições apresentaram-se mais frágeis, com maior pico de carga e menor potencial de deformação. Nas composições com granito encontrou-se maior

energia de fratura, assim como maiores picos de carga do que aquelas com calcário. Enquanto parte predominante da fratura passava através das partículas de agregado nas composições com calcário, nas misturas de granito o trincamento prosseguia em maior parte pelo mástique. A resistência ao trincamento também se mostrou fortemente afetada pelo volume de vazios. Identificou-se maior resistência ao trincamento nas misturas com 4% de vazios do que naquelas com 7%, ao encontro do que era esperado - segundo os autores - visto que mais energia é necessária para fraturar uma mistura asfáltica mais compactada. Ao considerar todas as variáveis de ensaio constantes e analisar separadamente a utilização de ligantes asfálticos, aqueles modificados fizeram com que fosse necessária maior energia para fraturar a composição em relação àquelas que utilizaram ligantes convencionais. Todos os coeficientes de variação (COV) correspondentes aos resultados tanto de energia de fratura, quanto de pico de carga, foram menores que 25%, o que segundo os autores, expressa uma repetibilidade satisfatória do ensaio.

Ao encontro do que foi constatado por Li e Marasteanu (2010), na pesquisa conduzida por Behbahani *et al.* (2013), os valores de tenacidade à fratura apresentaram-se menores conforme a porcentagem de vazios na mistura era maior. Além disso, houve notável aumento do valor de  $K_{IC}$  quando ligantes mais rígidos eram utilizados, visto que quanto maior a rigidez da mistura asfáltica, maior seria a resistência ao crescimento da trinca. Tais ensaios foram desenvolvidos a  $-15^{\circ}\text{C}$ , nos quais se utilizou dois tipos de agregados (com calcário e sílica), e dois tipos de ligante com diferentes graus de penetração (60/70 e 85/100). Os resultados obtidos indicam que as composições com calcário apresentaram valores de tenacidade à fratura de 25 a 60% maiores (dependendo do volume de vazios da amostra) quando comparados àqueles com sílica.

Em 2014, o estudo desenvolvido por Freire *et al.* buscou avaliar a influência do tamanho máximo nominal (TMN) dos agregados miúdos na resistência ao trincamento de misturas asfálticas. Desta forma, três matrizes de agregados finos foram dosadas com três tipos diferentes de TMN (4; 2; 1,18 mm) e CAP 50/70. A partir da curva carga *versus* deslocamento, os autores determinaram a carga máxima, o deslocamento no ponto máximo, a energia dissipada até a resistência máxima, assim como a energia total dissipada – correspondente a área total sob a curva. Os ensaios conduzidos a  $15^{\circ}\text{C}$  indicaram que maiores valores de energia dissipada durante o processo de trincamento foram encontrados para TMNs menores. Atenta-se para o fato de que à medida que se diminui o TMN dos agregados minerais a área da superfície

específica das partículas também aumenta e maiores teores de CAP são requeridos para recobri-las. Quando a 25°C, os pesquisadores alertaram para possibilidade de que outros mecanismos de dano, como a deformação plástica e a dissipação de energia viscosa, possam ter ocorrido simultaneamente, visto a dificuldade de hierarquizá-las pelo TMN.

Analisando o efeito da variação das dimensões das amostras, Lu e Saleh (2017) procuraram investigar a aplicabilidade do ensaio SCB em amostras com 100 mm de diâmetro, diferente da grande maioria dos estudos que utilizam 150 mm. Além disso, estimaram quanto o comprimento do entalhe influência nos resultados do procedimento. O estudo utilizou sete misturas asfálticas com tamanho máximo nominal do agregado de 10 mm, comprimento do entalhe variando entre 5, 10, 15 e 20 mm, e espessura dos CP de 30 mm. Concluiu-se que o procedimento realizado nos corpos de prova de menor diâmetro e com comprimento da pré-trinca de 10 a 15 mm também forneceu resultados consistentes e com boa repetibilidade, mostrando-se capaz de avaliar a resistência à fratura das misturas asfálticas.

### 2.3.3 Ensaio SCB Dinâmico

A fim de simular o desempenho de fratura por fadiga em campo e caracterizar as propriedades de fratura de misturas asfálticas, condições de carregamento cíclico são essenciais. Desta forma, ensaios SCB dinâmicos foram conduzidos por Arabani e Ferdowsi (2009), Huang e Shu (2013) e Gao e Ling (2016), dentre outros. Identifica-se que tais procedimentos foram conduzidos em diferentes magnitudes de cargas e frequências, bem como métodos de análise, visto que até o momento não há qualquer protocolo de padronização para desenvolver o ensaio SCB sob condições dinâmicas (SAHA E BILIGIRI, 2016).

Em 2009, a pesquisa desenvolvida por Arabani e Ferdowsi executou - sobre amostras de concreto asfáltico com tipos diferentes de teores de ligante e fíler, em duas composições granulométricas - ensaios SCB estáticos e dinâmicos, ensaios de fadiga e módulo de rigidez utilizando o Nottingham Asphalt Tester (NAT), além de ensaios de resistência à tração indireta (ITS) e ensaio triaxial Hvem. Os ensaios de fadiga SCB foram conduzidos a uma frequência de 5Hz, com níveis de carregamento baseados numa fração da resistência a tração máxima oriunda do ensaio monotônico e determinada pela equação (12).

$$\sigma_x = 3,564 \frac{P_{ult}}{D \cdot t} \quad (12)$$

Onde  $\sigma_x$  é a resistência a tração (MPa);  $P_{ult}$  corresponde ao pico de carga (N);  $t$  é a espessura do corpo de prova (mm); e  $D$  é o diâmetro do corpo de prova (mm).

Os ensaios de fadiga conduzidos por Huang e Shu (2013), utilizaram a forma de carregamento senoidal, com pico de carga de 1,38kN e carga mínima de 0,045kN, a uma frequência de aplicação de 5Hz.

Já, em 2016, o ensaio *SCB* dinâmico executado por Gao e Ling também utilizou os níveis de carregamento baseados na fração da resistência à tração máxima oriunda do ensaio estático, porém utilizando uma frequência de 10 Hz. Além disso, diferente de Arabani e Ferdowski (2009), a expressão utilizada para determinação da tensão máxima corresponde a:

$$\sigma_m = \frac{4,8P}{D \cdot t} \quad (13)$$

Onde  $\sigma_m$  é a resistência a tração (MPa);  $P$  corresponde ao pico de carga (N);  $t$  é a espessura do corpo de prova (mm); e  $D$  é o diâmetro do corpo de prova (mm).



### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Nos itens a seguir constam a caracterização dos agregados e ligantes asfálticos utilizados neste estudo, bem como a metodologia para execução das misturas asfálticas a serem analisadas e ensaios referentes às propriedades volumétricas e mecânicas. Por fim, serão abordados detalhadamente os procedimentos experimentais que foram empregados no andamento da pesquisa, bem como os métodos utilizados para análise dos resultados.

#### 3.1 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

Os itens 3.1.1 e 3.1.2 apresentam a caracterização dos materiais – ligantes asfálticos e agregados pétreos - utilizados no decorrer desta pesquisa. Tal avaliação foi desenvolvida, no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, por meio de ensaios laboratoriais recorrentes em pesquisas nacionais desta área, cuja descrição dos procedimentos constam nas normas aqui citadas e por esta razão não serão descritos de forma detalhada.

Conforme será descrito no item 3.3.2.3, nesta pesquisa o método *Superpave* foi utilizado na dosagem das misturas. Sabe-se que de acordo com o *Asphalt Institute* (2001), a seleção dos ligantes asfálticos por meio desta metodologia baseia-se nas condições de tráfego e clima sob os quais o pavimento estará submetido. Porém, considerando-se que os ligantes nacionais não são especificados de acordo com as temperaturas máximas e mínimas que o pavimento é capaz de atingir, a seleção dos mesmos não foi fundamentada de acordo com o método. Da mesma forma, sabe-se que há critérios específicos para seleção dos agregados, bem como estabelecimento da composição granulométrica, com peneiras não pertencentes à série de peneiras normatizadas no Brasil. Todavia, embora não seja utilizado o método de dosagem Marshall neste estudo, busca-se adaptar as misturas à realidade brasileira e por esta razão tais especificações não foram atendidas.

##### 3.1.1 Agregados minerais

Os agregados a serem utilizados neste estudo são de origem basáltica, procedente de uma pedreira da região metropolitana de Porto Alegre. Optou-se pela utilização deste material em decorrência de já se ter conhecimento acerca de suas características, além de agregados basálticos serem utilizados com frequência em obras rodoviárias. Utiliza-se em algumas das

composições cal dolomítica do tipo CH I. Os ensaios de aceitação e características dos mesmos constam na Tabela 6 e Tabela 7. Os resultados das análises granulométricas dos agregados utilizados neste estudo encontram-se na Tabela 8 e a Figura 18 ilustra as curvas granulométricas das frações de agregados utilizadas.

Tabela 6 - Ensaios de aceitação dos agregados utilizados na pesquisa

Propriedade	Método	Especificação DNIT	Resultado
Índice de Forma	DNER-ME 086/94	> 0,5	0,6
Equivalente de Areia	DNER-ME 054/97	≥ 55%	101%
Adesividade à Ligante Betuminoso	DNER-ME 078/94	Satisfatório	Satisfatório
Desgaste à Abrasão	DNER-ME 035/98	≤ 50%	10%
Durabilidade	DAER/RS-EL 104/01	≤ 12%	0,53%

Tabela 7 - Características dos agregados utilizados na pesquisa

Propriedade	Método	Resultado		
		3/4"	3/8"	Pó de pedra
Massa Esp. Real - Agregado Graúdo (kg/m <sup>3</sup> )	DNER-ME 081/98	2,820	2,835	-
Massa Esp. Real - Agregado Miúdo (kg/m <sup>3</sup> )	DNER-ME 084/95	-	-	2,866
Massa Esp. Aparente do Grão (kg/m <sup>3</sup> )	DNER-ME 081/98	2,729	2,681	2,693
Absorção (%)	DNER-ME 081/98	1,18	2,02	2,25
Massa Esp. Solta do Agregado Graúdo (LUW)	AASHTO T 19	1,546	1,515	1,690
Massa Esp. Compactada do Agregado (RUW)	AASHTO T 19	1,655	1,612	1,922

Tabela 8 – Análise granulométrica dos agregados

Peneira	(mm)	3/4"	3/8"	Pó de pedra	Cal
1 1/2"	38,10	100,00	100,00	100,00	100,00
1"	25,40	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4"	19,10	97,02	100,00	100,00	100,00
1/2"	12,70	41,87	100,00	100,00	100,00
3/8"	9,50	8,96	97,12	100,00	100,00
4	4,76	1,25	6,81	93,53	100,00
10	2,00	1,24	1,43	47,85	100,00
40	0,42	1,23	1,41	19,28	100,00
80	0,180	1,21	1,40	12,72	97,00
200	0,074	1,09	1,35	8,53	84,14

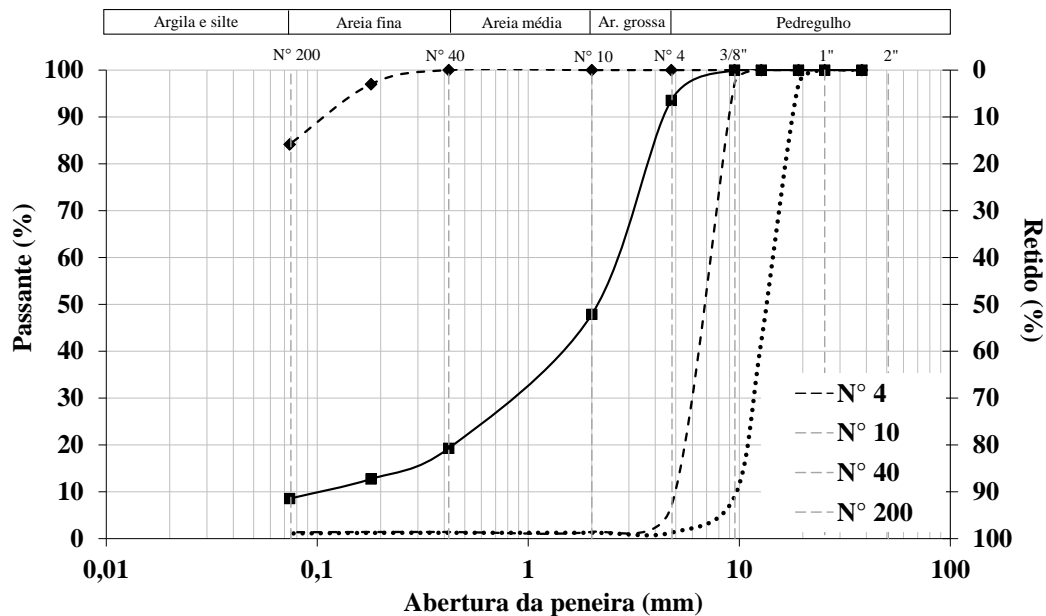


Figura 18 - Curva granulométrica dos agregados

### 3.1.2 Ligantes asfálticos

Nesta pesquisa três tipos diferentes de ligantes são utilizados: um cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70; outro asfalto modificado por polímero AMP 60/85; e um asfalto modificado com borracha AB8. Na Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11 constam os resultados dos ensaios de caracterização de cada um deles, respectivamente, juntamente com os limites especificados pelas normas.

O índice de suscetibilidade térmica (IST) foi obtido por meio da equação:

$$IST = \frac{500 \log PEN + 20PA - 1951}{120 - 50 \log PEN + PA} \quad (14)$$

Onde PEN é a penetração (0,1mm) e PA o ponto de amolecimento (°C).

Tabela 9 - Propriedades do ligante asfáltico CAP 50/70 (ANP, 2005)

Ensaio	Especificação ANP	CAP 50/70
Viscosidade Brookfield NBR 15184 (cP)	135°C	mínimo 274
	150°C	mínimo 112
	177°C	57 a 285
Densidade de materiais betuminosos NBR 6296	-	1,0091
Ponto de amolecimento NBR 6560 (°C)	mínimo 46	48
Penetração - NBR 6576 (0.1mm)	50 a 70	61
Índice de susceptibilidade térmica (IST)	(-1,5) a (+ 0,7)	-1,2

Tabela 10 - Propriedades do ligante asfáltico AMP 60/85-E (ANP, 2010)

Ensaio	Especificação ANP	AMP 60/85
Viscosidade Brookfield NBR 15184 (cP)	135°C	máximo 3000
	150°C	máximo 2000
	177°C	máximo 1000
Densidade de materiais betuminosos NBR 6296	-	1,003
Ponto de amolecimento NBR 6560 (°C)	mínimo 60	67
Recuperação Elástica a 25°C, 20cm NBR 15086 (%)	mínimo 85	94
Penetração - NBR 6576 (0.1mm)	40 a 70	59

Tabela 11 - Propriedades do ligante asfáltico AB8 (ANP, 2008)

Ensaio	Especificação ANP	AB8
<b>Viscosidade Brookfield</b> NBR 15184 (cP) 175°C	800-2000	1575
<b>Densidade de materiais betuminosos</b> NBR 6296	-	1,024
<b>Ponto de amolecimento</b> NBR 6560 (°C)	mínimo 50	55
<b>Recuperação Elástica a 25°C,</b> 10cm NBR 15086 (%)	mínimo 50	78
<b>Penetração - NBR 6576 (0.1mm)</b>	30-70	63

### 3.2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Além dos ensaios para caracterização de agregados e ligantes asfálticos já mencionados, a Figura 19 apresenta um organograma englobando todos os procedimentos realizados para cada mistura. Apresenta também a quantidade e formato das amostras (com 100mm e 150mm de diâmetro no caso das cilíndricas ou em formato semicircular SCB) necessários para o desenvolvimento de cada um deles. Foram moldados e ensaiados um total de, no mínimo, 133 corpos de prova.

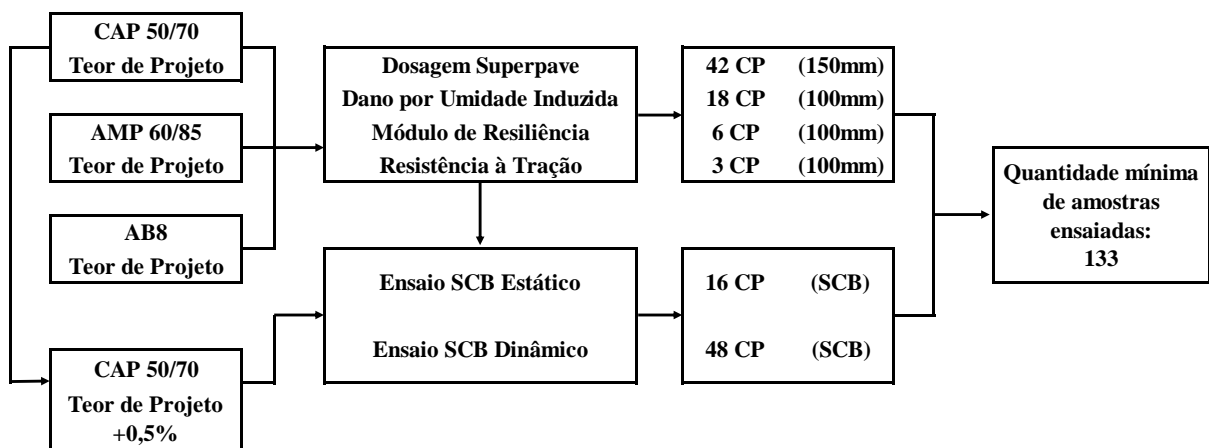


Figura 19 - Planejamento de ensaios e quantidade mínima de corpos de prova confeccionados durante a pesquisa

### 3.3 PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

Nesta seção constam os procedimentos empregados para determinação de temperatura de mistura e compactação das misturas asfálticas; determinação do teor de projeto das composições pela metodologia *Superpave*; forma de execução de ensaios de dano por umidade induzida, resistência à tração por compressão diametral e módulo de resiliência; etapa de desenvolvimento das peças adicionais necessárias a adaptação do dispositivo de ensaio; método de confecção dos corpos de prova semicirculares; e, por fim, apresentação dos protocolos de ensaio monotônico e cíclico.

#### 3.3.1 Temperatura de mistura e compactação das misturas asfálticas

A viscosidade consiste na medida da consistência do cimento asfáltico, por resistência ao escoamento. Tem grande importância na determinação da consistência adequada que o ligante deve apresentar quando na mistura com os agregados, a fim de proporcionar perfeita cobertura dos mesmos, e quando na sua aplicação no campo. Sendo assim, é necessário - para cada ligante asfáltico não modificado - uma curva de viscosidade com a temperatura que permita escolher a faixa de temperatura adequada tanto para a mistura ao agregado, quanto para compactação (BERNUCCI *et al.*, 2008). As faixas de viscosidade para mistura e compactação de ligantes convencionais, especificadas pelo *Asphalt Institute* (2001), constam na Tabela 12.

Tabela 12 - Faixas de viscosidade de mistura e compactação para ligantes asfálticos convencionais

<b>Propriedade</b>	<b>Faixa</b>
Viscosidade de mistura (Pa.s)	0,17 ± 0,02
Viscosidade de compactação (Pa.s)	0,28 ± 0,03

#### 3.3.2 Dosagem *Superpave*

A metodologia *Superpave* consiste basicamente em estimar um teor provável de projeto por meio da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados disponíveis. A maior diferença entre esse procedimento e o método Marshall é a forma de compactação. Neste a compactação é feita por impacto, enquanto naquela é por amassamento. Além disso, outra divergência entre os dois métodos revela-se na forma de escolha da granulometria dos agregados disponíveis (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Esse método de dosagem está sendo utilizado nesta pesquisa por duas razões. A primeira delas está relacionada a necessidade de maior estudo em torno de métodos mais atuais que o Marshall e, ao mesmo tempo, mais condizentes com a demanda atual do tráfego. A segunda refere-se ao fato de que a metodologia Marshall tende a estimar um teor ótimo mais elevado em relação ao método empregado neste estudo. Desta forma, quando as amostras com 0,5% de ligante asfáltico somado ao teor de projeto fossem moldadas, correria-se o risco de haver exsudação do ligante, resultando em um desempenho inferior ao esperado.

### 3.3.2.1 Seleção dos ligantes asfálticos

A seleção dos ligantes asfálticos por meio deste método baseia-se nas condições de tráfego e clima sob os quais o pavimento estará submetido. Sendo assim, conforme supracitado, considerando-se que os ligantes nacionais não são especificados de acordo com as temperaturas máximas e mínimas que o pavimento é capaz de atingir, a seleção dos ligantes asfálticos não foi fundamentada na metodologia *Superpave*.

### 3.3.2.2 Seleção dos agregados e composição granulométrica

De acordo com os pesquisadores do programa norte-americano *Superpave*, em se tratando de agregados, é de comum acordo que suas propriedades têm influência direta no comportamento de revestimentos asfálticos no que se refere as deformações permanentes, e alteram – mesmo que em menor grau – o comportamento relacionado ao trincamento por fadiga e por baixas temperaturas. Sendo assim, identificaram duas categorias de propriedades de agregados a serem consideradas: as propriedades de consenso e de origem (CERATTI e REIS, 2011).

As propriedades de consenso são aquelas consideradas de exigência fundamental para o bom desempenho dos revestimentos asfálticos, tais como, angularidade do agregado graúdo, angularidade do agregado miúdo, partículas alongadas e achatadas, e teor de argila. Já as propriedades que dependem da origem do agregado consistem na resistência a abrasão, a sanidade e a presença de materiais deletérios (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Cabe ressaltar que nesta pesquisa embora seja utilizado o método de dosagem de misturas asfálticas *Superpave* – o qual possui seus critérios específicos para estabelecimento da curva granulométrica, determinação de três composições para identificar aquela que atende aos critérios volumétricos e de densificação, e ao mesmo tempo melhor atenda às necessidades da mistura - as faixas granulométricas aqui analisadas foram determinadas de acordo com a

especificação do DNIT, conforme será apresentado no tópico 4.2. Esta opção deve-se ao fato de que mesmo não utilizando o método de dosagem Marshall, procura-se estudar as misturas dentro da realidade brasileira, conforme esclarecido anteriormente.

### 3.3.2.3 Determinação do teor de projeto

Após selecionados os ligantes asfálticos e as composições granulométricas a serem utilizadas, o método de dosagem das misturas seguiu as recomendações da norma *AASHTO M 323 – Standard Specification for Superpave Mix Design* (2013).

Para produção dos corpos de prova utilizou-se o Compactador Giratório *Superpave* – CGS (Figura 20). Este equipamento é capaz de aplicar na amostra uma pressão de compactação de 600kPa, além de possuir base rotativa com taxa constante de 30 rotações por minuto e ângulo de compactação de  $1,25^\circ$ , sendo possível produzir amostras com diâmetro de 150 e 100mm. Durante a compactação, a massa específica do corpo de prova é monitorada em função da altura, tendo como critério para fim de ensaio a altura do CP, a densidade ou o número de giros.



Figura 20 - Compactador Giratório *Superpave*

O primeiro passo da metodologia de dosagem *Superpave* consiste na definição de um teor de ligante asfáltico inicial ( $P_{1i}$ ) de projeto, o qual é estabelecido com base em formulação empírica. Com este teor procede-se a moldagem de dois corpos de prova com 150mm de diâmetro e aproximadamente 115mm de altura, o que corresponde a 4500g de agregado. Além disso, para determinação da massa específica máxima medida ( $G_{mm}$ ) da mistura, separa-se 1300g de



agregado. Este ensaio segue a especificação da norma NBR 15619/2012 (método Rice). A mesma técnica será utilizada para todas as misturas a serem analisadas.

O ligante asfáltico, assim como os agregados, as ferramentas e os moldes a serem utilizados durante o procedimento de mistura e moldagem são aquecidos na temperatura para mistura. A união dos agregados com o teor inicial de ligante é feita no misturador composto por motor, controle de rotação e cuba térmica com 10 litros de capacidade, a qual também é aquecida na temperatura de compactação (Figura 21 (a)).

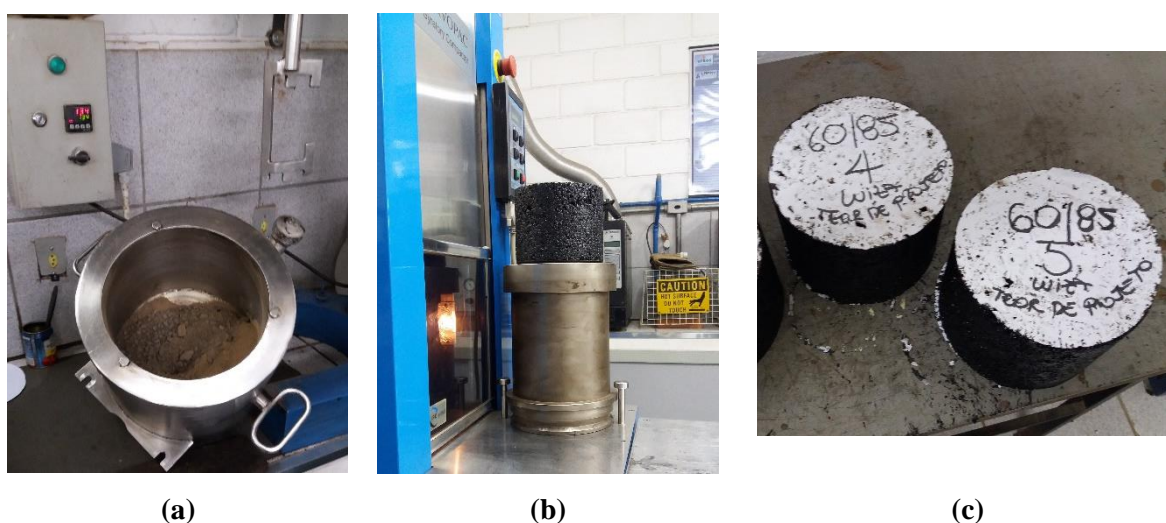


Figura 21 – (a) Misturador e cuba térmica; (b) Após envelhecida, mistura compactada no CGS; (c) Amostra extraída do molde

Após feita a mistura, Bernucci *et al.* (2008) destaca a necessidade de a composição não compactada permanecer na estufa à temperatura de compactação durante duas horas, a fim de simular o envelhecimento de curto prazo durante a usinagem. Após o período de envelhecimento, as misturas foram colocadas nos moldes e destinadas ao compactador giratório (Figura 21 (b)).

Empregou-se como critério para o término do ensaio, o número de giros de projeto ( $N_{proj}$ ), dado em função do volume de tráfego. Neste estudo considerou-se o tráfego como sendo de médio a alto. Desta forma, tem-se: número de giros inicial ( $N_{inicial}$ ) igual a 8;  $N_{proj}$  igual a 100 giros; e número de giros máximo ( $N_{máximo}$ ) de 160.

Após concluída a compactação, extrai-se as amostras do molde (Figura 21 (c)). Os mesmos permanecem a temperatura ambiente até o dia seguinte, quando se torna possível a determinação da massa específica aparente da mistura ( $G_{mb}$ ), conforme especificado pela NBR 15573/2012 (Figura 22).



Figura 22 – Determinação da massa específica aparente das misturas

Tendo posse do percentual de ligante inicial, bem como volume de vazios neste teor, determina-se o teor de ligante asfáltico estimado ( $P_{le}$ ) que atinja os 4% de volume de vazios desejados.

Para validação do teor estimado alguns requisitos volumétricos, tais como % $G_{mm}$ , vazios do agregado mineral (VAM), relação betume vazios e proporção pó/asfalto devem ser atendidos. Ao estar de acordo com as exigências especificadas pela norma, dois CP são moldados neste teor. Além disso, o método requer que outros três teores ( $\pm 0,5\%$  e  $+1\%$ ) a partir de  $P_{le}$  sejam analisados. As amostras são moldadas conforme o procedimento supracitado. A partir das propriedades volumétricas calculadas para cada um dos teores, traçam-se gráficos VAM,  $V_v$  e RBV *versus* teor de ligante asfáltico.

Após determinado o teor de projeto para  $V_v$  igual a 4%, duas amostras adicionais são compactadas até o  $N_{máx}$  (neste caso, correspondente a 160 giros). A norma especifica uma densificação máxima de 98% em  $N_{máx}$ , prevenindo-se contra a possibilidade de a mistura futuramente compactar excessivamente sob o tráfego, tornando-se plástica e suscetível a deformação permanente.

O último passo do método de dosagem consiste na análise de sensibilidade à umidade, apresentada no item 3.3.3.

### 3.3.3 Dano por umidade induzida

O procedimento de avaliação da sensibilidade à umidade da mistura foi realizado de acordo com o teste *AASHTO T 283 – Standard Method Test for Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage* (2011).

Um grupo de seis corpos de prova - com 10mm de diâmetro e 63,5mm de altura - foram moldados no compactador giratório com volume de vazios em torno de  $7 \pm 0,5\%$  (Figura 23 (a) e (b)). Destes, três são considerados um subgrupo de controle e mantidos imersos em água por 2h a 25°C, enquanto os outros três são submetidos a saturação à vácuo, seguida de ciclo de congelamento a -18°C por 16h, e ainda um ciclo de degelo de 24h a 60°C. Todas estas amostras são ensaiadas a fim de determinar a sua resistência à tração indireta (RT).



(a)



(b)

Figura 23 – Corpos de prova para ensaio de dano por umidade induzida

O dano por umidade induzida é estabelecido por meio da relação entre a resistência à tração média do subgrupo condicionado e do subgrupo de controle. Conforme Bernucci *et al.* (2008), a relação mínima admissível consta entre 70% a 80%, dependendo do órgão rodoviário. Todavia o *Asphalt Institute* (2001) estabelece como critério que a resistência à tração seja no mínimo de 80%.

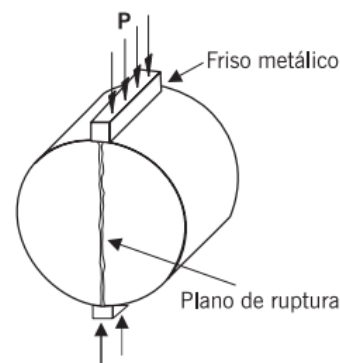
### 3.3.4 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral

Também conhecido como “ensaio brasileiro” em vários centros de pesquisa no exterior, o ensaio de compressão diametral foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro para determinação da resistência à tração de corpos de prova estáticos (MEDINA e MOTTA, 2005).

Padronizado pela norma ABNT NBR 15087, conforme ilustrado na Figura 24, o procedimento consiste na aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão em um cilindro resultando em tensões de tração uniformes perpendicularmente ao diâmetro solicitado (BERNUCCI *et al.*, 2008).



(a)



(b)

Figura 24 – (a) Equipamento utilizado para o ensaio de resistência à tração por compressão diametral (Arquivos LAPAV, 2016); (b) Esquema de ensaio de compressão diametral (BERNUCCI *et al.*, 2008)

A equação (16) corresponde a determinação da RT.

$$\sigma = \frac{2 \times F}{100 \times \pi \times D \times H} \quad (15)$$

Onde  $\sigma$  = Tensão de tração (MPa);  $F$  = carga de compressão de ruptura (N);  $D$  = Diâmetro da amostra (cm);  $H$  = Altura da amostra (cm).

A velocidade de avanço do carregamento é de 0,8mm/s e os ensaios têm sido conduzidos a 25°C. As amostras ensaiadas são confeccionadas nos moldes de 100mm do compactador giratório e possuem em torno de 63,5mm.

### 3.3.5 Ensaio de módulo de resiliência

O módulo de resiliência (MR) consiste na relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano vertical de uma amostra cilíndrica e a deformação específica recuperável correspondente à tensão aplicada. Nesta pesquisa, buscando determinar o MR das misturas asfálticas, seguiu-se os procedimentos de ensaio apresentados na NBR 16018/11 e DNER-ME 135/10.

Conforme a Figura 25, o equipamento utilizado – o qual funciona dentro de uma câmara com temperatura controlada - é composto por um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com auxílio de um dispositivo pneumático, anexado a um regulador de tempo e frequência. Quando carregada repetidamente, com 0,1s de aplicação da carga e 0,9s de repouso, a amostra sofre deformação horizontal, a qual é medida através de um LVDT. O ensaio tem sido realizado a 25°C.



Figura 25 - Equipamento de ensaio para determinação de MR  
(Arquivos LAPAV, 2016)

Assim como no ensaio de RT, tais corpos de prova também têm sido moldados no compactador giratório *Superpave*, as amostras a serem ensaiadas possuem 100mm de diâmetro e altura de aproximadamente 63,5 mm. O MR é determinado por meio da equação (17).

$$MR = \frac{F}{\Delta H} (0,9976\mu + 0,2692) \quad (16)$$

Onde MR =Módulo de Resiliência (MPa); F = carga vertical aplicada diametralmente no CP (N);  $\Delta$  =deformação elástica ou resiliente (cm); H = altura do corpo de prova (cm);  $\mu$  = coeficiente de Poisson.

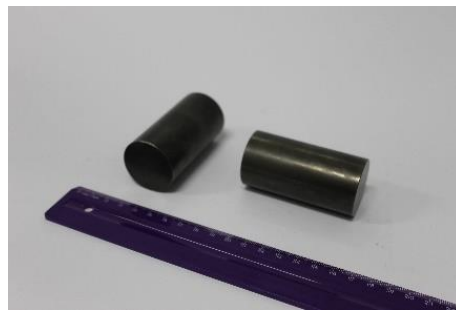
### 3.3.6 Ensaio de fratura em amostra semicircular

Tendo em vista que nenhum ensaio para avaliação da resistência ao trincamento de misturas asfálticas por meio de ensaio SCB fora realizado no Laboratório de Pavimentação da UFRGS até então, tornou-se necessário que as peças para adaptação da prensa hidráulica fossem confeccionadas e elaborado um protocolo de ensaio baseado nas normas disponíveis, já que este ensaio ainda não é normatizado no Brasil.

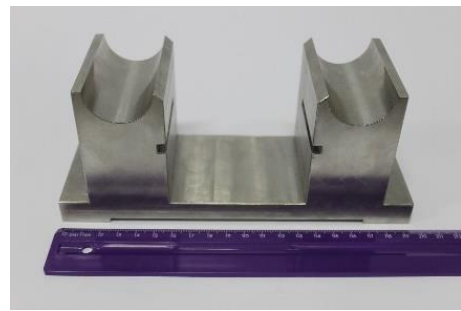
#### 3.3.6.1 Equipamento de ensaio

Os componentes adicionais necessários para execução do ensaio foram usinados na forma de oito peças conforme ilustra a Figura 26, projetadas baseando-se nas normas supracitadas. O esboço deste projeto consta no Apêndice A.

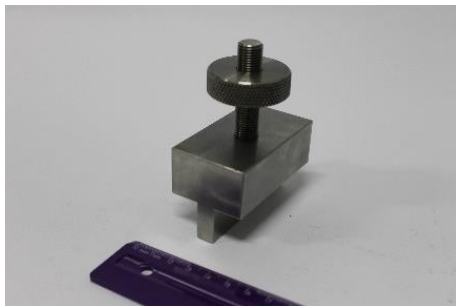
Foram usinados então dois roletes (Figura 26 (a)); uma peça base para suporte dos roletes - cujo distanciamento entre o eixo dos mesmos corresponde a 0,8 vezes o diâmetro da amostra – (Figura 26 (b)); um aplicador de carga (Figura 26(c)); um gabarito para verificação da validade do ensaio (Figura 26 (d)), e um extensor da base da prensa (Figura 26 (h)). Além disso, outras duas peças opcionais também foram confeccionadas: uma delas para anexar o medidor de abertura da trinca e a outra para ser posicionada entre os roletes e o corpo de prova (Figura 26 (e) e (f), respectivamente). A peça SCB-7 (Figura 26 (g)) é utilizada apenas para centralizar o sistema, sendo retirada antes do ensaio começar.



(a) Peça SCB-1



(b) Peça SCB-2



(c) Peça SCB-3



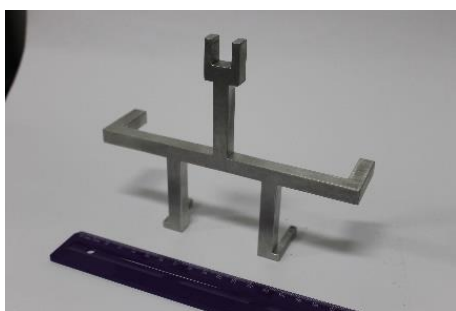
(d) Peça SCB-4



(e) Peça SCB-5



(f) Peça SCB-6



(g) Peça SCB-7



(h) Peça SCB-8

Figura 26 - Peças usinadas para adaptação da prensa hidráulica

Os dois roletes e o extensor da base ((Figura 26 (a) e (h)) foram confeccionados com aço 4340 temperado, revenido e com tratamento de superfície oxidação negra. A peça SCB-4 consiste em um gabarito de acrílico produzido visando garantir a validade do ensaio, visto que a propagação da trinca do corpo de prova após ensaiado deve estar entre o “V” da peça, de acordo com o recomendado norma EN 12697-44 (2010). As demais partes do sistema foram todas usinadas com aço inoxidável 304.

O equipamento utilizado no LAPAV para o procedimento de ensaio SCB consiste em uma prensa hidráulica MTS © 810 UTM Test System, modelo 318.25, com capacidade de aplicação de carga de 25 tf, responsável por aplicar o carregamento monotônico e cíclico nas amostras.

A Figura 27 ilustra o conjunto confeccionado posicionado sobre a prensa. Além destas peças usinadas, um extensor para anexar o “aplicador de carga” SCB-3, bem como uma base sobre a qual é posicionado a SCB-2 - já existentes no laboratório - também foram utilizadas. O passo a passo da colocação de cada uma das peças no equipamento consta no Apêndice B.



Figura 27 - Dispositivo de ensaio SCB



### 3.3.6.2 Fabricação das amostras

Os corpos de prova a serem analisados foram preparados utilizando o compactador giratório *Superpave* nos moldes de geometria cilíndrica com 150mm de diâmetro e, aproximadamente, 120mm de altura. Os mesmos foram submetidos ao processo de serragem, realizado no LAPAV.

Num primeiro momento a amostra é dividida ao meio, conforme Figura 28 (a) e (b). A fim de evitar um possível efeito de borda, outro corte é feito removendo aproximadamente 10mm do topo e 10mm da base de cada uma das duas amostras resultantes da primeira etapa de serragem (Figura 28 (c)). Desta forma, restam duas “meias luas” que são serradas ao meio (Figura 28 (d) e (e)). Na base de cada amostra será feito um entalhe com, aproximadamente, 10mm de comprimento (Figura 28 (f)). De cada corpo de prova retirado do CGS, com as dimensões supracitadas, resultam quatro amostras semicirculares.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 28 – Confeção dos corpos de prova

Para o corte dos CP utilizou-se uma serra modelo CUT 40K-2, fabricada pela empresa Weber MT, com disco diamantado e utilização de água durante o corte. Para os primeiros 5mm da serragem da pré-trinca foi utilizada uma ferramenta para corte de azulejos, cerâmicas e porcelanato, com disco diamantado, corte a seco e espessura de corte em torno de 1,5mm. Para os 5mm finais do entalhe empregou-se instrumento para corte de aço inóx, com disco abrasivo, corte a seco e espessura de corte de 1mm.

As dimensões dos corpos de prova foram definidas de acordo com o recomendado pela norma europeia, na qual as amostras devem ter diâmetro de  $150\pm 1$  mm, espessura de  $50\pm 3$  mm, altura  $75\pm 2$  mm, e altura do entalhe de 10mm (Figura 28 (b), (d) e (e)). No que diz respeito a espessura do entalhe a especificação sugere que seja de  $0,35\pm 0,1$  mm, porém não foi encontrado um disco capaz de serrar mistura asfáltica que fornecesse tal resultado. Em decorrência disso não se utilizou a validação do ensaio por meio do gabarito exposto na Figura 12, pois o delineamento do caminho de propagação da trinca poderia surgir a partir dos cantos da pré-trinca de 1mm de espessura e não exatamente do centro desta, conforme tende a ocorrer em um entalhe menos espesso. Tendo em vista que o procedimento de corte é basicamente artesanal, sendo executado de acordo com o equipamento disponível no LAPAV - houve maior tolerância nas dimensões das amostras, sendo todas elas consideradas nos cálculos dos parâmetros de resistência das misturas.

Por fim, as amostras tiveram sua superfície pintada de forma a possibilitar melhor visualização da progressão da trinca durante o ensaio (Figura 29 (a) e (b)).



Figura 29 - Corpo de prova correspondente às dimensões especificadas (a) e posteriormente pintado (b)

### 3.3.6.3 Protocolo de ensaio SCB estático

Ao adaptar a prensa MTS com as peças usinadas, conforme detalhado no Apêndice B, optou-se por seguir os procedimentos especificados pela EN 12697-44.

O primeiro passo consiste em condicionar os corpos de prova na câmara climática ( $20 \pm 1$ ) °C durante 4 horas. A temperatura de 20°C foi adotada em função de ensaios de fadiga serem comumente conduzidos no Brasil sob esta condição (BALBO, 2000). A fim de controlar a temperatura das amostras fora acoplado um termômetro a um CP teste. Após os primeiros testes, verificou-se que ao término de duas horas, tais amostras já se encontravam na temperatura adequada, dentro das oscilações permitidas. Sendo assim, optou-se por condicioná-los apenas durante  $2 \pm 0,2$  h, segundo permitido pela norma americana.

Após centralizar o conjunto com o auxílio da peça SCB-7 (Figura 30 (a)) a mesma é retirada do sistema, e a amostra posicionada sobre o equipamento é então submetida a uma carga de assentamento de, aproximadamente, 0,1kN ajustada manualmente (Figura 30 (b)). Configura-se a deformação vertical em zero e então é aplicada uma carga suficiente para produzir uma taxa de deslocamento de  $5,0 \pm 0,2$  mm/min. Tanto a força com precisão de 1N, quanto o deslocamento vertical com uma precisão de 0,01mm são registrados durante o procedimento.

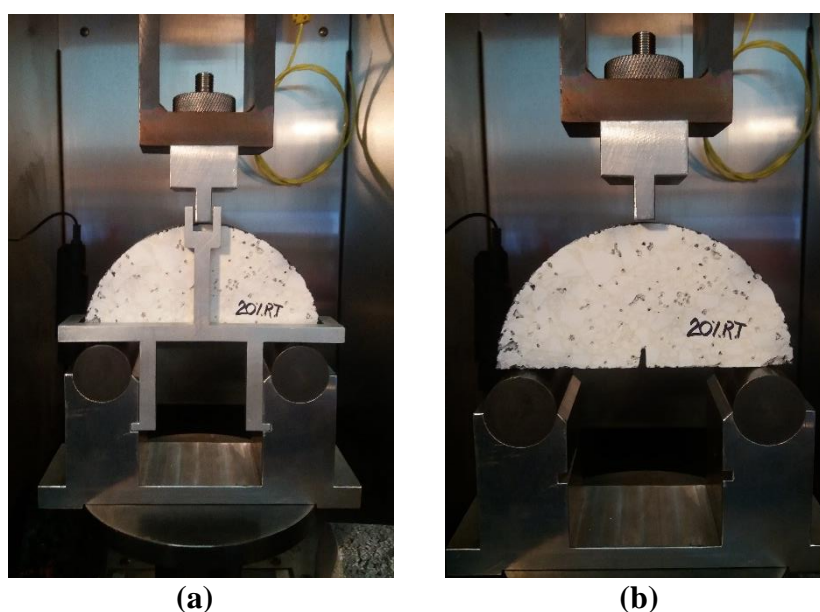


Figura 30 – (a) Centralização do dispositivo com a peça SCB-7; (b) Aplicação da carga de assentamento

A frequência de aquisição de dados é de 10Hz. Considera-se como critério para fim de ensaio quando a carga atinge valor igual ou menor do que 0,1kN após o pico de carga.

#### 3.3.6.4 Protocolo de ensaio SCB dinâmico

Tendo em vista que até então não há protocolo de padronização para desempenhar o ensaio SCB dinâmico, optou-se por desenvolvê-lo baseado no estudo conduzido por Gao e Ling (2016), ao ponto que esta é a pesquisa mais recente sobre o assunto encontrada até então.

As primeiras etapas do processo correspondem as mesmas executadas no ensaio monotônico. Sendo assim, conforme detalhado no Apêndice B, as peças usinadas são ajustadas na prensa.

Na sequência, condicionam-se os corpos de prova na câmara climática, com temperatura de  $20 \pm 1$  °C durante  $2 \pm 0,2$  h. Assim como no procedimento estático, tanto a temperatura na câmara quanto a da amostra são controladas durante todo o ensaio.

Uma vez traçadas as curvas carga *versus* deslocamento, registadas durante o ensaio estático, torna-se possível determinar a resistência à tração das amostras, conforme a expressão (18).

$$\sigma_{max,i} = \frac{4,263 \times F_{max,i}}{D_i \times t_i} \quad (17)$$

Onde  $D_i$  é o diâmetro da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm;  $t_i$  a espessura da amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em mm;  $F_{max,i}$  é a carga máxima na amostra ( $i= 1, 2, 3, 4$ ) em N.

Após estimada a resistência máxima, amplitudes de tensão a serem aplicadas nas amostras são selecionadas a partir de diferentes níveis de tensão (20%, 30%, 40% e 50% da resistência a tração). Foram ensaiadas sob tensão controlada no mínimo três amostras a cada nível de tensão, carregadas senoidalmente, com frequência de aplicação de carga de 10Hz durante o ensaio, o que equivale a -aproximadamente - um veículo a 50 mph (~80km/h) (Gao e Ling, 2016). O critério para fim de ensaio foi a ruptura, determinado baseando-se no deslocamento máximo resultante do ensaio SCB estático. A aquisição de dados foi feita de forma linear, porém espaçada. Ou seja, quando a tensão aplicada correspondia a 20% da  $\sigma_{máx}$  a aquisição era feita a cada 2000 ciclos, para 30% a cada 500 ciclos, para 40% a cada 150 ciclos e para 50% a cada 100 ciclos.

## 4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo constam os resultados obtidos de todos os procedimentos executados no decorrer deste estudo. Aborda-se inicialmente a determinação das temperaturas de mistura e compactação das composições, composição granulométrica, determinação do teor de projeto por meio do método de dosagem *Superpave*, bem como resultados correspondentes ao ensaio de dano por umidade induzida, resistência à tração e módulo de resiliência. Ainda se apresentam o controle para seleção das amostras submetidas ao ensaio de flexão de três pontos no que diz respeito a volume de vazios, grau de compactação e dimensão dos CP. E, por fim, seguem as análises dos resultados do ensaio SCB estático e dinâmico, inicialmente para as três misturas asfálticas distintas e, na sequência, visando investigar a influência do aumento do teor de ligante.

### 4.1 TEMPERATURA DE MISTURA E COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO

A Tabela 13 apresenta as temperaturas utilizadas na mistura e compactação de cada uma das composições analisadas. Quando na execução daquelas com ligante asfáltico convencional atenta-se às faixas de viscosidade apresentadas no item 3.3.1, enquanto naquelas com ligante modificado segue-se a indicação do fabricante.

Tabela 13 - Temperaturas de mistura e compactação (°C)

Ligante Asfáltico	Temperatura (°C)		
	Agregado	Ligante	Compactação
<b>CAP 50/70</b>	163	153	140
<b>AMP 60/85</b>	175	165	155
<b>AB8</b>	185	175	175

### 4.2 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

As misturas nas quais serão utilizados os CAP 50/70 e AMP 60/85 foram enquadradas na Faixa C do DNIT (DNIT 031/2006), e são referenciadas neste estudo como misturas “A” e “B”, respectivamente (Figura 31). A terceira mistura corresponde a faixa *Gap-Graded* (DNIT

112/2009), na qual utiliza-se o asfalto borracha (AB8), e é identificada pela letra “C” (Figura 32). A porcentagem de cada fração de agregado na composição granulométrica das misturas está apresentada na Tabela 14.

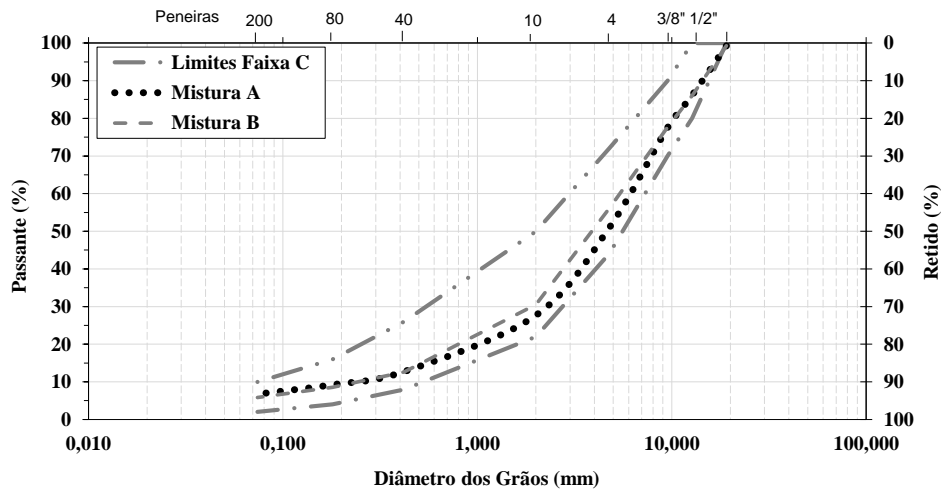


Figura 31 - Composição granulométrica das misturas com CAP 50/70 e AMP 60/85 (Faixa C)

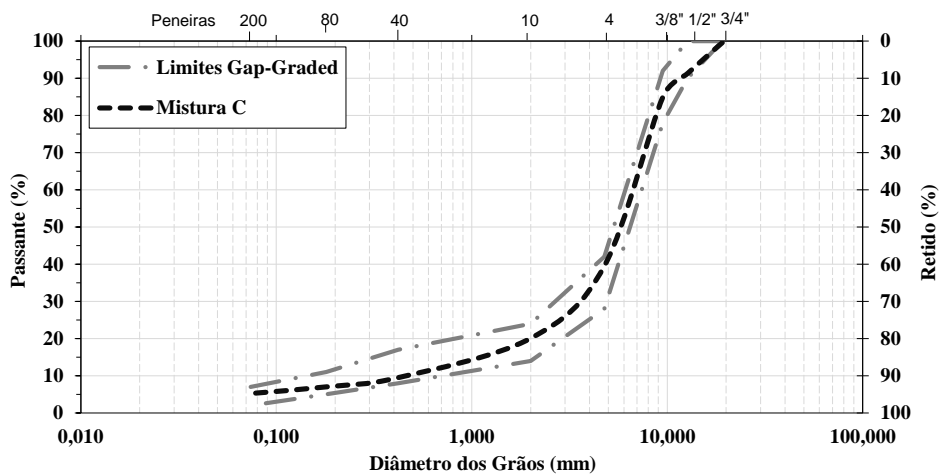


Figura 32 - Composição granulométrica da mistura com AB8 (*Gap-Graded*)

Tabela 14 - Porcentagem dos agregados em cada mistura

Fração	Mistura		
	A	B	C
<b>Brita 3/4"</b>	24%	24%	15%
<b>Brita 3/8"</b>	24%	18%	47%
<b>Pó de pedra</b>	50%	58%	37%
<b>Cal</b>	2%	0%	2%

### 4.3 DOSAGEM *SUPERPAVE*

#### 4.3.1 Dosagem das misturas

Os gráficos apresentados na Figura 33 e Figura 34 ilustram os resultados do método de determinação do teor de projeto para as misturas B e C, respectivamente.

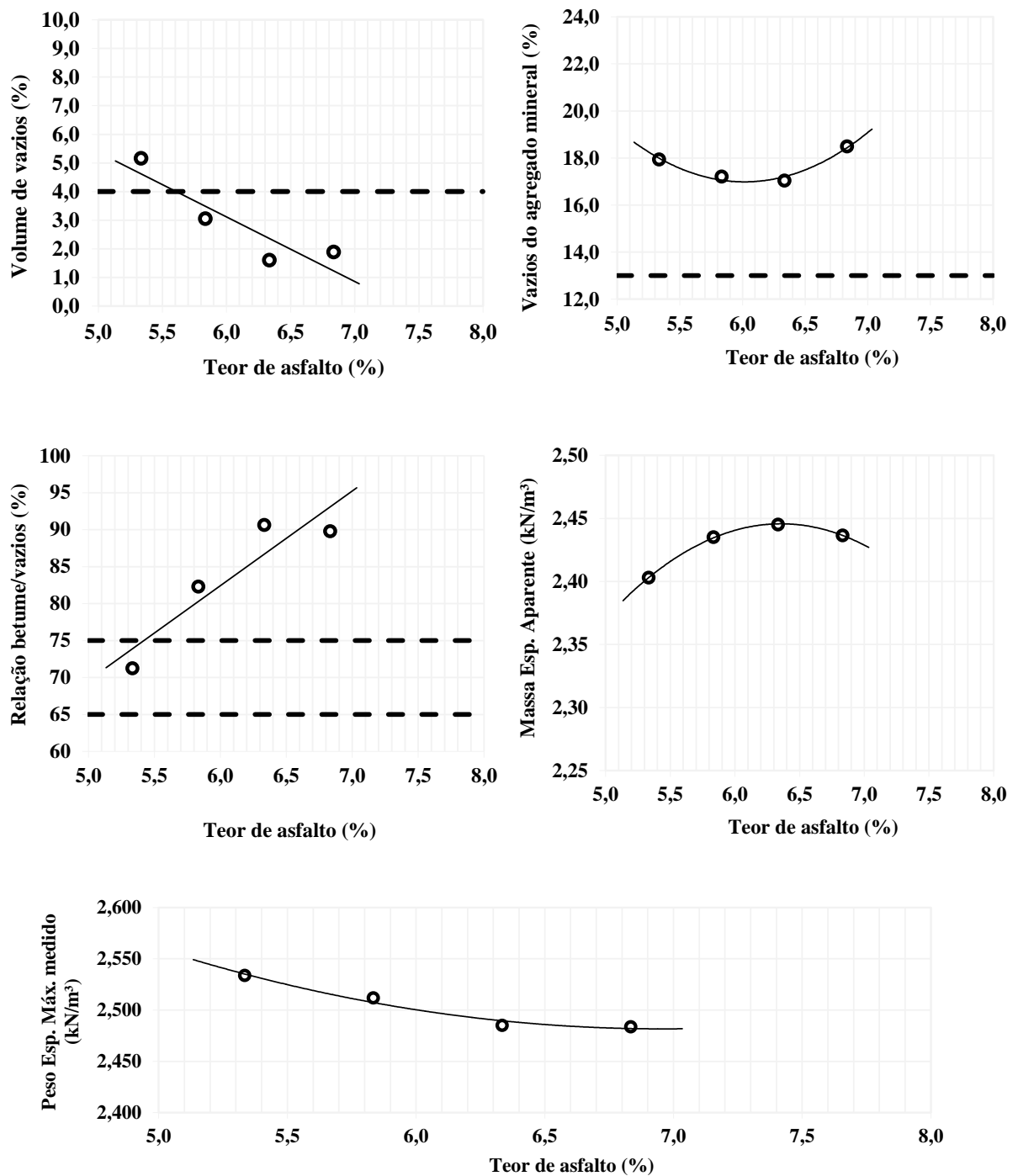


Figura 33 - Resultados da dosagem *Superpave*: mistura B

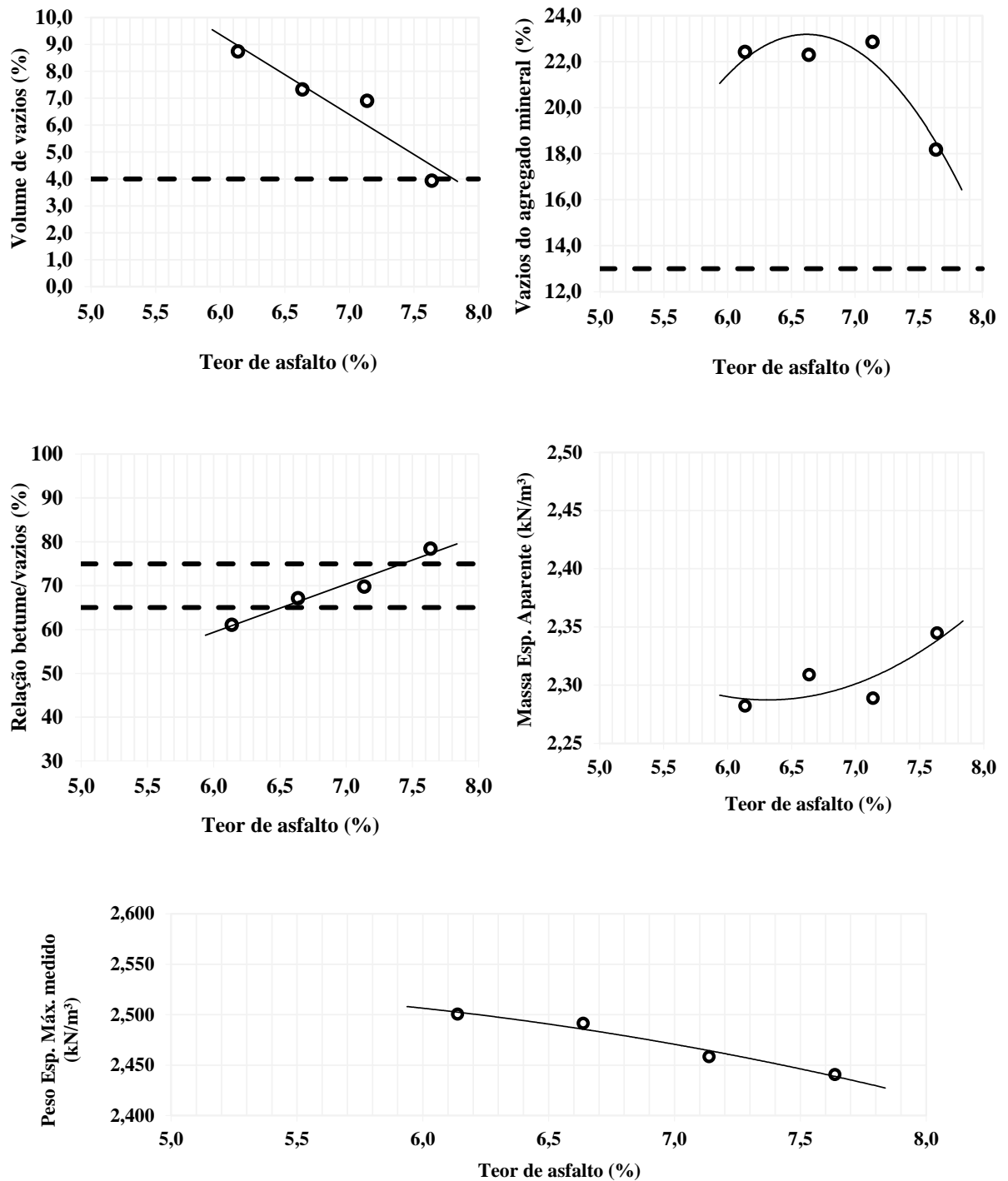


Figura 34 - Resultados da dosagem *Superpave*: mistura C

Em se tratando da composição A, o teor de ligante asfáltico estimado na primeira etapa do processo de dosagem correspondeu imediatamente a um volume de vazios de aproximadamente 4%. Desta forma, não houve a necessidade de que outros quatro teores fossem testados e por



esta razão os gráficos não constam acima. A Tabela 15 apresenta o quadro resumo referente a dosagem das três misturas.

Tabela 15 - Quadro resumo com os resultados da dosagem *Superpave*

Propriedade	Especificação Superpave	A	B	C	
Teor de Projeto (%)	--	5,3	5,6	7,2	
Volume de Vazios (%)	<b>4,0</b>	3,9	4,2	5,8	
%Gmm	N <sub>ini</sub> (8 giros)	< <b>89</b>	87,3	88,6	87,3
	N <sub>proj</sub> (100 giros)	~ <b>96</b>	96,0	97,9	95,4
	N <sub>máx</sub> (160 giros)	< <b>98</b>	97,3	99,2	96,3
Relação Betume Vazios (%)	<b>65 - 75</b>	76,3	69,5	72,0	
Vazios do Agregado Mineral (%)	<b>mínimo 13</b>	16,6	13,9	21,6	
Massa Esp. Max. Medida (kN/m <sup>3</sup> )	--	2,506	2,521	2,448	
Massa Esp. Aparente (kN/m <sup>3</sup> )	--	2,408	2,414	2,317	
Relação Filler/Betume (%)	<b>0,6 a 1,2</b>	1,2	1,0	0,7	

Percebe-se que na mistura A a relação betume-vazios encontra-se acima do permitido pela especificação. Já na composição B, a porcentagem da massa específica máxima medida se distancia de 96% em 100 giros e excede o valor máximo de 98% em 160 giros. Todavia, como os demais critérios foram atendidos, utilizou-se esta proporção.

Por fim, o teor de projeto da mistura C correspondente a 4% de volume de vazios seria de 7,8%. Por se tratar de um valor elevado, e considerando que a especificação DNIT 112/2009 permite que a proporção de vazios esteja entre 4 e 6%, optou-se por projetar a mistura para 5,8% de vazios resultando em um teor ótimo de 7,2%.

#### 4.3.2 Dano por umidade induzida

O ensaio de dano por umidade induzida da mistura A resultou em 87%, enquanto a composição B atingiu 93%. O concreto asfáltico C apresentou 101%. Os valores encontrados revelam-se satisfatórios tendo em vista que, conforme o *Asphalt Institute* (2001), o valor mínimo para esse critério é de 80%.

### 4.3.3 Resistência à tração e módulo de resiliência

A Figura 35 apresenta os resultados obtidos para ensaio de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral, conforme os procedimentos descritos nos itens 3.3.4 e 3.3.5. Os valores de módulo obtidos para as misturas A, B e C consistem em, respectivamente, 3032MPa, 3420MPa e 2895MPa. No que se refere a resistência à tração, os resultados indicam – na mesma ordem – 0,76MPa, 1,11MPa e 0,81MPa.

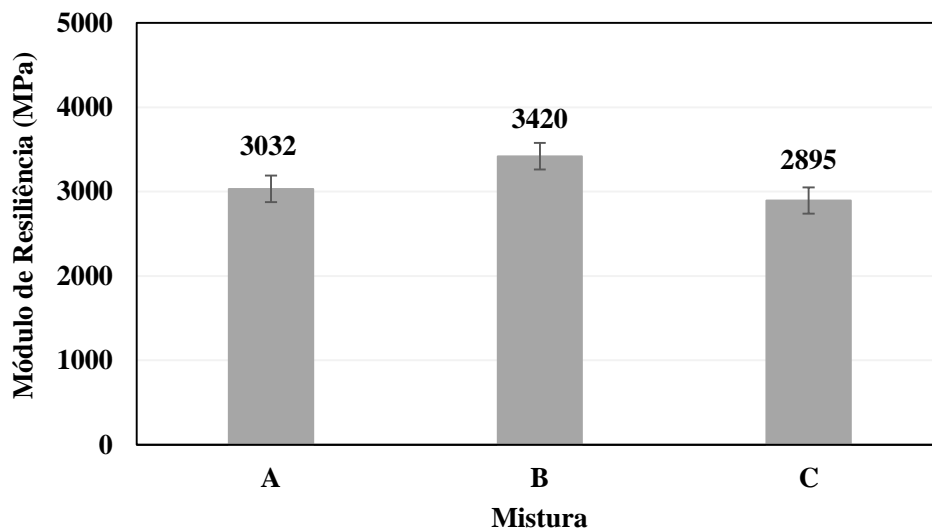


Figura 35 - Resultados obtidos para módulo de resiliência

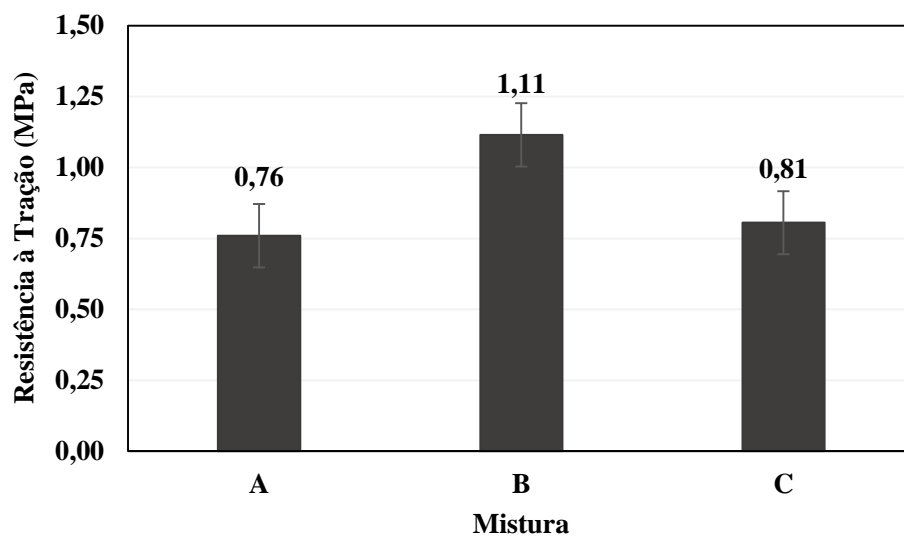


Figura 36 - Resultados obtidos para resistência à tração

#### 4.3.4 Quadro resumo com as propriedades das misturas

A Tabela 16 traz um resumo de todas as propriedades determinadas para as misturas analisadas nesta pesquisa, dosadas pelo método *Superpave*.

Tabela 16 - Resumo das propriedades finais das misturas

<b>PROPRIEDADES FINAIS DA MISTURA</b>				
<b>Propriedade</b>	<b>Especificação Superpave</b>	<b>A</b>	<b>B</b>	<b>C</b>
<b>Teor de Projeto (%)</b>	--	5,3	5,6	7,2
<b>Volume de Vazios (%)</b>	<b>4,0</b>	3,9	4,2	5,8
<b>Relação Betume Vazios (%)</b>	<b>65 - 75</b>	76,3	69,5	72,0
<b>Vazios do Agregado Mineral (%)</b>	<b>mínimo 13</b>	16,6	13,9	21,6
<b>Massa Esp. Max. Medida (kN/m<sup>3</sup>)</b>	--	2,506	2,521	2,448
<b>Massa Esp. Aparente (kN/m<sup>3</sup>)</b>	--	2,408	2,414	2,317
<b>Resistência à Tração (MPa)</b>	--	0,76	1,11	0,81
<b>Módulo de Resiliência (MPa)</b>	--	3032	3420	2895
<b>MR/RT</b>	--	3989	3081	3574
<b>Dano por unidade induzida (%)</b>	<b>mínimo 80</b>	87	93	101
<b>Relação Filler/Betume (%)</b>	<b>0,6 a 1,2</b>	1,2	1,0	0,7

#### 4.4 CONTROLE DE VOLUME DE VAZIOS, GRAU DE COMPACTAÇÃO E DIMENSÕES DAS AMOSTRAS SEMICIRCULARES

Baseando-se no volume de vazios dos corpos de prova cilíndricos, que haviam sido moldados com valor em torno de  $4 \pm 0,5\%$ , pretendia-se ensaiar amostras semicirculares dentro desta mesma faixa. No entanto, após a serragem dos CP de 150mm de diâmetro, identificou-se que estes apresentavam maior compactação próximo ao centro da sua estrutura, resultando em amostras SCB com massa específica aparente maior. Ou seja, a maioria destes corpos de prova depois de cortados passaram a ter  $V_v$  próximo a 3%, conforme consta na Tabela 17.

Então, procurou-se manter o grau de compactação dos CP dentro dos 97% a 101% conforme permitido pelas normas DNIT 031/2006 – ES e DNIT 112/2009 - ES. Percebe-se que a mistura

C excedeu esta amplitude em razão de que o teor de projeto desta composição foi determinado para uma porcentagem de vazios de 5,8% e não 4% como as demais.

No que se refere as dimensões do CP, tanto o diâmetro, a espessura e a altura das amostras foram medidos com o auxílio de um paquímetro.

Tabela 17 - Volume de vazios, dimensões e grau de compactação dos corpos de prova ensaiados no procedimento SCB estático

Mistura	Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)
A	1	3,32	100,6	149,7	73,6	49,4
	7	3,38	100,6	149,2	73,2	51,5
	8	3,45	100,5	149,1	72,4	50,2
	5	3,70	100,2	149,5	72,8	49,6
B	1	3,12	101,2	149,6	73,1	48,9
	5	3,24	101,0	149,3	73,3	52,5
	8	3,43	100,8	149,6	73,4	52,0
	10	3,87	100,4	149,8	75,0	53,0
C	1	3,49	104,1	149,2	73,8	51,8
	2	3,49	104,1	149,5	74,4	50,5
	3	3,19	104,4	149,4	73,5	51,7
	6	3,36	104,2	149,8	73,6	53,1

Para seleção dos CP do ensaio SCB estático da mistura A com mais ligante asfáltico, bem como a seleção das amostras para o procedimento dinâmico, utilizou-se o mesmo critério. Todos os resultados encontram-se no Apêndice C.

#### 4.5 ENSAIOS DE FRATURA EM AMOSTRA SEMICIRCULAR

Inicialmente, este tópico busca esclarecer os métodos de análise de dados adotados para cada procedimento. Na sequência constam os resultados dos ensaios com aplicação do carregamento monotônico visando comparar o comportamento das misturas A, B e C, no teor de projeto. Os parâmetros a serem abordados englobam a carga e deslocamento no ponto máximo da curva  $P$  x  $\delta$ ; resistência máxima à propagação da trinca ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ); energia de fratura ( $G_f$ ) e inclinação da curva pós-pico ( $|m|$ ) para estimativa do índice de flexibilidade (FI); e deslocamento crítico ( $\delta_{cr\acute{t}ico}$ ).

Em seguida os resultados do ensaio SCB dinâmico passam a ser analisados por meio do número de ciclos no qual ocorre o início da propagação das trincas, enquanto a análise da vida de fadiga das composições corresponde ao número de ciclos máximo necessário para ruptura das amostras.

Por fim, utilizando os mesmos parâmetros supracitados, objetiva-se comparar a influência do teor de ligante no desempenho da mistura asfáltica A. Sendo assim, a composição foi analisada no teor ótimo e com 0,5% a mais do produto, a fim de simular a camada *rich-bottom*.

#### 4.5.1 Método de avaliação dos resultados

##### 4.5.1.1 Ensaio SCB estático

A Figura 37 ilustra o andamento do procedimento SCB estático e o delineamento traçado pela propagação da trinca durante o ensaio em cada um dos pontos assinalados na curva carga *versus* deslocamento do atuador.

Do ponto zero ao ponto 1, o corpo de prova suporta um rápido crescimento da carga aplicada sobre ele, sem ainda esboçar qualquer princípio de trincamento. Já o ponto 2 corresponde ao instante no qual o material excede sua capacidade de resistir aos esforços a que está sendo submetido. Ou seja, neste momento tem-se a resistência máxima à propagação do trincamento que a mistura asfáltica em questão é capaz de suportar. Como resultado disto, neste instante, as primeiras trincas começam a surgir a partir do entalhe. Estas microtrincas interligam-se no decorrer dos pontos 3 e 4 formando as macrotrincas que prosseguem até a ruptura total da amostra, em torno dos pontos 5 e 6.

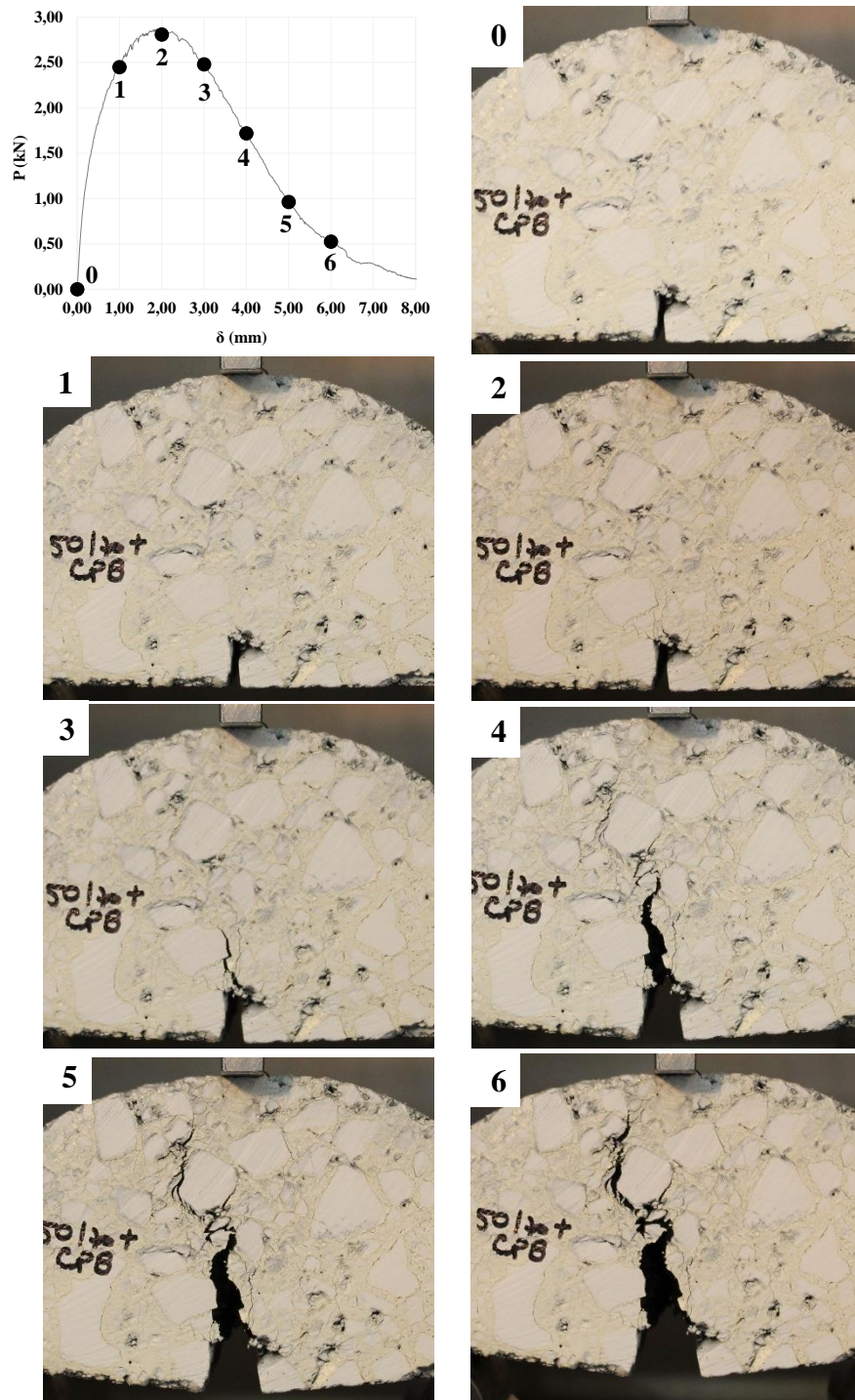


Figura 37 – Imagens do andamento do Ensaio SCB Estático

Como método de análise dos resultados, utilizou-se o software disponibilizado pela *University of Illinois at Urbana Champaign* e *Illinois Center for Transportation*, exposto no item 2.3.1.3. A Figura 38 apresenta o layout do programa, no qual se faz a entrada de dados. Em “Upload

*Data*”, disponibiliza-se – em arquivo .xlsx – o tempo, carga e deslocamento registrados no decorrer do ensaio. Em “*Upload Input*”, consta – em outro arquivo do mesmo formato - a identificação do projeto e das amostras, comprimento do ligamento, espessura, vazios no agregado mineral, tamanho máximo nominal dos agregados e teor de ligante asfáltico da mistura.

©2017 ICT v1.1

Help Upload Data Enter the inputs below or upload them using the button "Upload Input". Upload Input

	Data Input File	Project ID	Specimen ID	Ligament (mm)	Thickness (mm)	VMA (%)	NMAS (mm)	Binder (%)	Remarks
1	1_SCBTooL_CP1.xlsx	6085	1	63.1	48.9	13.9	19.1	5.6	
2	2_SCBTooL_CP5.xlsx	6085	5	63.25	52.5	13.9	19.1	5.6	
3	3_SCBTooL_CP8.xlsx	6085	8	63.4	52	13.9	19.1	5.6	
4	4_SCBTooL_CP10.xlsx	6085	10	65	53	13.9	19.1	5.6	

Start Analysis

Figura 38 - Dados de entrada no software do ICT

Ao selecionar a opção *Start Analysis*, o software disponibiliza os arquivos individualmente para cada corpo de prova, nos quais fornece diversas informações acerca do ensaio, dentre elas: energia de fratura, inclinação da reta pós-pico, índice de flexibilidade e deslocamento crítico (Figura 39).

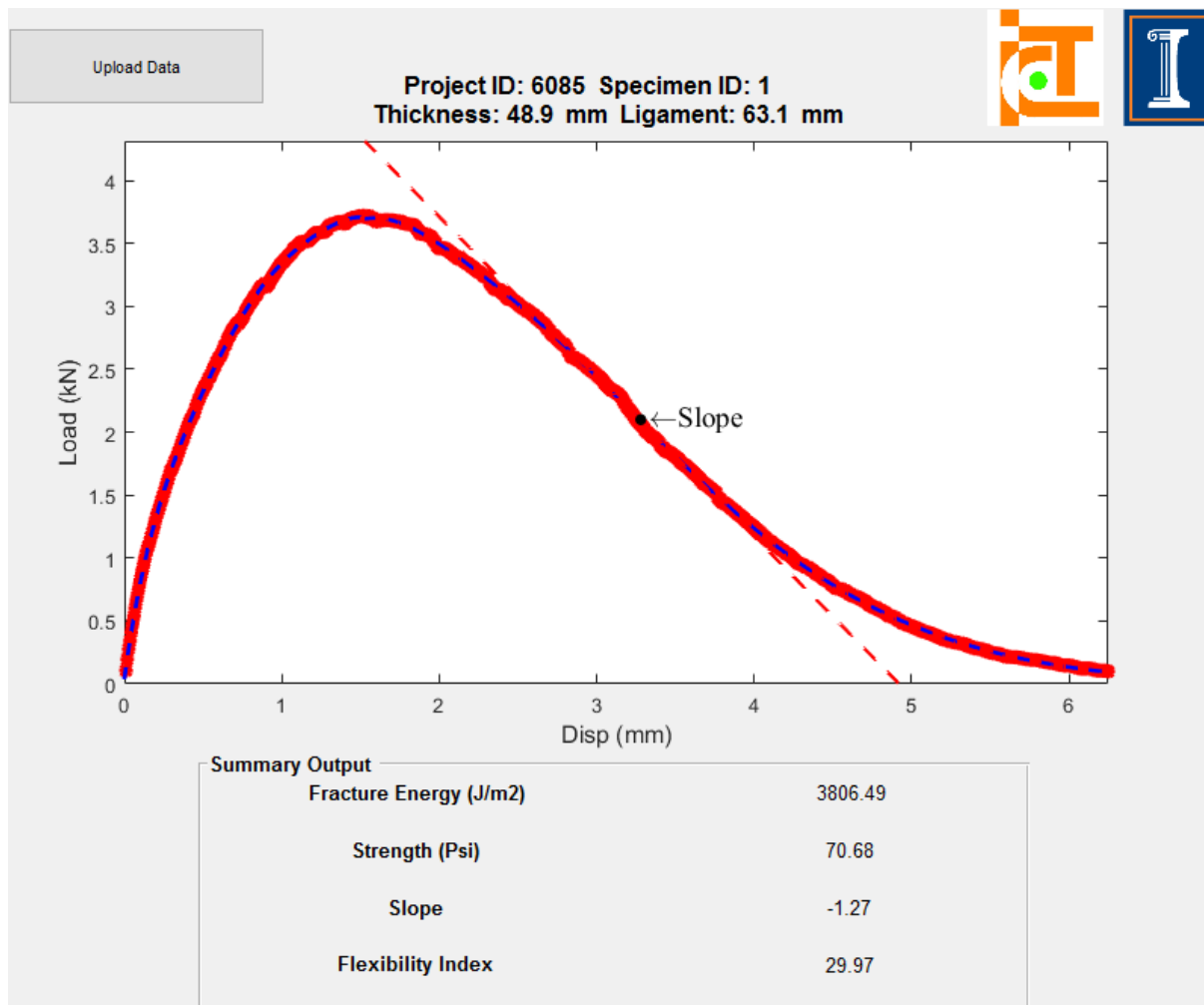


Figura 39 – Dados de saída disponibilizados pelo software do ICT

A fim de conferir os resultados disponibilizados pelo programa, foram realizadas as análises para alguns corpos de prova também por meio de planilha confeccionada no Microsoft Excel.

Para obtenção do índice de flexibilidade (equação 11), a energia de fratura foi calculada pela razão entre a área sob a curva Load (kN) x Disp (mm), estimada pelo método do paralelograma, e o produto entre a espessura e o comprimento de ligamento do CP. No que se refere a inclinação da curva pós-pico, definida na Figura 39 por “*Slope*”, foi necessário encontrar o ponto de inflexão da curva no trecho pós-pico. Sendo assim, determinou-se por meio de tentativa e erro o valor de  $x$  que zerasse a derivada segunda da equação polinomial da curva. Após a obtenção deste ponto tornou-se possível traçar a reta (tracejada em vermelho na Figura 39) e através do prolongamento dela até o eixo  $x$  identificar o valor do deslocamento crítico.



Ao analisar a diferença percentual entre os resultados do software e aqueles obtidos pela planilha, identificou-se que os valores energia de fratura e inclinação da reta pós-pico previstas pelo Microsoft Excel foram reduzidos em – respectivamente - 0,5% e 7,1% quando comparados aos resultados propostos pelo programa, enquanto o índice de flexibilidade e o deslocamento crítico apresentaram um aumento de 6,7% e 2,6%. Pela proximidade dos resultados apresentados na Tabela 18 optou-se por seguir as análises com o auxílio do software.

Tabela 18 - Comparação entre os resultados do software e os calculados manualmente

	Software ICT	Microsoft Excel	Diferença Percentual
<b>Energia de Fratura (J/m<sup>2</sup>)</b>	3806,49	3788,65	-0,5%
<b> m  (kN/mm)</b>	1,27	1,18	-7,1%
<b>Índice de Flexibilidade</b>	29,97	31,99	6,7%
<b>Deslocamento Crítico (mm)</b>	4,92	5,05	2,6%

#### 4.5.1.2 Ensaio SCB dinâmico

A Figura 40 ilustra o andamento do procedimento SCB dinâmico e o delineamento traçado pela propagação da trinca durante o ensaio em cada um dos pontos assinalados na curva deslocamento x número de ciclos. O gráfico apresenta uma curva típica de fadiga em forma de “S” definida por três estágios. No primeiro deles o deslocamento aumenta rapidamente até o momento em que a trinca começa a propagar. Ou seja, entre os pontos 1 e 2, tem-se o ponto de início de propagação da trinca. No segundo estágio (entre os pontos 2 e 5) a curva passa a apresentar um comportamento linear, no qual as microtrincas expandem-se para macrotrincas a uma taxa relativamente constante. Por fim, o último estágio caracteriza-se novamente pelo rápido crescimento do deslocamento. Nesta mudança de comportamento definiu-se o ponto de ruptura por fadiga da amostra (em torno do ponto 5).

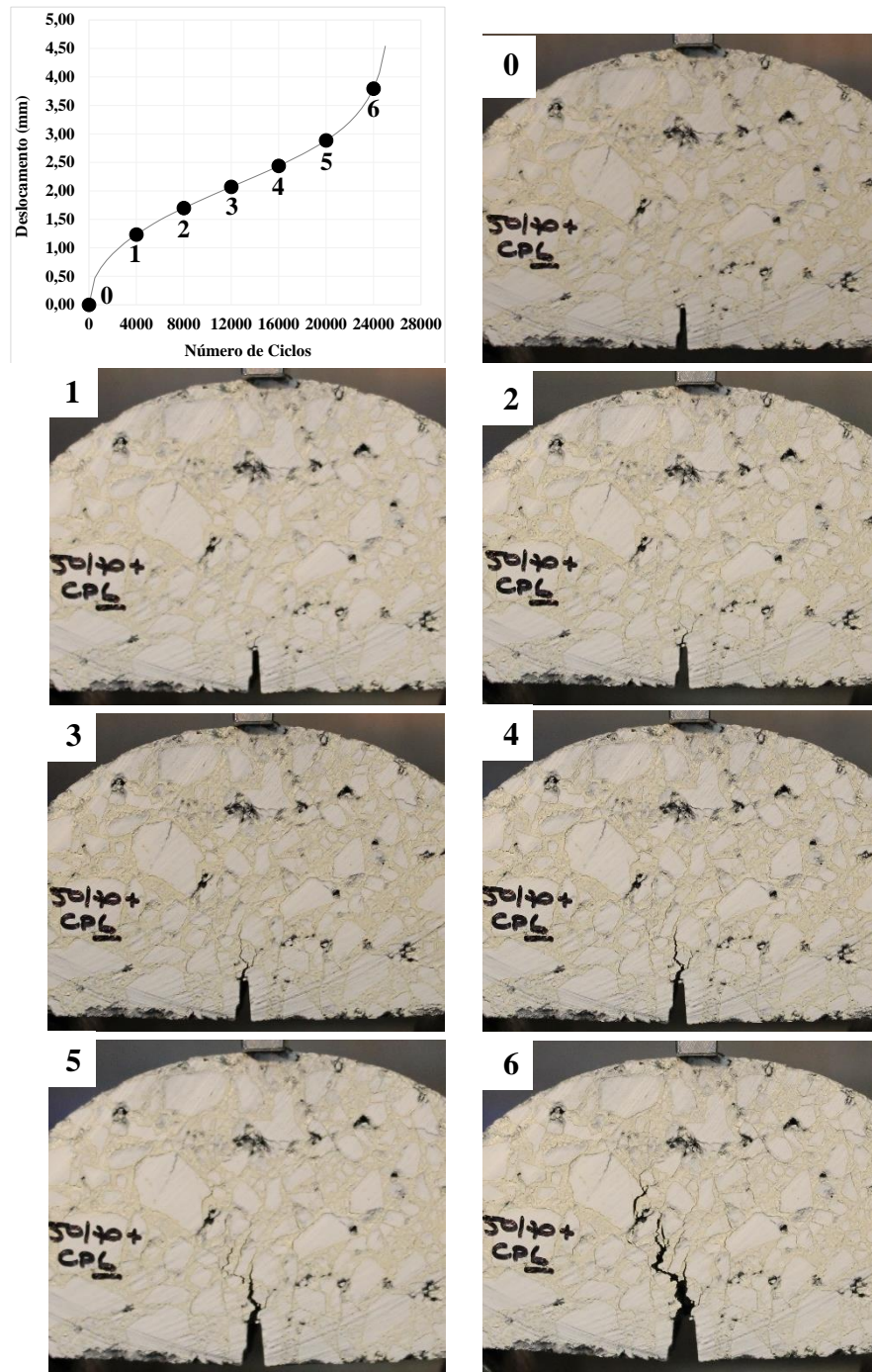


Figura 40 – Imagens do andamento e resposta do Ensaio SCB Dinâmico

A fim de amenizar a flutuação dos resultados e ajustar as curvas de fadiga fez-se uso de modelos matemáticos. Este estudo utiliza como método de análise identificar o número de ciclos no

início da propagação da trinca ( $N_{\text{inicial}}$ ) e no ponto de ruptura ( $N_{\text{ruptura}}$ ) das composições conforme há mudança de comportamento da curva ciclos x deslocamento.

Desta forma, a curva foi dividida em três partes: a primeira, até o ponto de início de propagação da fissura foi ajustada como uma potência do tipo  $y = a \times x^b$ ; a segunda como uma reta do tipo  $y = \alpha \times (x - x_i) + a \times x^b$ , sendo válida entre  $N_{\text{inicial}}$  e  $N_{\text{ruptura}}$  (na Figura 41 identificados como  $x_i$  e  $x_f$ , respectivamente); e após  $N_{\text{ruptura}}$ , a curva foi ajustada novamente na forma de potência pela equação  $y = (\text{deslocamento no último ciclo}) - c \times (\text{último ciclo} - x)^d$ . Considera-se como  $x$  sendo o ciclo e  $y$  o deslocamento. As constantes foram estimadas por meio do método dos mínimos quadrados.

Seguem três exemplos de como foram identificados o número de ciclos para início da propagação das trincas e ruptura, para um mesmo corpo de prova. O método iterativo proposto tem como objetivo variar os valores de  $x_i$  e  $x_f$  até que se encontre o menor erro percentual médio (EPM) possível. O erro é calculado ponto a ponto, de forma que os valores calculados um a um (na Figura 41 representado por Calc, em cinza) se aproximem dos valores experimentais (Exp, em vermelho). Este erro consiste basicamente na diferença percentual entre cada um destes resultados (equação 19) e o EPM é a média de todos eles.

$$\text{erro} = 100 \times \frac{y_{\text{Calc}} - y_{\text{Exp}}}{y_{\text{Exp}}} \quad (18)$$

Onde tem-se o erro em %,  $y_{\text{Calc}}$  corresponde o deslocamento calculado pelos modelos e  $y_{\text{Exp}}$  é o deslocamento durante o ensaio, ambos em mm.

A Figura 41 apresenta a primeira tentativa na qual adotou-se  $x_i$  igual a 800 ciclos e  $x_f$  de 3500, com EPM resultando em 0,84%. Pela relação entre os valores de deslocamento calculado e experimental, percebe-se pelo delineamento dos pontos (em azul na Figura 41) sobre a linha de igualdade indica que os modelos adotados fornecem bons resultados.

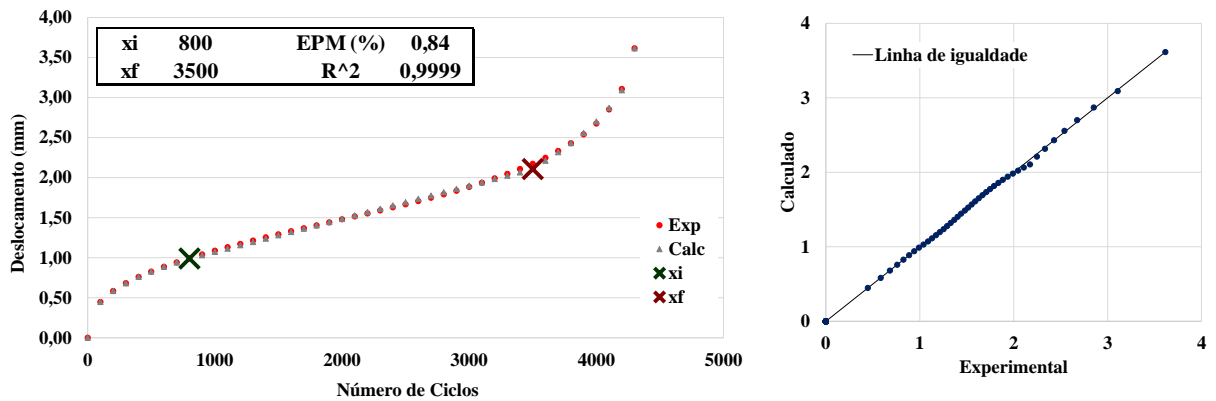


Figura 41 – Método iterativo para determinação de  $x_i$  e  $x_f$ : tentativa 1

Na tentativa 2 (Figura 42), foram adotados outros valores de  $x_i$  e  $x_f$ , agora mais próximos e correspondentes a 1150 e 3250 ciclos, respectivamente. O erro percentual médio passa a ser de 0,61%.

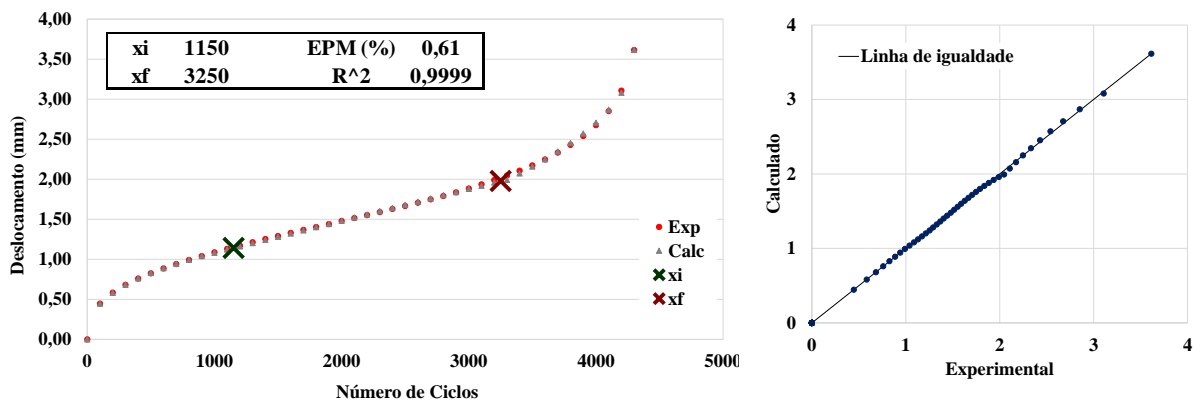


Figura 42 - Método iterativo para determinação de  $x_i$  e  $x_f$ : tentativa 2

Na tentativa 3 (Figura 43), busca-se aproximar ainda mais os valores de  $x_i$  e  $x_f$ . Porém nota-se que há novamente um aumento do EPM, alertando para o fato de que os valores de início da propagação e ruptura já foram encontrados e que quanto mais se tentar aproximá-los maior será o erro.

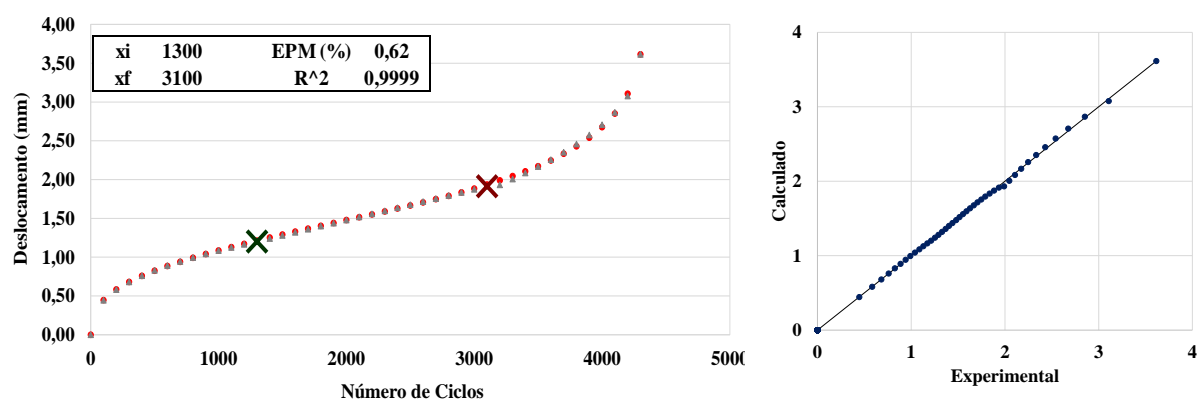


Figura 43 - Método iterativo para determinação de  $x_i$  e  $x_f$ : tentativa 3

Para estas três situações, identificou-se que a tentativa 2 encontrou a melhor solução. Ou seja, para o corpo de prova em questão foram identificados os valores de  $x_i$  e  $x_f$  correspondentes ao menor erro percentual médio. A desvantagem deste método de análise é que não se sabe o valor mínimo que o EPM é capaz de atingir. Portanto, recomenda-se que sejam feitas o máximo de iterações possíveis até que se esgotem as possibilidades das mesmas.

No decorrer deste estudo levantou-se a hipótese de identificar os pontos de princípio de propagação da trinca e ruptura por meio da derivada ponto a ponto no decorrer da curva número de ciclos x deslocamento. Desta forma, seria possível identificar a mudança de comportamento da curva conforme a variação dos pontos passasse a ser contante (onde encontra-se  $N_{inicial}$ ) e quando a mesma deixa de ser constante novamente (em  $N_{ruptura}$ ). Todavia, como optou-se por fazer a coleta de dados de forma espaçada os resultados encontrados por meio deste método poderiam ser mais distantes do real. Isso talvez não ocorresse quando a armazenagem de dados fosse a cada 100 ciclos. No entanto, poderia fazer diferença quando a coleta fosse feita a cada 2000 ciclos, por exemplo. Por esta razão, embora o método por EPM seja mais trabalhoso, tende a dar um resultado mais preciso.

## 4.5.2 Análise de diferentes misturas asfálticas

### 4.5.2.1 Resultados do ensaio SCB estático

Os ensaios de flexão de três pontos foram realizados à 20°C, com taxa de deslocamento do atuador de  $5 \pm 0,2$  mm/min, e redução da carga aplicada a 0,1 kN ou menos como critério para fim do ensaio. Como resposta do procedimento, na Figura 44, Figura 45 e Figura 46 são

apresentadas as curvas carga *versus* deslocamento do atuador para cada um dos corpos de prova submetidos ao ensaio SCB.

Tendo como referência a resistência máxima à progressão do trincamento (calculada pela equação 8), foi realizada a análise estatística em torno de oito amostras ensaiadas por mistura. Calculou-se a média, o desvio padrão, e os corpos de prova que excederam os limites permitidos foram eliminados. Apenas quatro amostras - com resistência mais próxima da média - foram utilizadas. Os resultados de pico de carga ( $P_{m\acute{a}x}$ ), deslocamento do atuador ( $\delta_{m\acute{a}x}$ ) correspondente a ele, e resistência ao trincamento ( $\sigma_{m\acute{a}x}$ ), constam na Tabela 19.

Considera-se que o principal mecanismo que causa a mudança no formato das curvas de uma mistura para outra pode ser atribuído ao tamanho da zona de processo de fratura. O tamanho desta zona, na qual a formação de microtrincas ocorre, é uma característica do material e está relacionada a heterogeneidade na sua microestrutura (tamanho máximo, forma e distribuição dos agregados, propriedades do ligante, dentre outras variáveis). Em geral, o tamanho da zona de processo é correlacionado à fragilidade da composição e fortemente governa o comportamento de fratura. Conforme a zona cresce, a curva se expande, refletindo-se no aumento da energia de fratura (AL-QADI *et al.*, 2015).

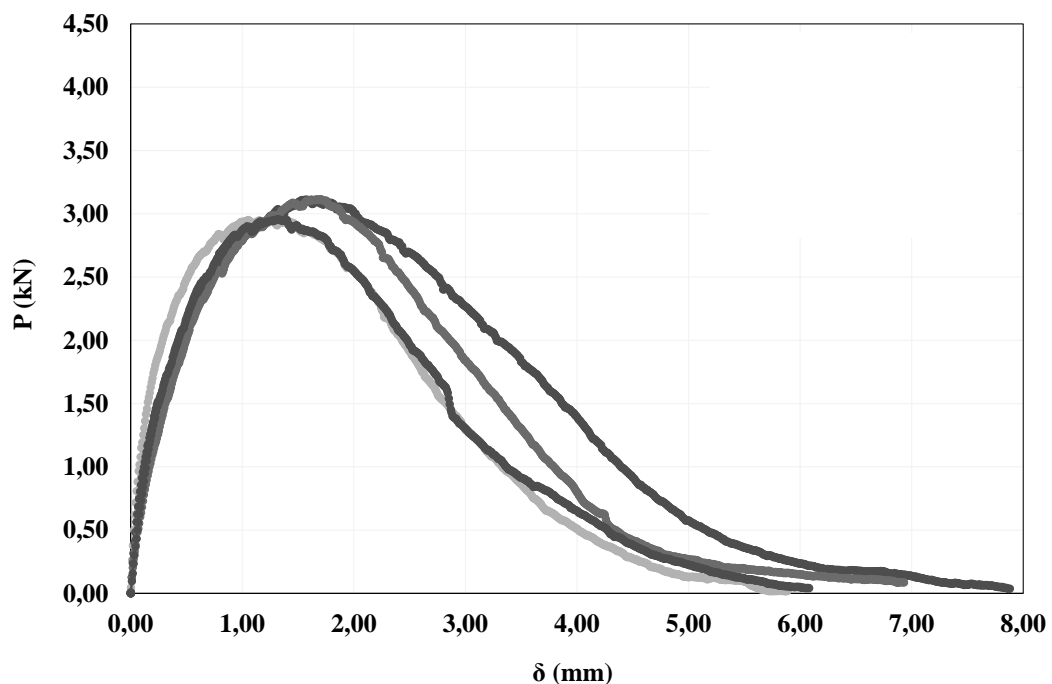


Figura 44 - Curvas carga versus deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (teor 5,3%)

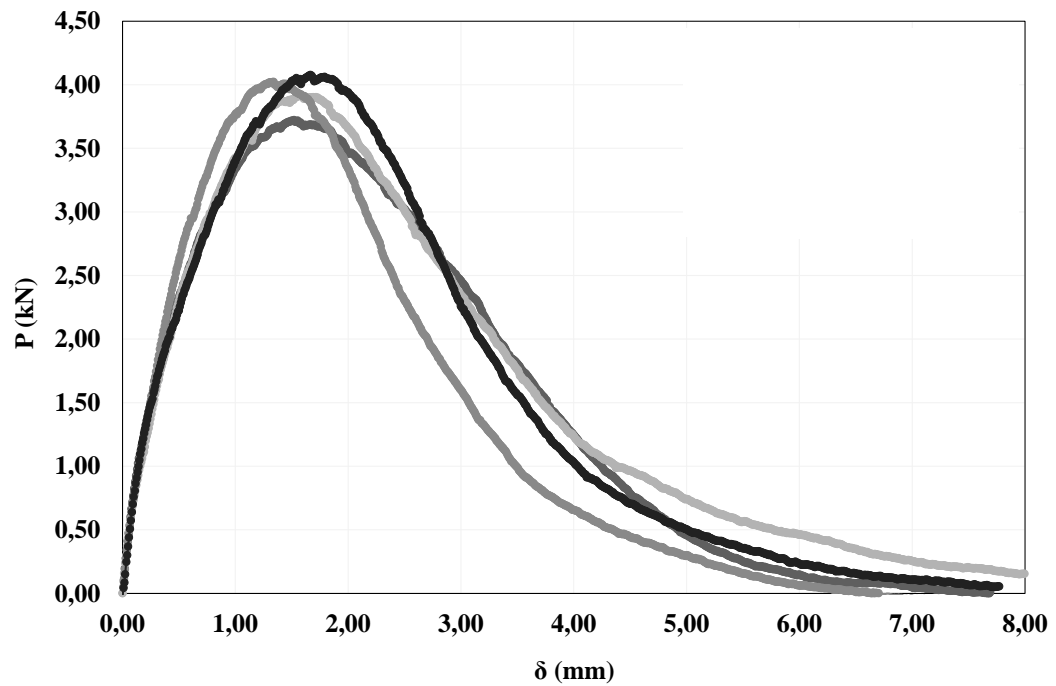


Figura 45 - Curvas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura B (teor 5,6%)

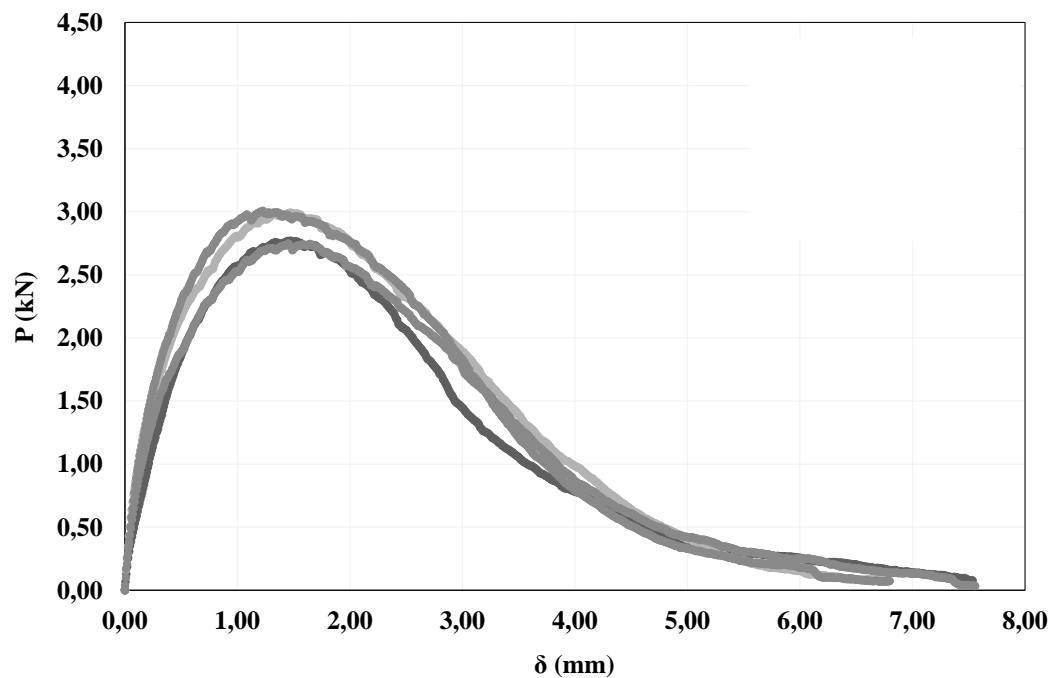


Figura 46 - Curvas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura C (teor 7,2%)

Tabela 19 – Resultados da resistência máxima à propagação do trincamento para as três misturas moldadas no teor de projeto

	A			B			C		
	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	$\sigma_{m\acute{a}x}$ (MPa)
	2,95	1,05	1,70	3,72	1,52	2,17	2,77	1,47	1,53
	3,11	1,58	1,73	3,92	1,57	2,13	2,99	1,48	1,69
	3,12	1,70	1,78	4,02	1,34	2,21	3,01	1,23	1,66
	2,96	1,32	1,70	4,08	1,67	2,19	2,75	1,47	1,47
<b>MÉDIA</b>	<b>3,04</b>	<b>1,41</b>	<b>1,73</b>	<b>3,94</b>	<b>1,53</b>	<b>2,18</b>	<b>2,88</b>	<b>1,41</b>	<b>1,59</b>
<b>DESVPAD</b>	<b>0,08</b>	<b>0,25</b>	<b>0,03</b>	<b>0,14</b>	<b>0,12</b>	<b>0,03</b>	<b>0,12</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>
<b>COV %</b>	<b>3%</b>	<b>17%</b>	<b>2%</b>	<b>3%</b>	<b>8%</b>	<b>1%</b>	<b>4%</b>	<b>7%</b>	<b>6%</b>

Visualmente o formato das curvas da mistura B (Figura 45) atentam para o comportamento mais frágil e rígido desta composição, que anteriormente já havia apresentado módulo de resiliência superior as outras misturas. Percebe-se que as amostras rapidamente atingem o seu pico de carga (3,94 kN em 1,53 mm de deslocamento médio do atuador) e, da mesma forma, descrevem uma queda brusca entre este pico e a ruptura dos CP. Em composições com este tipo de comportamento a localização do dano apresenta-se de forma mais concentrada e a trinca propaga-se de forma mais abrupta entre o instante que o corpo de prova atinge sua capacidade máxima de resistir as solicitações (valor médio de 2,18MPa) e a ruptura.

A mistura C (Figura 46) obteve desempenho inferior no que se refere a resistir ao desenvolvimento do trincamento, sendo capaz de suportar uma tensão máxima média de 1,59 MPa. Diferente das demais, esta possui composição granulométrica enquadrada na faixa *gap-graded*, com quantidade inferior de pó de pedra e teor de projeto de 7,2%. Sabe-se que a resistência ao trincamento é atribuída em grande parte às propriedades do ligante, porém esta possível desproporcionalidade dos componentes na matriz de agregados finos - porção da mistura asfáltica na qual o trincamento ou fratura geralmente ocorre (AL-QADI *et al.*, 2015; VARGAS, 2016) - pode ter influência sobre a redução na sua capacidade de suporte.

O delineamento das curvas do concreto asfáltico C apresenta-se muito próximo ao da mistura A (Figura 44), cuja  $\sigma_{m\acute{a}x}$  atingiu 1,73 MPa. Ambas descrevem um comportamento mais dúctil, com picos de carga menores e caimento suave do trecho pós-pico quando comparadas à composição B.



Na Tabela 20 apresentam-se os resultados de energia de fratura ( $G_f$ ), inclinação da curva pós-pico ( $|m|$ ) e índice de flexibilidade (FI). Observa-se que o coeficiente de variação para os resultados de FI são mais elevados do que aqueles de energia de fratura. Na literatura isso vem sendo considerado esperado, visto que o FI está associado a forma do segmento pós-pico da curva  $P \times \delta$ , enquanto  $G_f$  representa um valor médio derivado da área sob esta curva. Sendo assim, o índice de flexibilidade mostra-se muito mais sensível as mudanças de densidade da amostra, variabilidade do material, do equipamento e do operador.

Tabela 20 – Resultados de energia de fratura, inclinação da curva pós-pico, índice de flexibilidade para as três misturas moldadas no teor de projeto

	A			B			C		
	$G_f$ ( $J/m^2$ )	$ m $	FI	$G_f$ ( $J/m^2$ )	$ m $	FI	$G_f$ ( $J/m^2$ )	$ m $	FI
	3768,01	1,34	28,12	3806,49	1,27	29,97	2627,49	1,25	21,02
	3444,49	0,95	36,26	3896,83	1,40	27,83	3125,51	0,97	32,22
	3011,89	1,18	25,52	3110,76	2,05	15,17	2913,85	1,24	23,50
	2746,33	1,33	20,65	3513,34	1,88	18,69	2721,27	0,97	28,05
<b>MÉDIA</b>	<b>3242,68</b>	<b>1,20</b>	<b>27,64</b>	<b>3581,86</b>	<b>1,65</b>	<b>22,92</b>	<b>2847,03</b>	<b>1,11</b>	<b>26,20</b>
<b>DESVPAD</b>	<b>392,53</b>	<b>0,16</b>	<b>5,65</b>	<b>306,71</b>	<b>0,32</b>	<b>6,16</b>	<b>191,07</b>	<b>0,14</b>	<b>4,29</b>
<b>COV %</b>	<b>12%</b>	<b>13%</b>	<b>21%</b>	<b>8%</b>	<b>20%</b>	<b>26%</b>	<b>7%</b>	<b>12%</b>	<b>17%</b>

Confirmando o que foi constatado apenas analisando visualmente as curvas carga *versus* deslocamento provenientes do ensaio SCB estático, os resultados apresentados na Figura 47 indicam para a maior ductilidade da composição C em relação as outras misturas, cujo  $|m|$  é igual a 1,11 e deslocamento crítico médio corresponde a 4,59 mm. Identifica-se que o percurso das curvas entre o pico de carga e a ruptura apresenta um caminho suave em função do baixo valor de  $|m|$  e – consequentemente - menos veloz. Em outras palavras, esta composição impõe dificuldade à propagação das microtrincas após o pico de carga, fazendo necessário maiores deslocamentos para mobilizá-las.

O concreto asfáltico A demonstrou comportamento intermediário, com  $|m|$  de 1,20 e  $\delta_{\text{crítico}}$  de 4,47 mm. Além disso, mais uma vez a composição B mostrou-se a mais frágil e com maior velocidade de propagação do trincamento, com  $|m|$  de 1,65 e  $\delta_{\text{crítico}}$  igual a 4,34 mm.

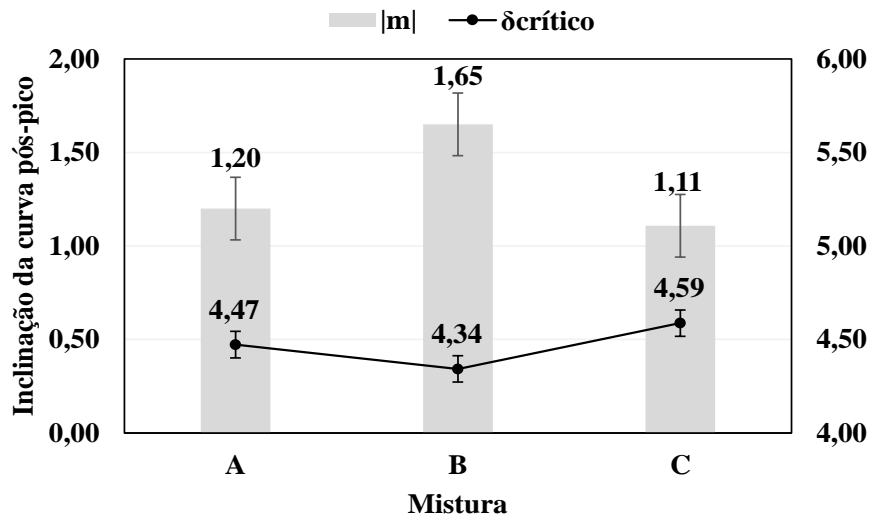


Figura 47 - Comparação entre a inclinação da curva pós-pico das misturas

Por fim, ao longo da revisão bibliográfica discutiu-se sobre a capacidade do FI capturar as mudanças de um concreto asfáltico para outro, em detrimento a utilização de Gr. Na Figura 48, novamente a mistura B mostrou-se menos flexível com FI de 22,92. As composições A e C já haviam apresentado comportamento semelhante por meio de outros parâmetros e mantiveram índice de flexibilidade superior no valor de 27,64 e 26,20, respectivamente.

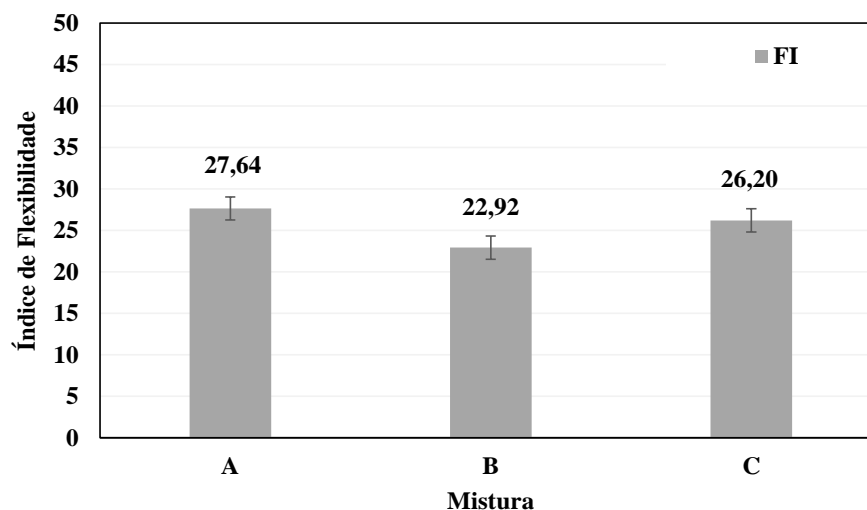


Figura 48 - Relação entre os valores médios de índice de flexibilidade

#### 4.5.2.2 Resultados do ensaio SCB dinâmico

Os ensaios de fadiga em amostra semicircular foram realizados a 20°C, com frequência de 10Hz e modo de carregamento a tensão controlada. O critério para fim de ensaio foi a ruptura,

determinado baseando-se no deslocamento máximo do atuador registrado durante ensaio SCB estático. Foram ensaiadas em torno de cinco amostras por nível de tensão. Estimou-se o número médio de ciclos (para o início do desenvolvimento da trinca a partir do entalhe e também para ruptura) e o desvio padrão. Os corpos de prova que se encontrassem fora dos limites eram descartados. Apenas os três CP com número de ciclos mais próximos da média eram mantidos na análise.

Por meio dos resultados obtidos estimou-se tanto o  $N_{inicial}$  (Figura 49), quanto o  $N_{ruptura}$  (Figura 50), a 20%, 30%, 40% e 50% da  $\sigma_{m\acute{a}x}$ . Utilizou-se nesta pesquisa modelos de regressão do tipo  $N = a \cdot \sigma_t^b$  para que em função da amplitude de tensão o valor de N fosse estimado. Os parâmetros de regressão constam na Tabela 21.

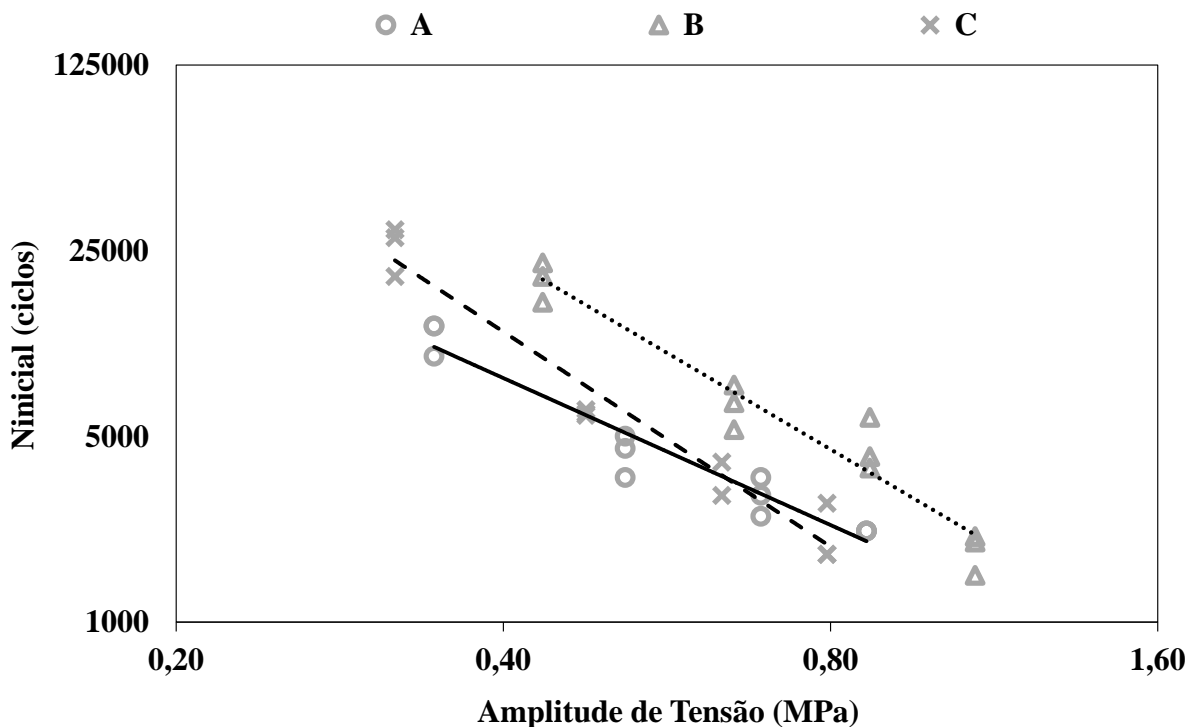


Figura 49 – Curva de fadiga para estimativa do número de ciclos correspondentes ao início da propagação do trincamento ( $N_{inicial}$ )

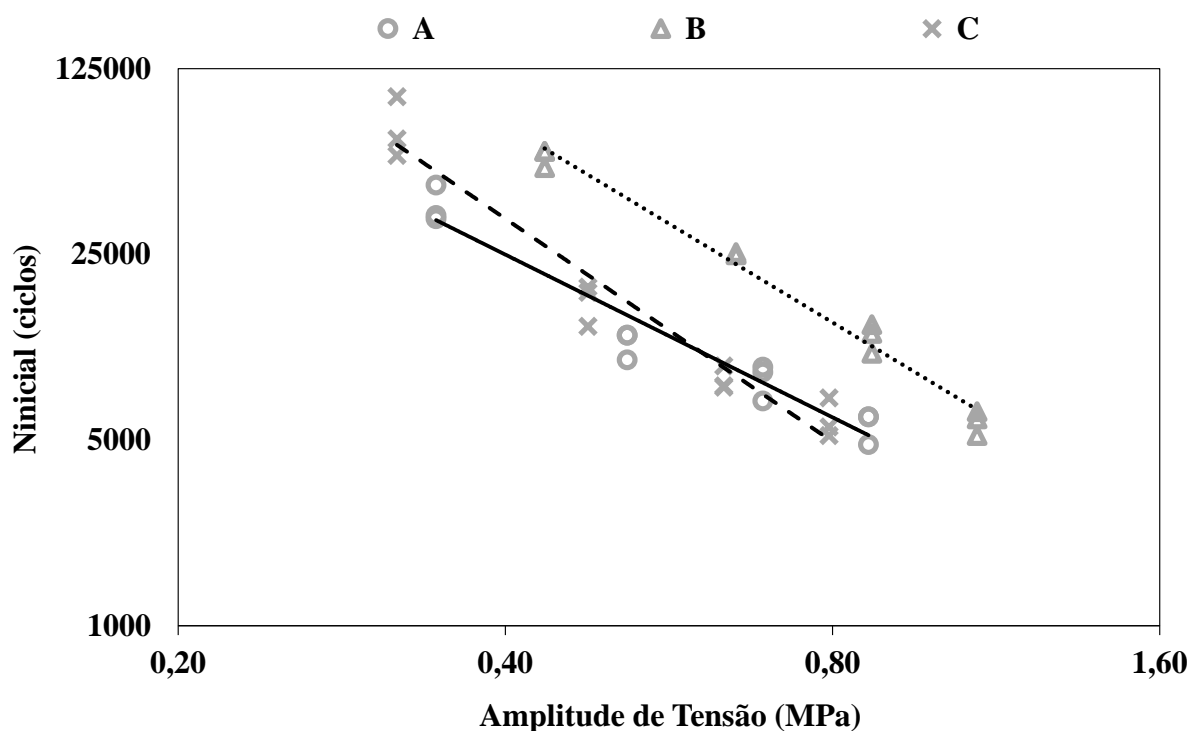


Figura 50 - Curva de fadiga para estimativa do número de ciclos correspondentes à ruptura ( $N_{Ruptura}$ )

Tabela 21 - Parâmetros de regressão obtidos para os modelos de fadiga do tipo  $N = a \cdot \sigma_t^b$

	A		B		C	
	$N_{inicial}$	$N_{ruptura}$	$N_{inicial}$	$N_{ruptura}$	$N_{inicial}$	$N_{ruptura}$
<b>a</b>	1539,4	3865,8	2607,6	7984,6	1055,5	2645,7
<b>b</b>	-1,838	-2,035	-2,415	-2,471	-2,688	-2,789
<b>R<sup>2</sup></b>	0,97	0,96	0,97	0,99	0,98	0,97

O número de ciclos correspondente a ruptura dos pavimentos flexíveis é usualmente o foco da maioria dos estudos de estimativa de vida de fadiga destas estruturas. Porém, neste estudo reconheceu-se importante também expor o início da propagação do trincamento como forma de alerta a necessidade de possível manutenção e/ou reparos na seção, buscando prolongar sua vida útil, em caso hipotético destas misturas serem utilizadas em projetos reais.

Por meio dos gráficos é possível identificar que quando submetidas a mesma amplitude tensão, a composição B apresenta o melhor desempenho frente ao dano por fadiga, tanto no que se

refere ao início de propagação da trinca, quanto no número de ciclos necessário para o rompimento da mistura asfáltica.

Sobre as composições A e C, percebe-se que ao serem solicitadas por baixas amplitudes de tensão (aproximadamente entre 0,35 e 0,65 MPa), a composição C revela-se capaz de retardar o desenvolvimento do trincamento, assim como da ruptura, o que acaba se invertendo quando as tensões aplicadas passam a ser maiores (a partir de 0,65 MPa).

### 4.5.3 Análise da influência do teor de ligante asfáltico para uma mesma mistura

#### 4.5.3.1 Resultados do ensaio SCB estático

A Figura 51 e Figura 52 apresentam as curvas do ensaio SCB estático para a mistura A no teor de projeto (TP) e com 0,5% a mais de ligante (TP+0,5%), respectivamente. Os resultados de pico de carga, deslocamento do atuador correspondente a ele e resistência máxima à propagação da trinca a partir do entalhe, constam na Tabela 22.

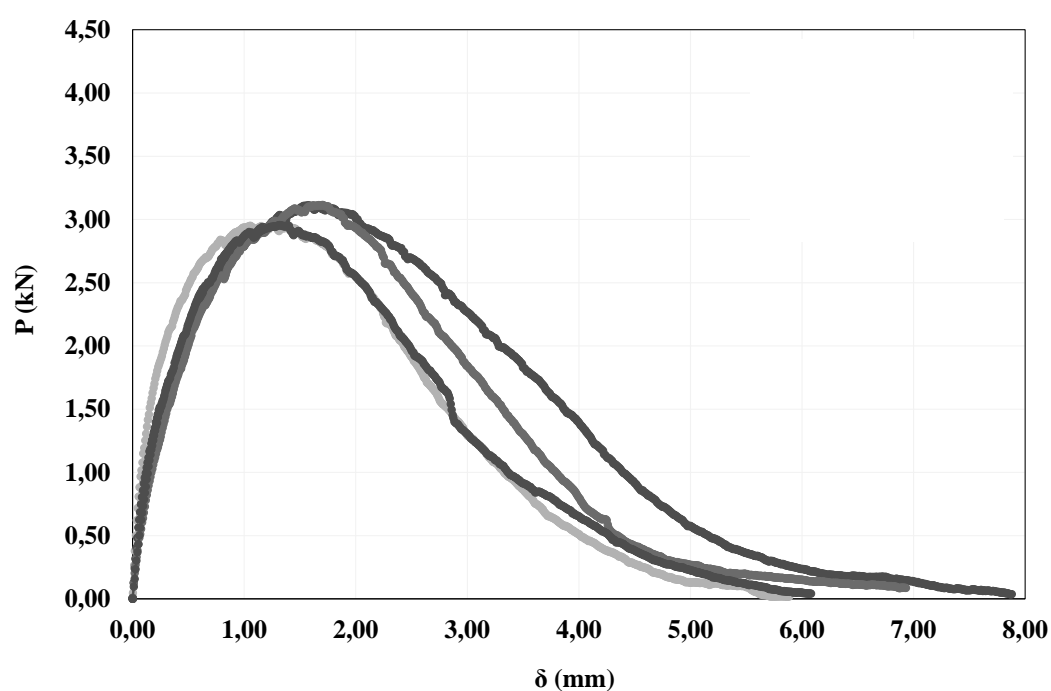


Figura 51 - Curvas carga *versus* deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (TP)

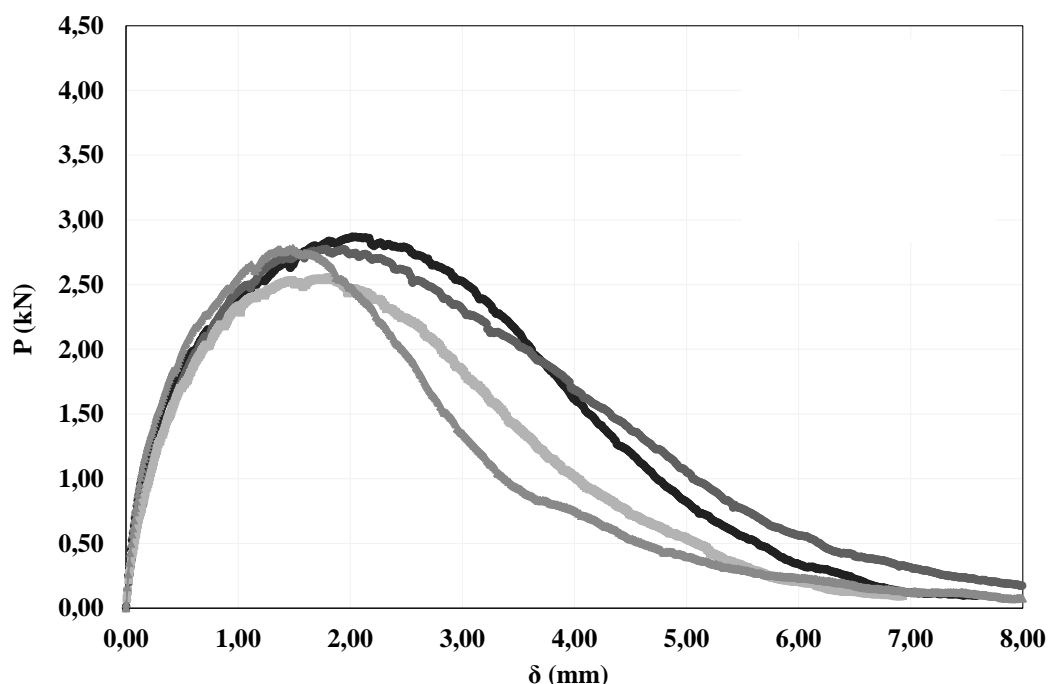


Figura 52 - Curvas carga versus deslocamento obtidas pelo ensaio SCB para a mistura A (TP+0,5%)

Tabela 22 - Resultados da resistência máxima à propagação do trincamento para a mistura no teor de projeto e com 0,5% somado ao teor ótimo

	TP			TP+0,5%		
	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)	$P_{\text{máx}}$ (kN)	$\delta_{\text{máx}}$ (mm)	$\sigma_{\text{máx}}$ (MPa)
	2,95	1,05	1,70	2,78	1,49	1,43
	3,11	1,58	1,73	2,87	2,02	1,52
	3,12	1,70	1,78	2,78	1,78	1,54
	2,96	1,32	1,70	2,56	1,81	1,39
<b>MÉDIA</b>	<b>3,04</b>	<b>1,41</b>	<b>1,73</b>	<b>2,75</b>	<b>1,78</b>	<b>1,47</b>
<b>DESVPAD</b>	<b>0,08</b>	<b>0,25</b>	<b>0,03</b>	<b>0,11</b>	<b>0,19</b>	<b>0,06</b>
<b>COV %</b>	<b>3%</b>	<b>17%</b>	<b>2%</b>	<b>4%</b>	<b>11%</b>	<b>4%</b>

Embora a mistura com maior teor de asfalto apresente menor resistência média ao trincamento (1,47 MPa), evidencia-se que para cada um dos CP atinja o seu pico de carga é necessário maior deslocamento. Ou seja, a composição com TP+0,5% mostrou-se mais flexível quando comparada àquela no teor de projeto, pois é necessário um maior deslocamento do atuador (1,78 mm contra 1,41 mm da composição no teor ótimo) até que se alcance sua resistência máxima.

A Tabela 23 apresenta os resultados de energia de fratura e inclinação da curva pós-pico necessários para cálculo do índice de flexibilidade.

Tabela 23 – Resultados de energia de fratura, inclinação da curva pós-pico, índice de flexibilidade para a mistura no teor de projeto e com 0,5% somado ao teor ótimo

	TP			TP+0,5%		
	Gf (J/m <sup>2</sup> )	m	FI	Gf (J/m <sup>2</sup> )	m	FI
	3768,01	1,34	28,12	3556,98	0,98	36,30
	3444,49	0,95	36,26	2459,40	1,28	19,21
	3011,89	1,18	25,52	2682,79	0,91	29,48
	2746,33	1,33	20,65	3702,67	0,68	54,45
<b>MÉDIA</b>	<b>3242,68</b>	<b>1,20</b>	<b>27,64</b>	<b>3100,46</b>	<b>0,96</b>	<b>34,86</b>
<b>DESVPAD</b>	<b>392,53</b>	<b>0,16</b>	<b>5,65</b>	<b>537,70</b>	<b>0,21</b>	<b>12,84</b>
<b>COV %</b>	<b>12%</b>	<b>13%</b>	<b>21%</b>	<b>17%</b>	<b>23%</b>	<b>39%</b>

Ilustrando os valores de inclinação da curva pós-pico e deslocamento crítico apresentados na Tabela 23, a Figura 53 demonstra que a propagação do trincamento se dá de forma muito mais rápida na mistura A no teor de projeto, visto |m| igual a 1,20, resultando em um deslocamento crítico menor (4,47 mm). Por outro lado, quando adicionado mais 0,5% de asfalto, o percurso entre a resistência máxima e a ruptura dá-se de forma mais lenta e dúctil, com |m| igual a 0,96. Consequentemente, resultando em deslocamento crítico maior (5,30 mm).

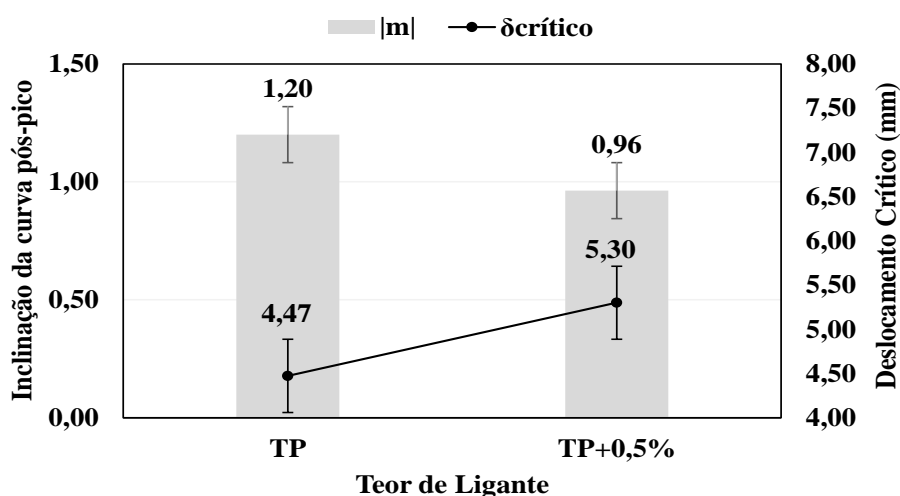


Figura 53 - Relação entre os valores médios de inclinação da curva pós-pico e deslocamento crítico

Por fim, conclui-se que a adição de 0,5% a mais de ligante asfáltico resultou em um aumento de 26% do índice de flexibilidade – quando comparado ao FI no teor de projeto (27,64) - resultando no valor de 34,86 (Figura 54).

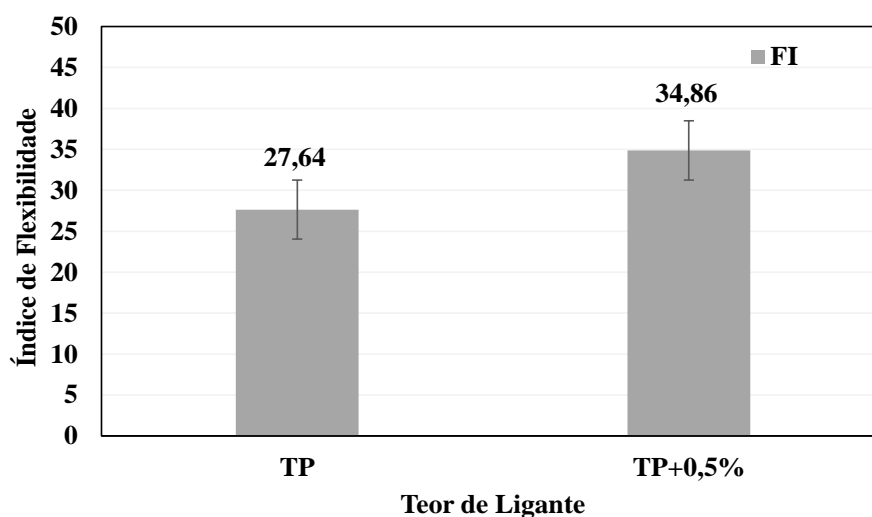


Figura 54 - Relação entre os valores médios de índice de flexibilidade

#### 4.5.3.2 Resultados do ensaio SCB dinâmico

A Figura 55 e Figura 56 apresentam os resultados do ensaio dinâmico para amostras com diferente teor de ligante. Na Tabela 24 constam, da mesma forma como avaliado no item 4.5.2.2, os parâmetros de regressão correspondentes ao modelo  $N = a \cdot \sigma_t^b$ , subdivididos entre o número de ciclos para início da propagação da trinca ( $N_{inicial}$ ) e o número de ciclos necessários para ruptura ( $N_{ruptura}$ ).

Por meio dos valores obtidos durante os ensaios com aplicação de carga cíclica identificou-se que tanto no que se refere ao início do desenvolvimento da trinca, como no número de ciclos necessários ao rompimento por fadiga, a mistura no teor de projeto demonstrou ter desempenho superior.



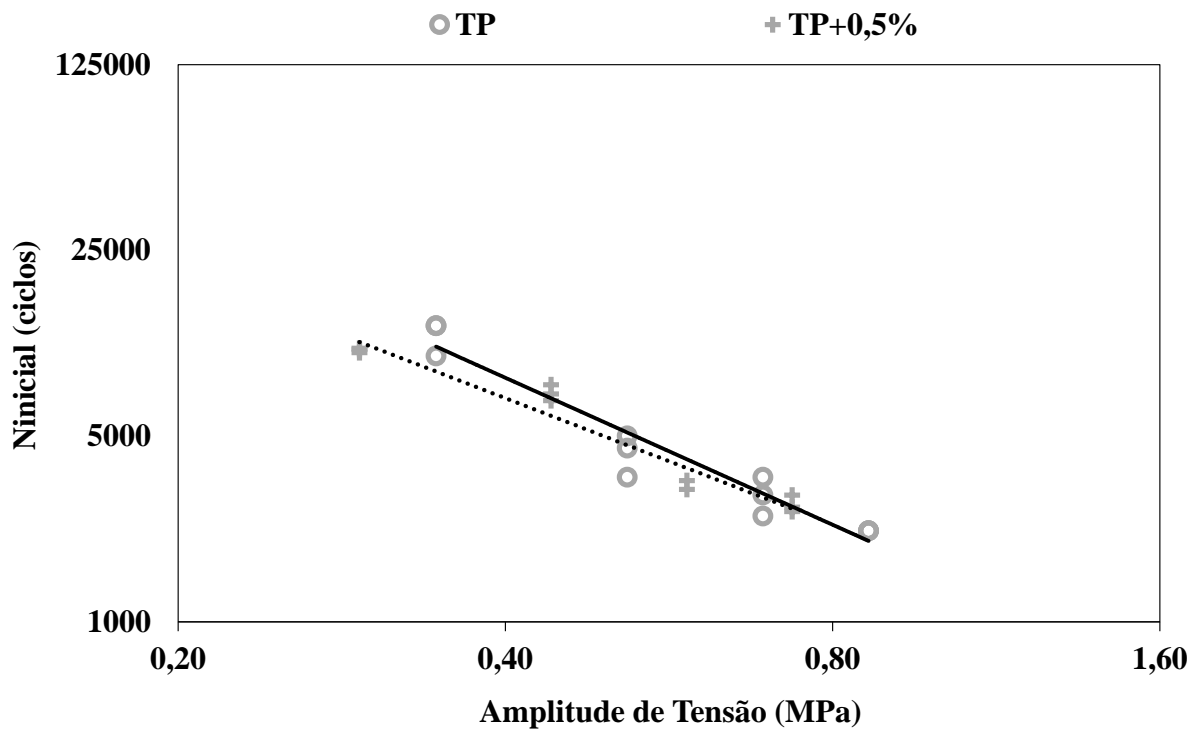


Figura 55 - Curva de fadiga para estimativa de início da propagação do trincamento ( $N_{Inicial}$ ) para misturas com diferentes teores de ligante

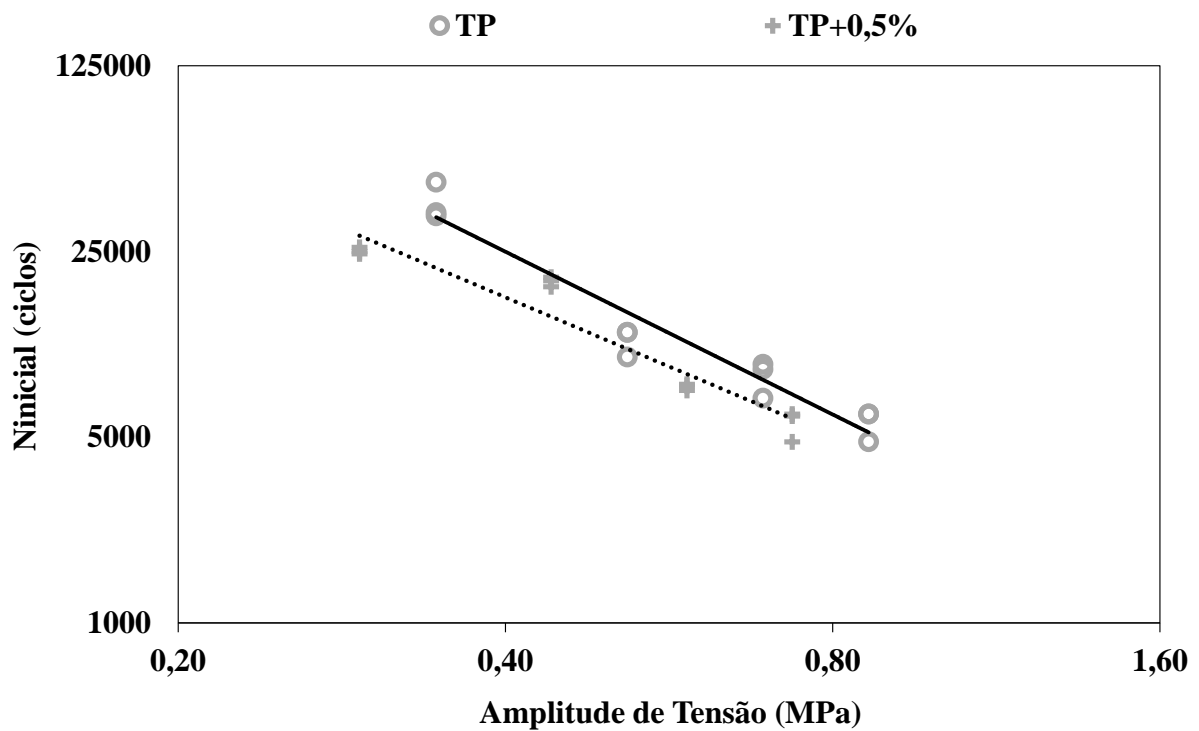


Figura 56 - Curva de fadiga para estimativa de vida de fadiga ( $N_{Ruptura}$ ) para misturas com diferentes teores de ligante

Tabela 24 - Parâmetros de regressão obtidos para os modelos de fadiga do tipo  $N = a \cdot \sigma_t^b$

	TP		TP+0,5%	
	$N_{inicial}$	$N_{ruptura}$	$N_{inicial}$	$N_{ruptura}$
<b>a</b>	1539,4	3865,8	1639,4	3443,3
<b>b</b>	-1,838	-2,035	1,576	-1,73
<b>R<sup>2</sup></b>	0,97	0,96	0,94	0,93

No entanto, ao estimar o deslocamento médio do atuador correspondente aos ciclos para trincamento inicial e rompimento (Figura 57 e Figura 58), em cada nível de tensão, identificou-se que seria necessária uma mobilização maior do êmbolo para romper os CP com mais ligante, embora estes apresentassem menor quantidade de ciclos necessárias para o início da propagação da trinca e ruptura. Ou seja, ao encontro do identificado pelos resultados de índice de flexibilidade, esta composição apresenta-se mais flexível quando comparada aquela no teor de projeto, pois mostrou-se capaz de resistir a maiores deslocamentos verticais.

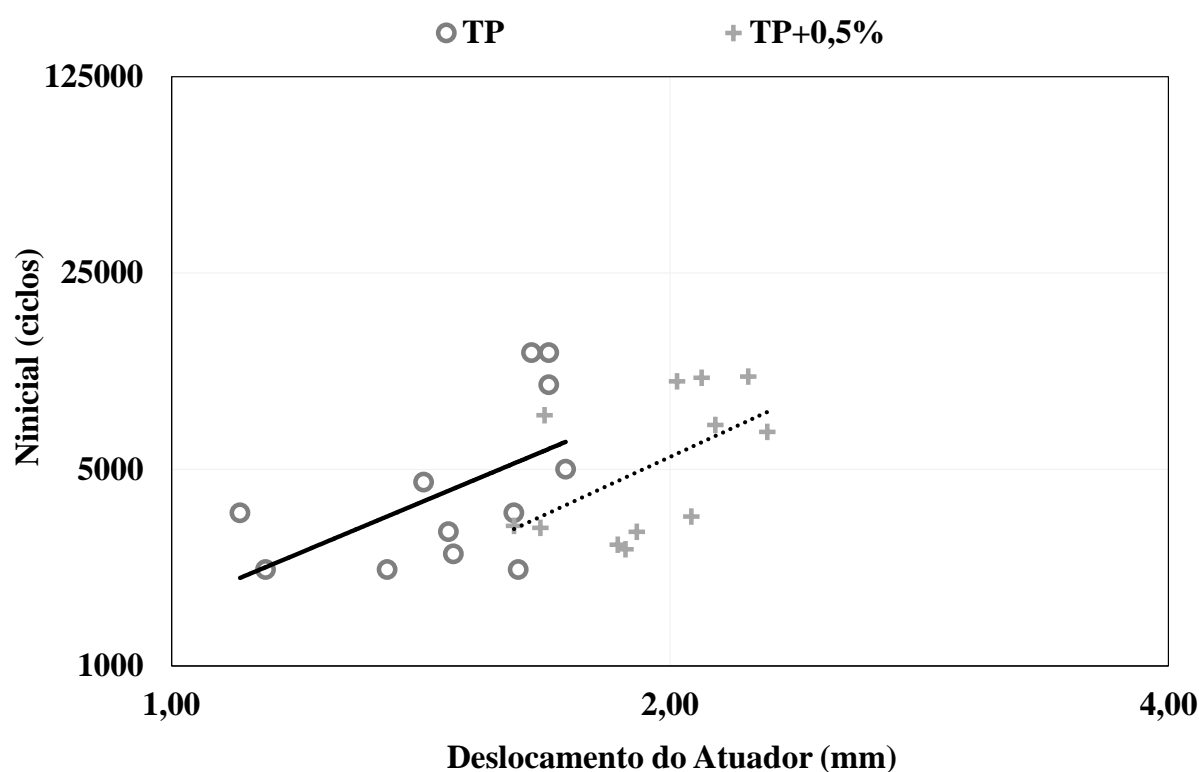
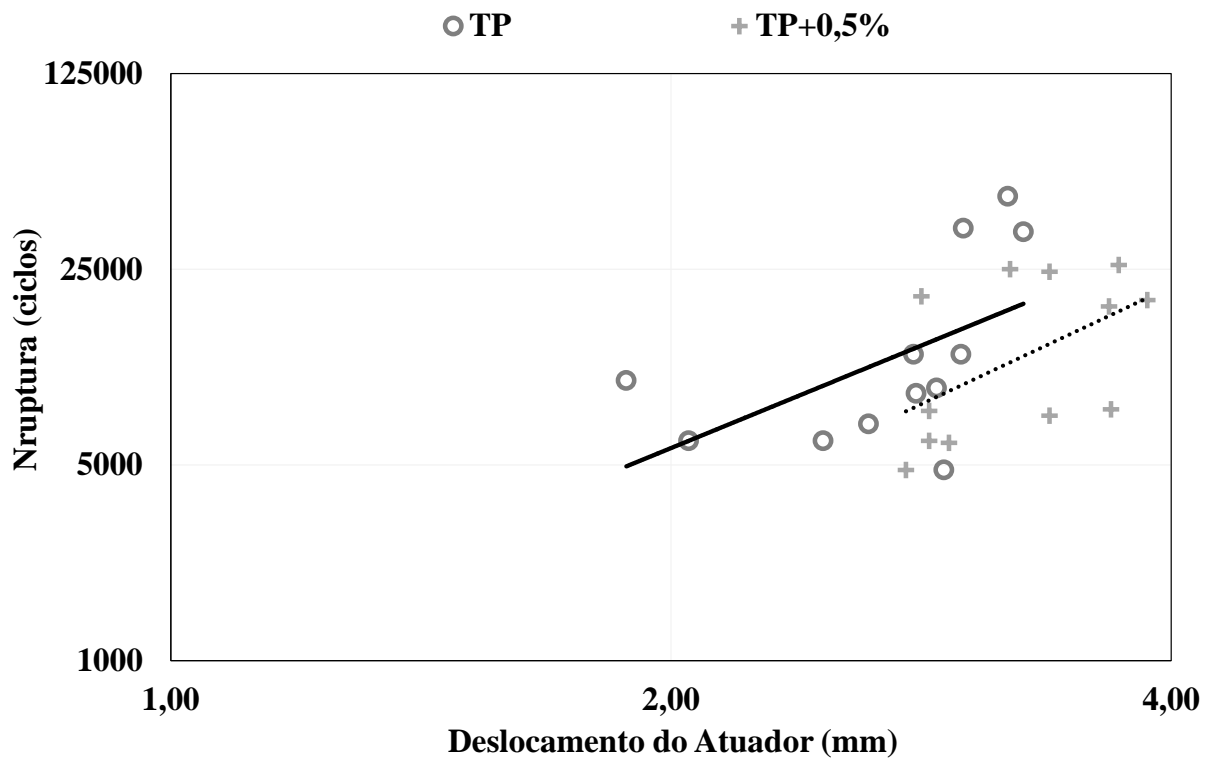


Figura 57 - Deslocamento necessário para o início do trincamento



## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo constam as conclusões da pesquisa, obtidas por meio dos resultados dos ensaios laboratoriais discutidos no capítulo 4. Ainda são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros, a fim de que se tenha continuidade do tema abordado até então.

### 5.1 Conclusões

Nesta pesquisa - por meio da utilização do procedimento SCB na forma estática e dinâmica - foi inicialmente avaliada a resistência à propagação do trincamento e estimativa de vida de fadiga de três misturas asfálticas distintas (denominadas misturas A, B e C). Além disso, buscou-se analisar na composição A a influência do teor de ligante asfáltico, tanto no teor de projeto quanto com 0,5% a mais do produto adicionado à composição.

À luz dos resultados apresentados no decorrer deste trabalho tornou-se possível concluir que:

- As curvas carga (P) *versus* deslocamento ( $\delta$ ) da mistura B ilustram o comportamento mais frágil e rígido desta composição com relação às outras misturas investigadas, pois as amostras rapidamente atingem o seu pico de carga e da mesma forma, descrevem uma queda brusca entre este pico e a ruptura dos CP. Sua resistência média máxima ao trincamento foi de 2,18MPa, apresentando-se superior as outras composições;
- A mistura C apresentou desempenho inferior no que se refere a sua resistência ao desenvolvimento das trincas, com  $\sigma_{m\acute{a}x}$  média de 1,59MPa. O fato de sua composição granulométrica estar enquadrada na faixa *gap-graded*, com quantidade reduzida de pó de pedra e teor de ligante elevado pode ter tido influência sobre a redução na capacidade de suporte da matriz de agregados finos frente ao trincamento;
- Quando comparado à mistura B, o delineamento das curvas do concreto asfáltico A (cuja  $\sigma_{m\acute{a}x}$  resultou em 1,73MPa) indicou um comportamento mais dúctil, com picos de carga menores e queda suave do trecho pós-pico, semelhante à mistura C;

- Ao analisar numericamente os valores correspondentes à inclinação da curva pós-pico ( $|m|$ ) e deslocamento crítico ( $\delta_{\text{crítico}}$ ), constatou-se maior ductilidade da composição C, cujo  $|m|$  resultou em 1,11 e  $\delta_{\text{crítico}}$  de 4,59mm. Como reflexo da baixa inclinação da curva a partir do ponto de inflexão, a velocidade de propagação do trincamento é menor, fazendo com que sejam necessários maiores deslocamentos para mobilizá-la;
- O valor de  $|m|$  confirmou o que visualmente as curvas carga *versus* deslocamento da mistura B já ilustravam, demonstrando menor flexibilidade e maior velocidade de propagação das microtrincas (valores médios de  $|m|$  e  $\delta_{\text{crítico}}$  iguais a 1,65 e 4,34, respectivamente). Já a mistura A apresentou comportamento intermediário, com  $|m|$  de 1,20 e  $\delta_{\text{crítico}}$  4,47mm;
- O índice de flexibilidade de 22,92 aponta para maior rigidez da mistura B. As composições A (FI 27,64) e C (FI 26,20) já haviam apresentado comportamento semelhante por meio de outros parâmetros e mantiveram-se mais flexíveis;
- Por se tratarem de misturas completamente distintas com características peculiares (teor e tipo de ligante, composição granulométrica, dentre outros parâmetros) torna-se difícil estabelecer uma comparação direta entre elas;
- A estimativa da vida de fadiga destas três misturas identificou que aquela a B apresentou melhor desempenho, tanto no que se refere ao início de propagação do trincamento, quanto no número de ciclos necessário para o rompimento das amostras;
- Ao serem solicitadas sob baixas amplitudes de tensão, a composição C mostrou-se mais eficiente em retardar o desenvolvimento do trincamento, assim como da ruptura, quando comparada ao concreto asfáltico A. Porém, este comportamento se inverte quando as tensões aplicadas aproximam-se de 0,65 MPa;
- Sobre a análise da influência do teor de ligante, há necessidade de maiores deslocamentos (1,78 mm) para que se atinja o pico de carga (2,75kN) nas composições com 0,5% a mais de ligante, que demonstrou maior ductilidade, embora apresente menor resistência ao trincamento (1,47 MPa). No teor de projeto, para que se alcançasse a carga máxima de 3,04kN ( $\sigma_{\text{máx}}$  1,73MPa) foi necessário mobilizar um deslocamento médio de 1,41 mm;

- Ao analisar a alteração de apenas um fator na mistura – neste caso, o teor de ligante – não só a inclinação do trecho pós-pico, mas também o deslocamento crítico mostrou-se eficaz em capturar a mudança no comportamento da mistura. Aquela com maior teor de ligante apresentou maior ductilidade com  $|m|$  de 0,96 e  $\delta_{\text{crítico}}$  5,30mm, enquanto a no teor de projeto obteve 1,26 e 4,47, respectivamente;
- O FI indicou a maior flexibilidade da composição com TP+0,5% no valor de 34,86, contra 27,64 daquela no teor ótimo;
- Por meio do ensaio dinâmico identificou-se que tanto no que se refere ao início do desenvolvimento da trinca, quanto no número de ciclos necessários ao rompimento por fadiga, a mistura no teor de projeto demonstrou ter desempenho superior. Porém, foi necessário maior deslocamento vertical (medido a partir do atuador) para iniciar a propagação das trincas e romper os CP com mais ligante, possibilitando constatar que esta composição apresenta-se mais flexível;
- Nessa pesquisa procurou-se investigar a proposta da camada *rich-bottom*, focando apenas na influência do aumento de 0,5% de ligante ao teor de projeto no que diz respeito à resistência ao trincamento, bem como princípio do desenvolvimento do trincamento a partir do entalhe e estimativa de vida de fadiga. Alerta-se para a necessidade de maiores estudos em torno do assunto.

## 5.2 Sugestões para trabalhos futuros

Visando dar continuidade ao estudo realizado nesta pesquisa sugere-se:

- A realização da análise do dano a partir do domínio viscoelástico para uma avaliação mais acurada do processo de degradação envolvido no ensaio;
- Fazer uso do DIC (Digital Image Correlation) para que se possa medir deslocamentos, tensões e deformações, e assim obter mais propriedades de fratura das misturas;
- Considerar os efeitos do healing durante o procedimento SCB dinâmico;
- Executar ensaios de fadiga validados sobre as misturas analisadas neste estudo a fim de verificar os resultados obtidos por meio do ensaio SCB.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABOJARADEH, M. **Development of fatigue failure criterion for hot-mix asphalt based on dissipated energy and stiffness ratio.** Jordan Journal of Civil Engineering, 2013.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS. **Cimentos asfálticos de petróleo.** Resolução nº 19 de 11 de julho de 2005 – Regulamento Técnico ANP nº 03/2005.

\_\_\_\_\_. **Cimentos asfálticos de petróleo modificados por borracha moída de pneus, tipo terminal blend.** Resolução nº 39 de 24 de dezembro de 2008 – Regulamento Técnico ANP nº 05/2008.

\_\_\_\_\_. **Cimentos asfálticos de petróleo modificados por polímero elastomérico.** Resolução nº 32 de 21 de setembro de 2010 – Regulamento Técnico ANP nº 04/2010.

AL-QADI, I.; OZER, H.; LAMBROS, J.; EL KHATIB, A.; SINGHVI, P.; KHAN, T.; RIVERA, J.; DOLL, B. **Testing Protocols to Ensure Performance of High Asphalt Binder Replacement Mixes Using RAP and RAS.** Illinois Center for Transportation. Research Report, No. FHWA-ICT-15-017, 2015.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M 323:** Standard specification for Superpave Volumetric Mix Design. Washington, DC, 2013.

\_\_\_\_\_. **AASHTO T 19:** Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate. Washington, DC, 2004.

\_\_\_\_\_. **AASHTO TP 105:** Standard Method of Test for Determining the Fracture Energy of Asphalt Mixtures Using the Semi-Circular Bend Geometry (SCB), Washington, DC, 2013.

\_\_\_\_\_. **AASHTO TP 124:** Determining the Fracture Potential of Asphalt Mixtures Using Semicircular Bend Geometry at Intermediate Temperature. Washington, DC, 2016.

\_\_\_\_\_. **AASHTO T 283:** Standard method of test for resistance of compacted asphalt mixtures to moisture-induced damage. Test Standard Specifications for Transportation Materials and Methods of Sampling and Testing. Washington, DC, 2011.

ARABANI, M.; FERDOWSKI, B. **Evaluating the semi-circular bending test for HMA mixtures.** IJE Transactions A: Basics, Vol, 22, No. 1, p. 47-58, 2009.

ARAGÃO, F. T. S. & KIM, Y. **Mode I Fracture Characterization of Bituminous Paving Mixtures at Intermediate Service Temperatures.** Experimental Mechanics, Vol. 52 (9), 2012, pp. 1423-1434.

ARAGÃO, F.T.S., HARTMANN, D.A., KIM, Y.R., MOTTA, L.M.G., AFTJAVAHERIAN, M. **A numerical-experimental approach to characterize fracture properties of asphalt mixtures at low in-service temperatures.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 2447, Washington, D.C. pp. 42-50, 2014.

ASPHALT INSTITUTE. **Superpave Mix Design.** Superpave series n.2. 3th ed. Lexington, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6576:** Materiais Asfálticos - Determinação da Penetração. Rio de Janeiro, 2007.

\_\_\_\_\_. **NBR 6560:** Materiais Betuminosos - Determinação do Ponto de Amolecimento - Método do Anel e Bola. Rio de Janeiro, 2008.

\_\_\_\_\_. **NBR 15184:** Materiais Betuminosos - Determinação da Viscosidade em Temperaturas Elevadas Usando um Viscosímetro Rotacional. Rio de Janeiro, 2004.

\_\_\_\_\_. **NBR 16018:** Misturas asfálticas – Determinação da rigidez por compressão diametral sob carga repetida. Rio de Janeiro, 2011.

\_\_\_\_\_. **NBR 15619:** Misturas asfálticas – Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 15087:** Misturas Asfálticas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 6296:** Produtos betuminosos semi-sólidos – Determinação da massa específica e densidade relativa. Rio de Janeiro, 2012.

\_\_\_\_\_. **NBR 15573:** Misturas Asfálticas – Determinação da Densidade Aparente e da Massa Específica Aparente de Corpos de Prova Compactados. Rio de Janeiro, 2012.

AYATOLLAHI, M.R.; ALIHA, M.R.M.; HASSANI, M.M. **Mixed mode brittle fracture in PMMA – An experimental study using SCB specimens.** Materials Science and Engineering, A 417, p. 348-356, 2006.

AYATOLLAHI, M.R.; PIRMOHAMMAD, S. **Experimental determination of mode II fracture resistance in asphalt concretes.** 13<sup>th</sup> International Conference on Fracture, Beijing, China, 2013.

BALBO, J.T. **Fatos, Mitos e Falácias sobre os Modelos Experimentais de Fadiga.** In: Reunião Anual de Pavimentação, 32., 2000, Brasília. Anais... Brasília: ABPV, 2000. p. 391-404.



BASTOS, G.A. **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Reforçadas com Geogrelhas para Pavimentos Flexíveis**. Dissertação de Mestrado. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2010.

BEHNAHANI, H.; ALIHA, M.A.; HASSAN, F.; MOHAMMAD, H.R. **Effect of Characteristic Specifications on Fracture Toughness of Asphalt Concrete Materials**. 13<sup>th</sup> International Conference on Fracture, Beijing, China, 2013.

BERNUCCI, L.; MOTTA, L. M. G; CERATTI, J. A. P; SOARES, J. B. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. 2<sup>a</sup> ed., Rio de Janeiro: PETROBRAS E ABEDA, 2008.

BIRGISSON, B.; MONTEPARA, A.; ROMEO, E.; ROQUE, R.; RONCELLA, R.; TEBALDI, G. **Determination of Fundamental Tensile Failure Limits of Mixtures**. Journal of the Association of Asphalt Pavement Technologies, Vol 76, 303-344, 2007.

BRITO, L.A.T.; CERATTI, J.A.P.; VICTORINO, D.R. **Indicadores do desempenho de misturas asfálticas determinados através do ensaio de compressão diametral**. Transportes, v. XVI, n. 1, p. 36-44, 2008.

CARPENTER, S.H.; S. SHEN. **Fatigue Characteristics of Rich Bottom Bases (RBB) for Structural Design of Perpetual Pavements**. International Conference on Perpetual Pavements. Ohio University, Columbus, 2006.

CERATTI, J.A.P; REIS, R.M.M. **Manual de Dosagem de Concreto Asfáltico**. Ed. Oficina de Textos, p. 152, 2011.

COLPO, G.B. **Análise de Fadiga de Misturas Asfálticas Através do Ensaio de Flexão em Viga Quatro Pontos**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2014.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de rodovias 2016: relatório gerencial**. CNT: SEST: SENAT. Brasília, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 89: Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio**. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 35: Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 81: Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo**. Rio de Janeiro, 1998.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 86: Agregados – Determinação do Índice de Forma**. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 78:** Agregado Graúdo – Adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 1994.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 84:** Agregados Miúdo – Determinação da Densidade Real. Rio de Janeiro, 1995.

\_\_\_\_\_. **DNER-ME 54:** Equivalente de Areia. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT-ME 136:** Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-ME 135:** Pavimentação asfáltica – misturas asfálticas – determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 2010.

\_\_\_\_\_. **DNIT-TER 005:** Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 2003.

\_\_\_\_\_. **DNIT 031:** Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2006.

\_\_\_\_\_. **DNIT 112:** Pavimentos Flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto-borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2009.

DI BENEDETTO, H.; DE LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. **Fatigue of Bituminous Mixtures.** Materials and Structures, v. 37, p. 202-216, apr. 2004.

EFFTING, C. **Mecânica da fratura aplicada aos materiais dúteis e frágeis.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade do Estado de Santa Catarina, 2004.

ELSEIFI, M. A.; MOHAMMAD, L.; COOPER, S. **Modeling and evaluation of the cracking resistance of asphalt mixtures using semi-circular bending test at intermediate temperatures.** Road and materials and pavement design, 10.1080/14680629.2012.657035, p. 124-139, 2012.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **EN 12697-44:** Bituminous Mixtures – Test Methods for Hot Mix Asphalt Part 44: Crack Propagation by Semi-Circular Bending Test, Brussels, Belgium, 2010.

FREIRE, R. A.; BRANCO, V. T. F. C.; VASCONCELOS, K. L. **Avaliação da resistência ao trincamento de misturas asfálticas compostas por agregados miúdos com diferentes tamanhos máximos nominais.** Transportes, v. 22, n. 3, 2014, p. 117-127.

FONTES, L.; TRICHÊS, G.; PEREIRA, P.; PAIS, J.; **Consideração da propagação de trincas em camadas de reforço com misturas com asfalto-borracha.** IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Fortaleza/CE, 2009.

GAO, L.; LING, C. **Evaluation of fatigue behavior in cold recycled mixture using digital image correlation method.** Construction and Building Materials 102, p. 393-402, 2016.

HUANG, Y. H. **Pavement Analysis and Design.** 2a edição, 1993.

HAJJ, E. Y.; ULLOA, A.; SEBAALY, P. E.; BAZY, G. **Impact of Rich-Bottom Design in Asphalt Pavements.** In: International Journal of Pavement Research and Technology, Vol. 4, No 6, p; 313-323, 2011.

HUANG, B.; SHU, X. **Using notched semi circular bending fatigue test to characterize fracture resistance of asphalt mixtures.** In: Engineering and fracture mechanics 109, p. 78-88, 2013.

IM, S.; BAN, H.; KIM, Y. **Characterization of mode-I and mode-II fracture properties of fine aggregate matrix using a semicircular specimen geometry.** Construction and Building Materials, 52, p. 413-421, 2014.

LI, X.-J.; MARASTEANU, M.O. **Using the Semi Circular Bending Test to Evaluate Low Temperature Fracture Resistance for Asphalt Concrete.** Experimental Mechanics, 50, p. 867-876, 2010

LIM, I.L.; JOHNSTON, S.K.; CHOI, S.K. **Stress intensity factors for semi-circular specimens under three-point bending.** Engineering and Fracture Mechanics, Vol. 44, No. 3, p. 363-382, 1993.

LOUREIRO, T. G. **Estudo da Evolução do Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2003.

LU, D.X.; SALEH, M. **Investigation of applicability of the semi-circular bending teste for 100mm diameter asphalt concrete specimens.** Transportation Research Board annual meeting, 2017.

MAHER, M. L. J., and UZAROWSKI, L. **From Theory to Practice: Rich Bottom Layer Design.** 11th International Conference on Asphalt Pavements, International Society for Asphalt Pavements, 2010.

MEDINA, J.; MOTTA, L. G. **Mecânica dos Pavimentos.** 2. ed. Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2005. 574 p.

MOLENAAR, A.A.A.; SCARPAS, A.; LIU, X.; ERKENS, S.M.J.G. **Semi-circular bending test; Simple but useful.** Journal of Association of Asphalt Paving Technologies, Vol. 71, 2002.

MONTESTRUQUE, G.; VASCONCELOS, K.L.; BERNUCCI, L.L.B. **Ensaio de flexão em amostra semi-circular com fenda e análise de imagens para caracterização da resistência à fratura de misturas tipo AAUQ.** XXIV Anpet Congresso de Pesquisas e Ensino em Transportes, Salvador, Bahia, 2010.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide of Mechanistic Empirical Design of New Rehabilitated Pavement Structures: Part3. Chapter 3.** NCHRP 1-37A, 2004.

OTHMAN, A.M. **Fracture Resistance of Rubber-modified Asphaltic Mixtures Exposed to High-Temperature Cyclic Aging.** Journal of Elastomers and Plastic, 2006.

PODOWLSKY, J.; BUSS, A.; WILLIAMS, R.C.; COCHRAN, E. **Comparative performance of bio-derived/chemical additives in warm mix asphalt at low temperature.** Materials and Structures, 2014.

PREUSSLER, E.S.; PINTO, S.; MEDINA, J. **Determinação da vida de fadiga de concretos asfálticos brasileiros e aplicação no dimensionamento de reforço de pavimentos.** In: Reunião Anual de Pavimentação, Recife: ABPV, 1981, p. 67-122.

RODRIGUES, R.M. **Estudo do Trincamento dos Pavimentos.** Tese (Doutorado em Engenharia), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

ROWE, G.M. **Application of the Dissipated Energy Concept to Failure Cracking in Asphalt Pavements.** PhD Thesis, University of Nottingham, Nottingham, 1996.

SAHA, G.; BILIGIRI, K.P. **Fracture properties of asphalt mixtures using semi-circular bending test: A state-of-the-art review and future research.** Construction and Building Materials, 105, p. 103-112, 2016.

SANTOS, C. R. G. **Avaliação das Influências do Tipo de Ligante e do Volume de Vazios na Vida de Fadiga de Algumas Misturas Asfálticas.** Dissertação (Mestrado em Engenharia), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

SHEN, S.; LU, X. **Energy based laboratory fatigue failure criteria for asphalt materials.** Journal of Testing and Evaluation, Vol. 39, No. 3, p. 1-8, 2011.

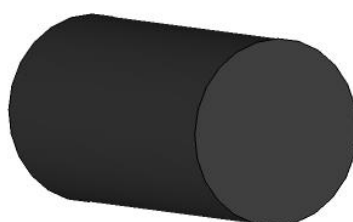
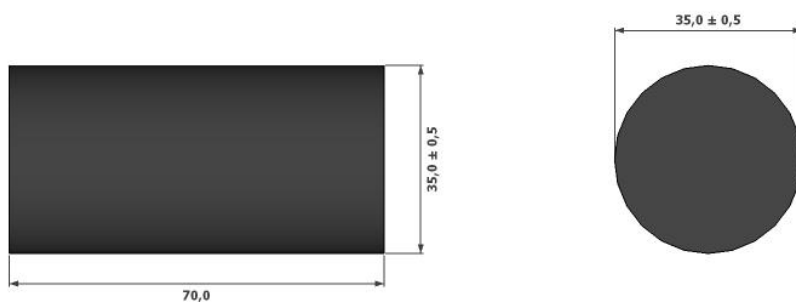
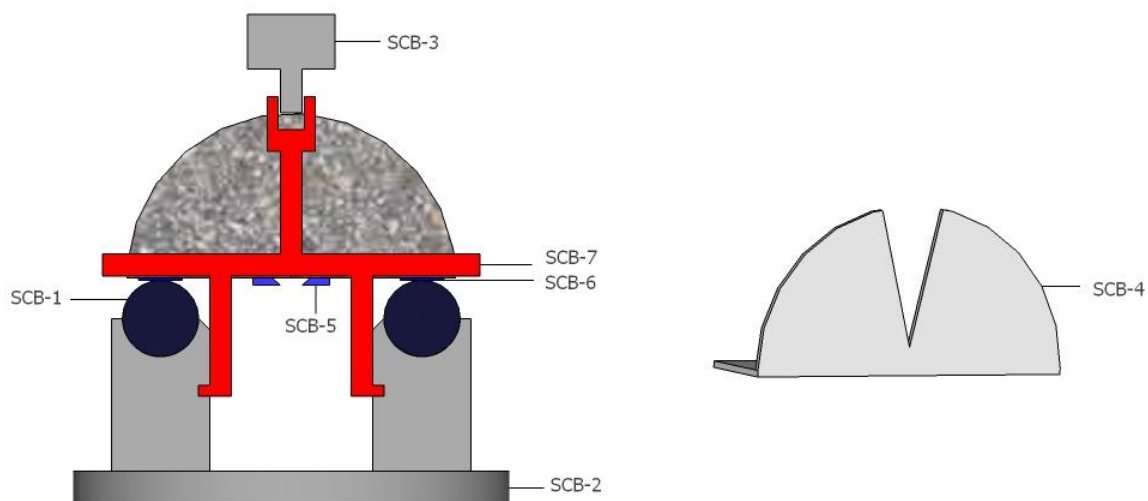
TANGELLA, S. C. S. R.; CRAUS, J.; DEACON, J. A.; MONISMITH, C. L. **Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures.** Prepared for Strategic Highway Research Program, Project A-003-A. Institute of Transportation Studies, University of California, Berkeley, 1990.

TAYEBALI, A. A.; DEACON, J. A.; COPLANTZ, J. S.; FINN, F. N.; MONISMITH, C. L. **Fatigue Response of Asphalt Aggregate Mixtures, Part I e II.** Strategic Highway Research

Program, Project A-404. Asphalt Research Program, Institute of Transportation Studies, University of California, 1994.

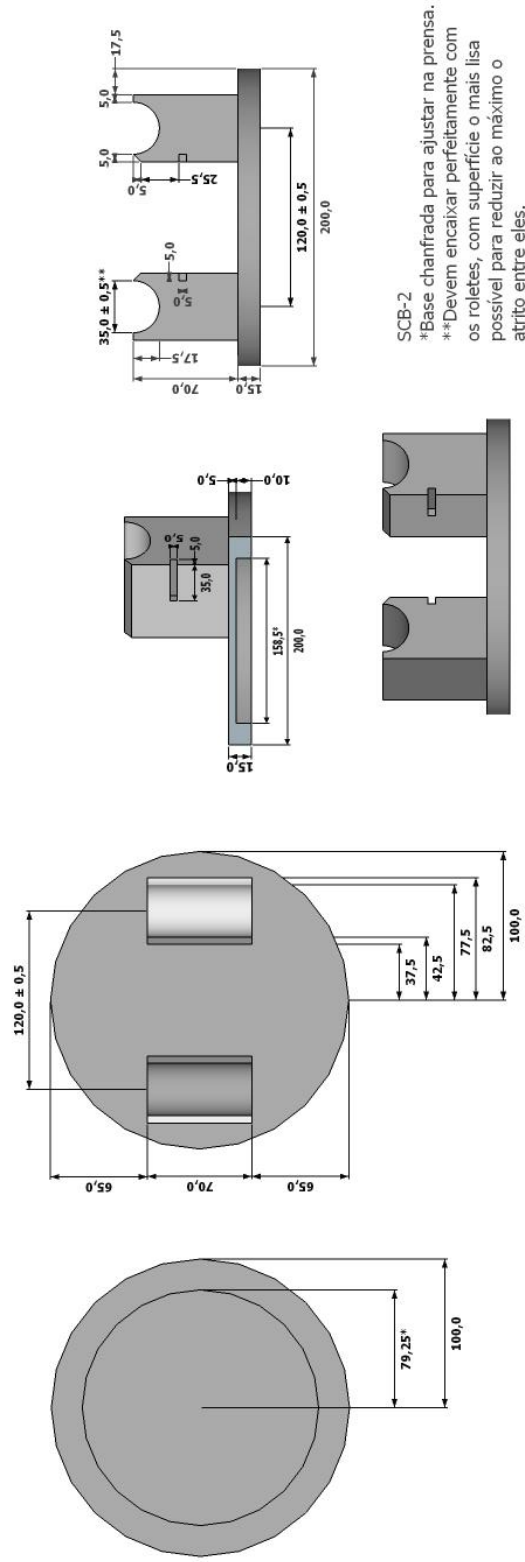
**VARGAS, G. A. B. Caracterização Numérico-Experimental de Propriedades de Fratura de Misturas Asfálticas de Agregados Finos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2016.

## APÊNDICE A - PROJETO DAS PEÇAS PARA ADAPTAÇÃO DA PRENSA MTS



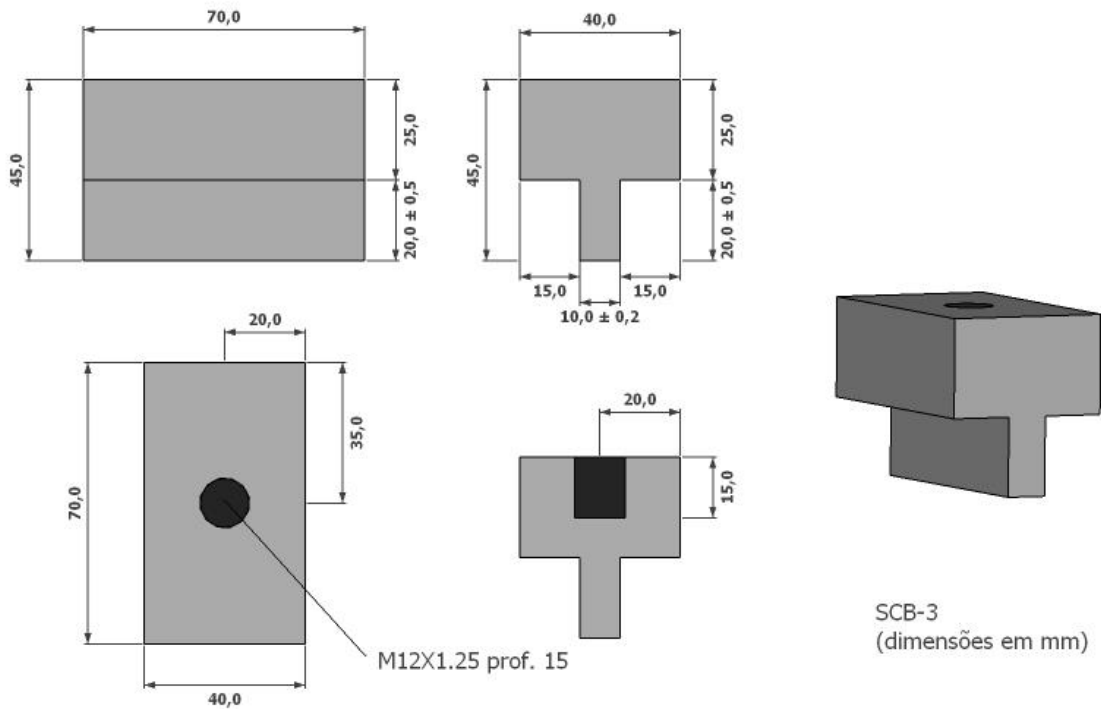
SCB-1  
(dimensões em mm)  
\*Os dois roletes devem encaixar perfeitamente no suporte, com superfície o mais lisa possível para reduzir ao máximo o atrito entre eles.

**Peça SCB-1**

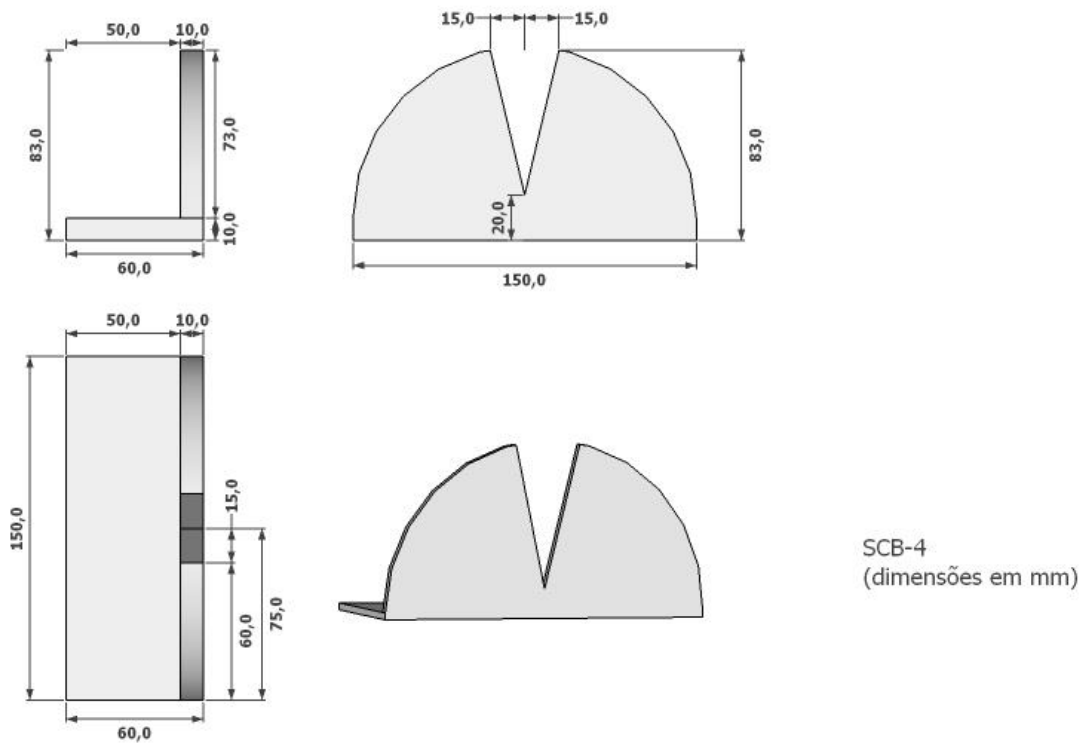


SCB-2  
 \*Base chanfrada para ajustar na prensa.  
 \*\*Devem encaixar perfeitamente com os roletes, com superfície o mais lisa possível para reduzir ao máximo o atrito entre eles.

Peça SCB-2

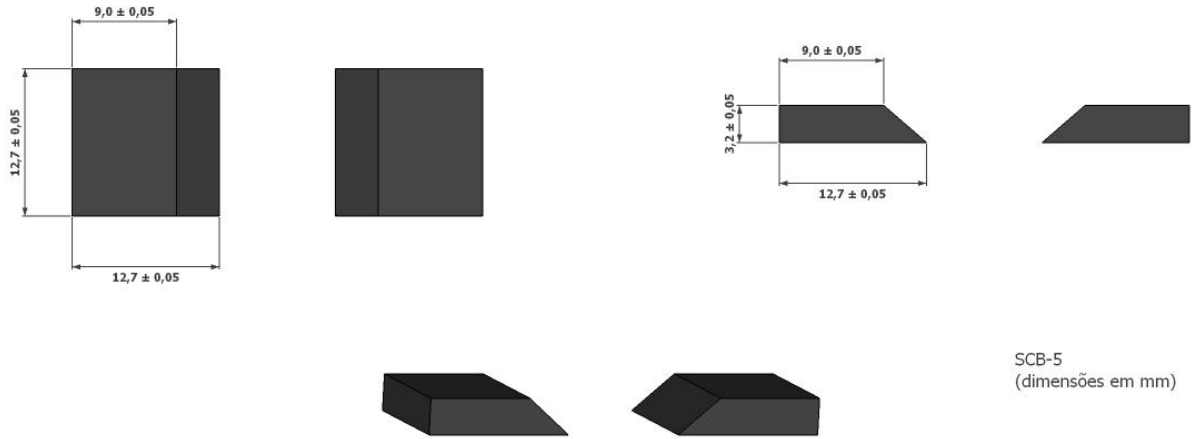


**Peça SCB-3**



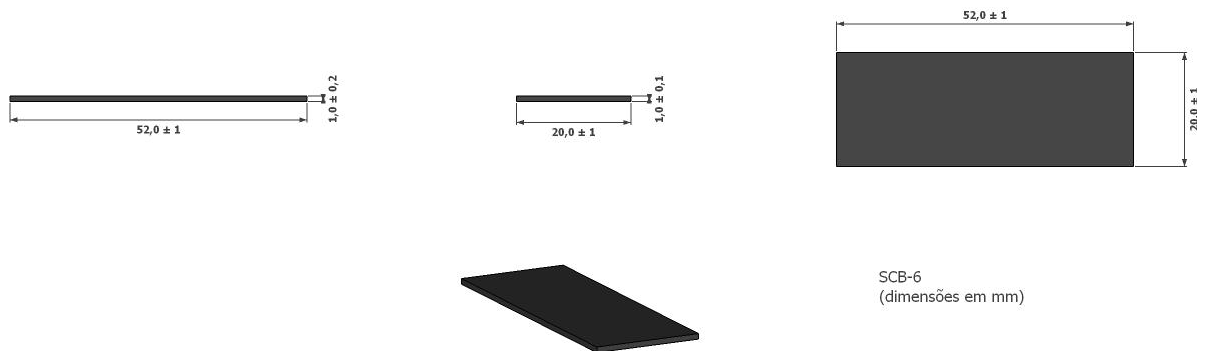
**Peça SCB-4**





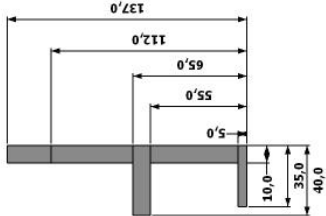
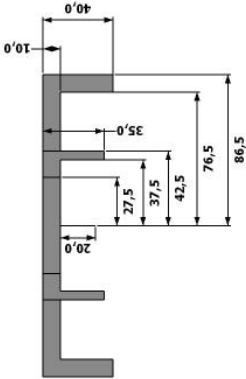
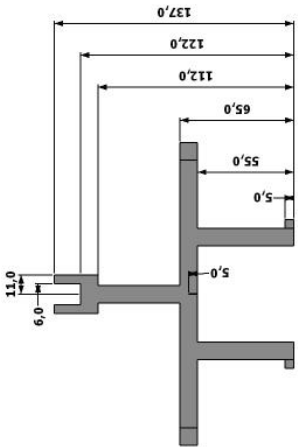
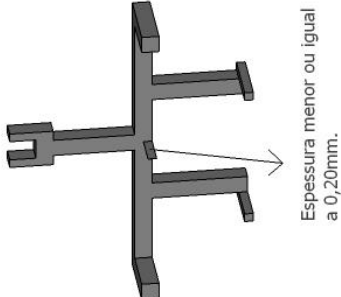
SCB-5  
(dimensões em mm)

### Peça SCB-5



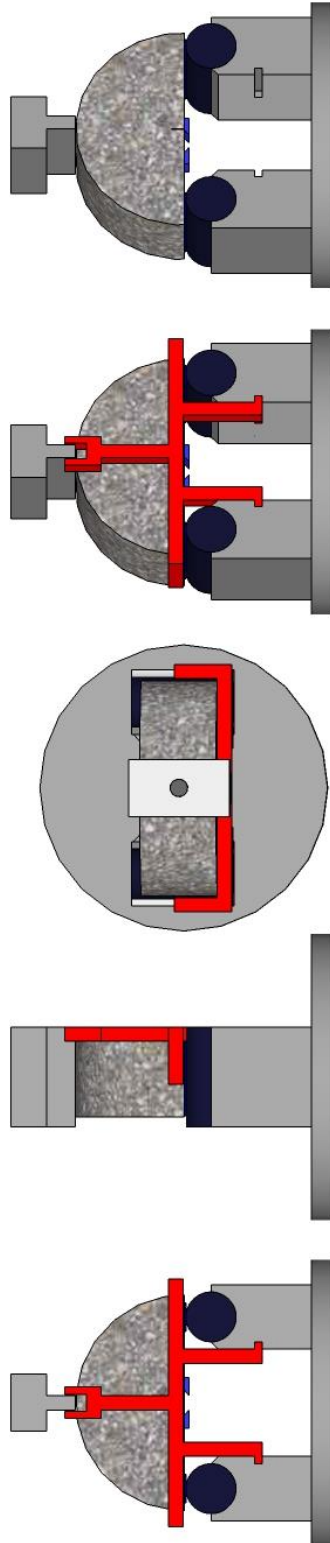
SCB-6  
(dimensões em mm)

### Peça SCB-6



SCB-7  
(dimensões em mm)

**Peça SCB-8**



**Estrutura Final**

## APÊNDICE B - PROCEDIMENTO DE ENSAIO DE FLEXÃO EM AMOSTRA SEMICIRCULAR (PRENSA MTS – LAPAV, UFRGS)

A rotina de ensaio aqui descrita – válida quando na utilização de uma prensa MTS 810 UTM - corresponde ao ensaio de fratura em amostra semicircular com fenda e baseia-se nas especificações propostas pela AASHTO TP105 (2013) e EN 12697:44 (2010).

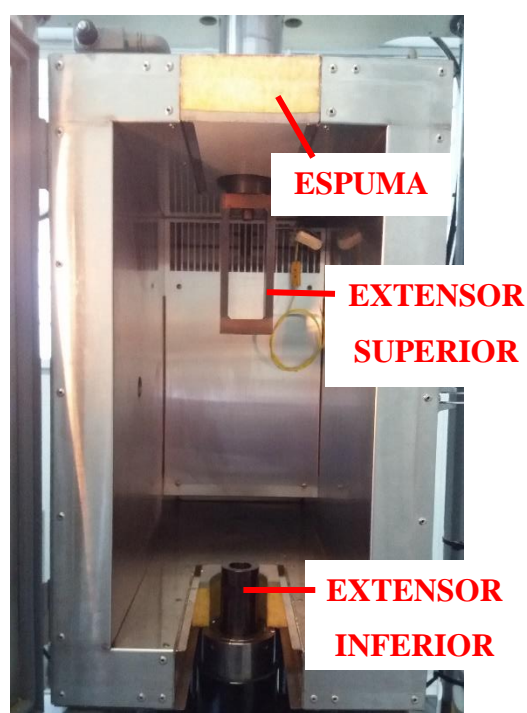
Embora de grande importância, este passo a passo não contempla todas as questões de segurança associadas a operação do equipamento, bem como manuseio de materiais a serem ensaiados. Ressalta-se a necessidade de não se ausentar das proximidades do equipamento no decorrer do ensaio e em caso de emergência deve-se ativar um dos botões de segurança.

### Passo 1: Posicionamento da câmara de temperatura e verificação mecânica.

- Posicionar a câmara de temperatura.
- Travar os pés do dispositivo.
- Verificar se todos os parafusos estão apertados.

### Passo 2: Adaptação das peças necessárias a realização do procedimento.

- Posicionamento da espuma e extensor superiores, assim como da peça extensor inferior.



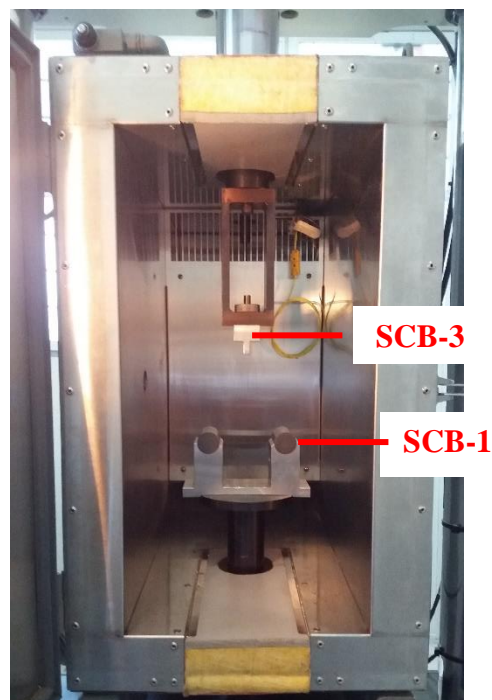
- Posicionamento da espuma inferior, assim como da peça base.



- Posicionamento da peça SCB-2.



- Posicionamento da peça SCB-1 e SCB-3.

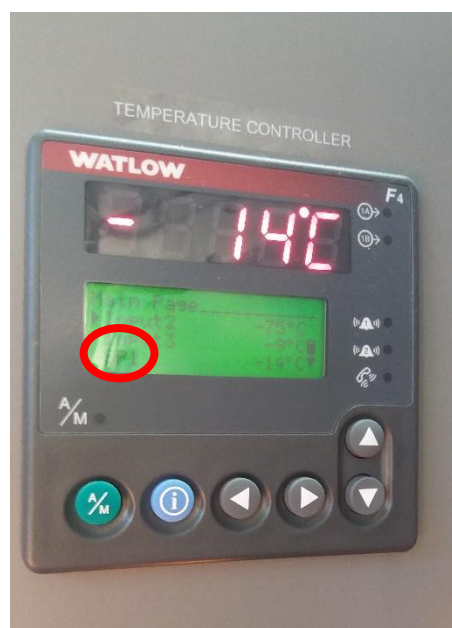


### Passo 3: Condicionamento dos corpos de prova.

- Ligar a câmara de temperatura, acionando os **dois dispositivos** indicados. A opção inferior corresponde ao acionamento da iluminação dentro da câmara.
- A temperatura também pode ser controlada pelo termômetro já anexado a um CP teste dentro da prensa.

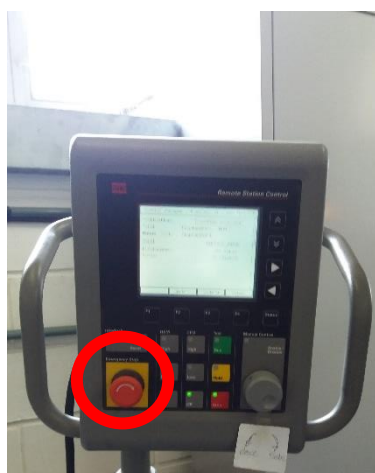


- Selecionar **SP1** utilizando os botões em destaque vermelho. Posteriormente apertar a opção ►.
- Ajustar para a temperatura do ensaio utilizando as opções ▲ ▼.
- Após selecionada a temperatura desejada, neste ensaio correspondente a  $(20 \pm 1) ^\circ\text{C}$ , aciona-se a opção ◀ para voltar a tela inicial.
- Deixar as amostras a serem ensaiadas condicionando durante  $2 \pm 0,2$  h, controlando a temperatura por meio do termômetro anexado a uma das amostras.

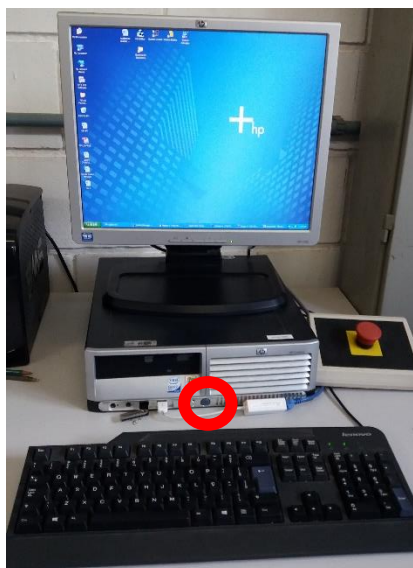


#### Passo 4: Ligando a MTS (conforme instruções fixadas no pórtico).

- Desligar os **quatro** botões de segurança indicados.



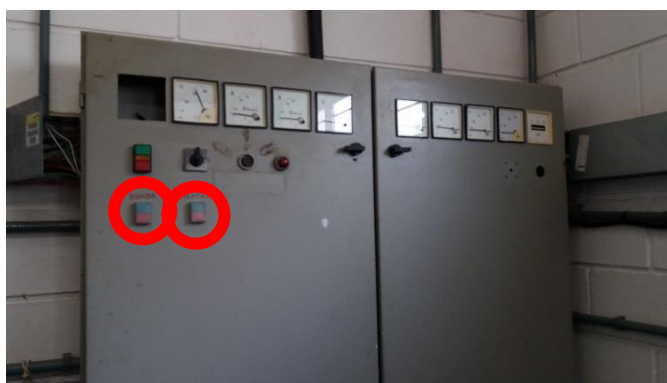
- Verificar se o pórtico está travado.
- Ligar o computador.



- Ligar a Flex Text GT Controller (botão branco atrás do equipamento).



- Acionar **Bomba e Ventilador** (botões verdes).

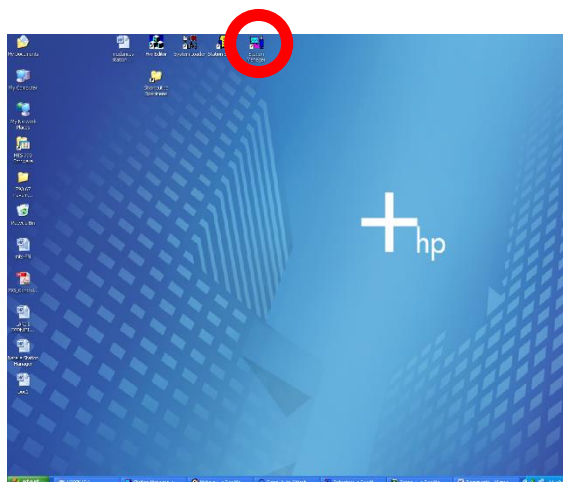




- Acionar **HPU**.



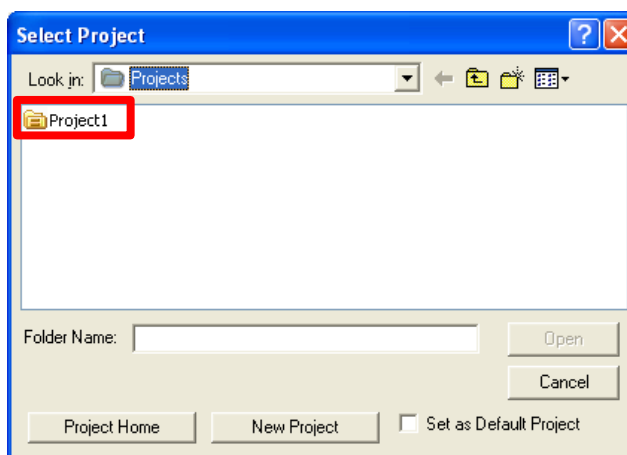
- Abrir **Station Manager**.



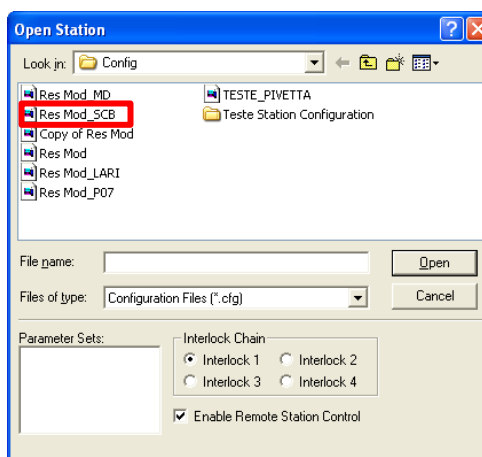
- **Reset HPU**.



- Clicar na opção **Project 1**.

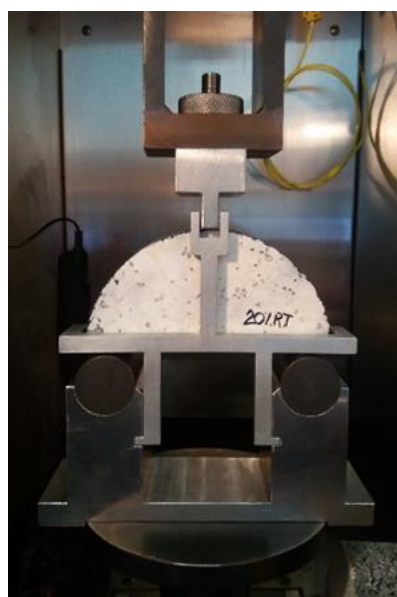


- Ao selecionar a opção **Res Mod\_SCB** verificar se a célula de carga a aparecer no espaço **Parameter Set** corresponde a 250kN.



### Passo 5: Ajuste do corpo de prova no equipamento para realização do ensaio.

- Posiciona-se o CP sobre os roletes e com o auxílio da peça SCB-7 centraliza-se todo o sistema para evitar qualquer excentricidade.



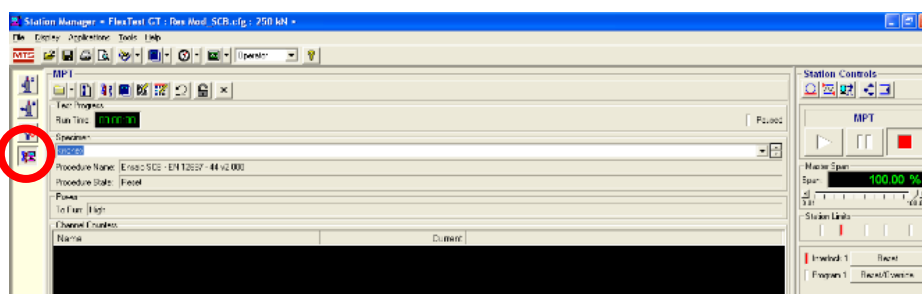
- Retira-se a peça SCB-7 e aproxima-se o aplicador de carga (peça SCB-3) da amostra para posterior aplicação da carga de assentamento.



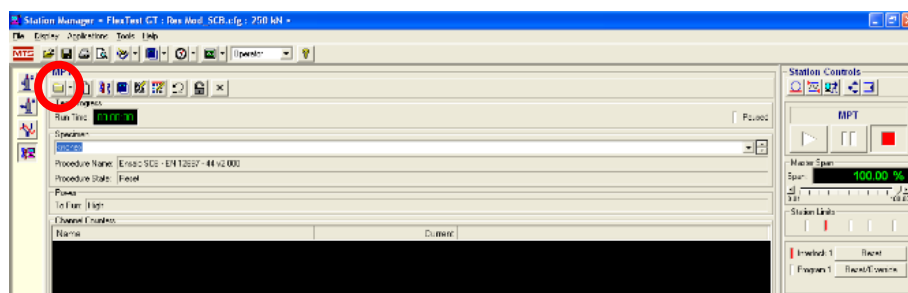
## Passo 6: PROCEDIMENTO DE ENSAIO SCB

OPÇÃO I) Procedimento de ENSAIO SCB ESTÁTICO para determinação de resistência a propagação da trinca na amostra.

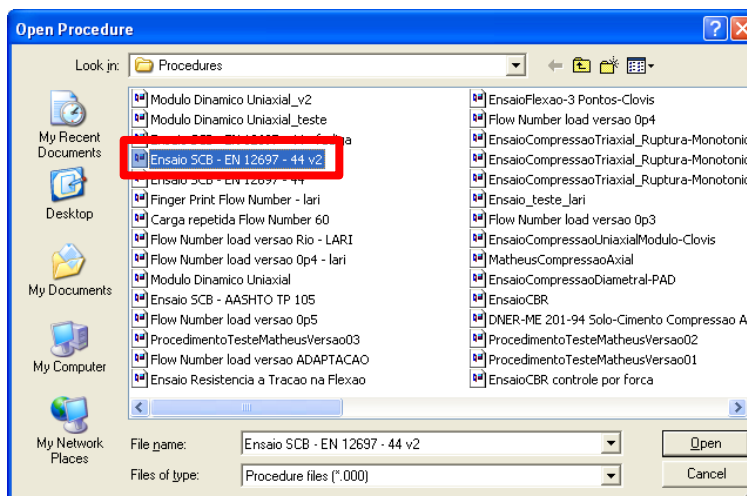
- Na janela **Station Manager**, clicar em **MPT**.




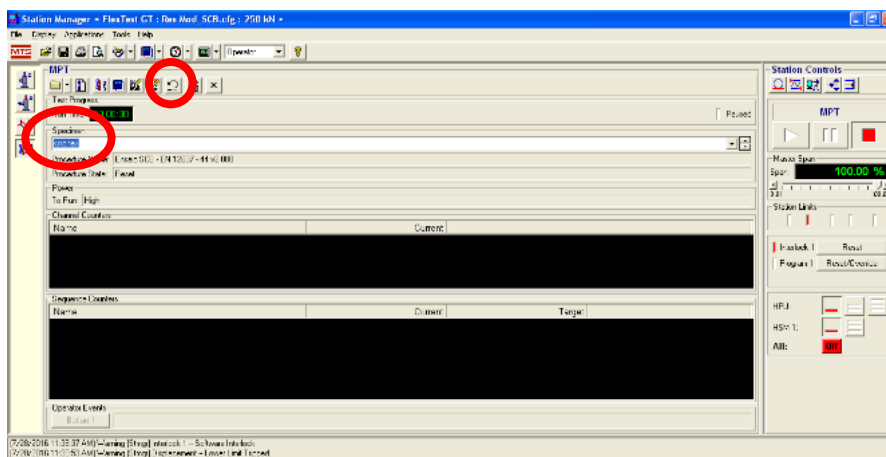
- Clicar em **Open Procedure**.




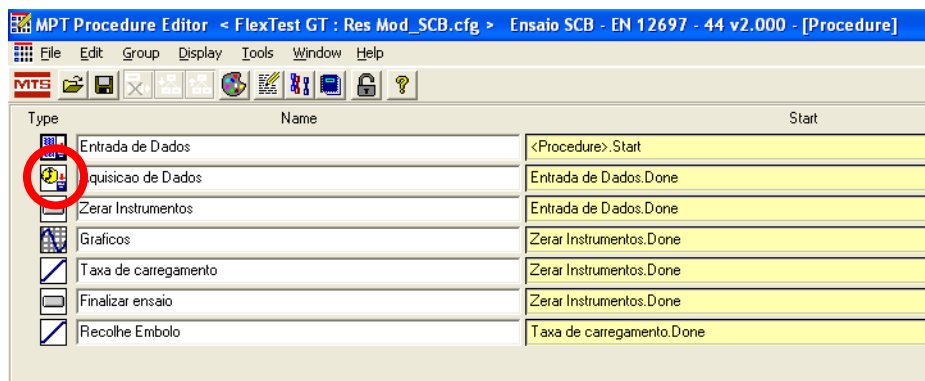
- Selecionar o procedimento **Ensaio SCB – EN 12697 – 44 v2**.



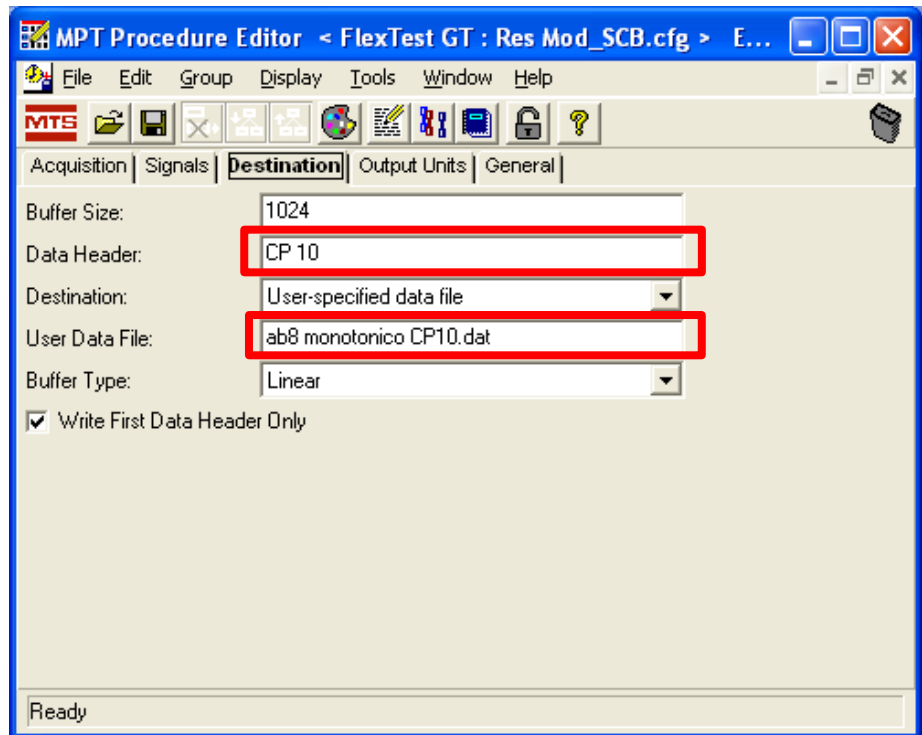
- No campo **Specimen** especificar o nome da pasta onde os arquivos do ensaio serão armazenados.
- A seguir selecionar a opção , para abrir o procedimento de ensaio.



- Na opção , ao selecionar a opção **Destination** há campos para identificar o nome do corpo de prova a ser ensaiado e o nome do arquivo que armazenará os dados.

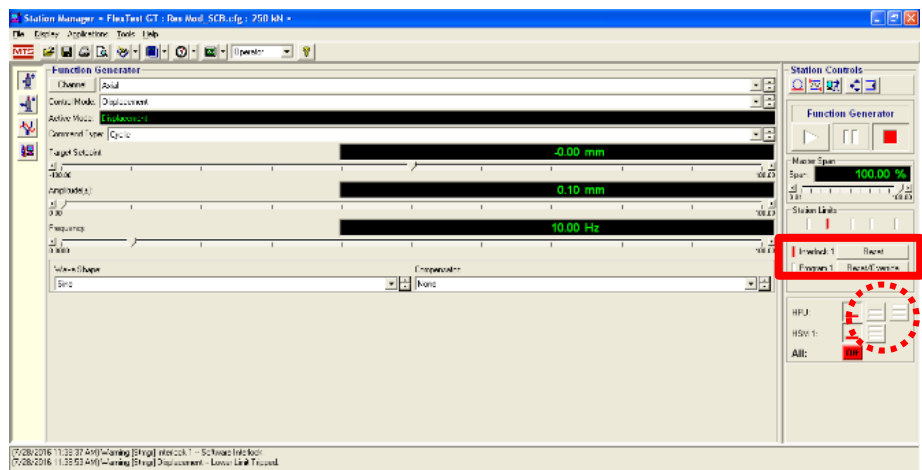


- No campo **Data Header**, indicar a identificação da amostra a ser ensaiada.
  - No campo **User Data File**, indicar o nome que se deseja dar ao arquivo gerado pela MTS com os dados do ensaio.
- Obs.: Caso várias amostras sejam ensaiadas, não é recomendado deixar os dados coletados pela MTS de todos os procedimentos em um mesmo arquivo. Ou seja, sugere-se que cada amostra tenha seu próprio arquivo.**

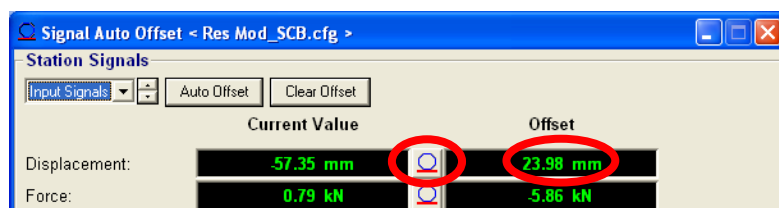



**Obs.: Não esquecer de salvar qualquer alteração feita no MPT Procedure Editor.**

- Caso os **Interlocks** estejam bloqueados, pressionar as opções **RESET** e **RESET/OVERRIDE**.
- Habilitar **HPU** e **HSM 1**.



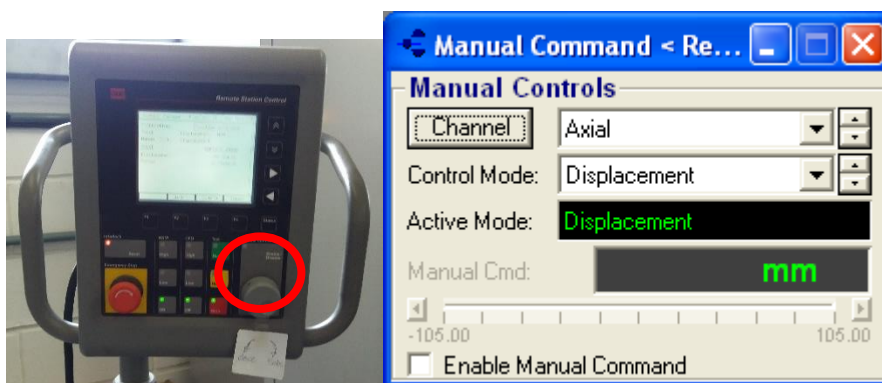
- Caso o **Offset** esteja com valores muito distantes de zero ajustar o êmbolo utilizando os comandos em destaque.
- Conforme se ajusta o êmbolo, zerar



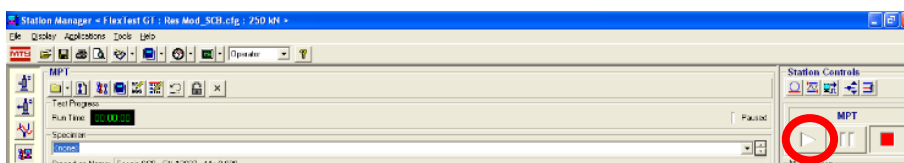
as opções **Force** e **Displacement** por meio da opção .

- Na sequência, aplica-se a carga de assentamento na amostra (em torno de 0,1kN) e mais uma vez é zerado a **Force** e **Displacement** para dar início ao ensaio.

- Para isso é necessário que o control mode esteja em Displacement e o Enable Manual Command desativado.



- Inicia-se o ensaio ao selecionar a opção **Play**.



- Uma “caixa” de identificação do procedimento aparece na tela para que sejam indicados o nome do operador, tipo de mistura, teor de ligante e data.

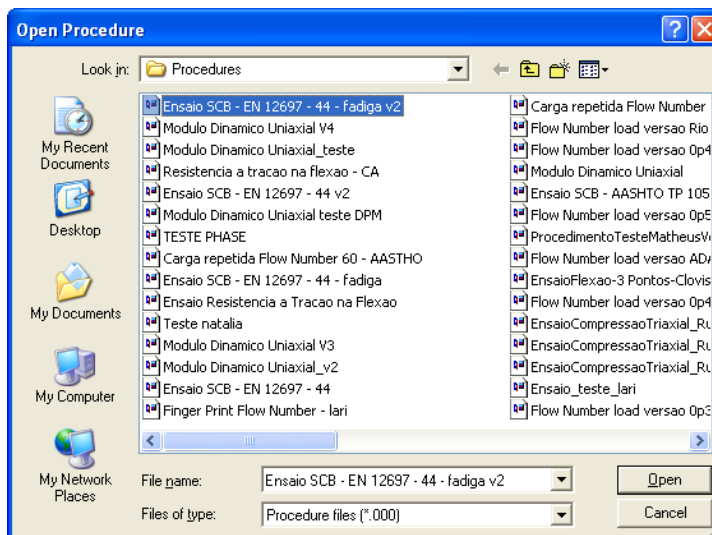
- Por fim, conforme automatizado pelo procedimento de ensaio, pressionar a opção **ZERAR**, para que tanto a força quanto o deslocamento sejam contabilizados a partir do zero.

- Quando a **Force**, indicada na opção **Meters**, estiver menor que 100N, pressionar a opção **Stop** na MPT do **Station Manager** e o procedimento será finalizado.




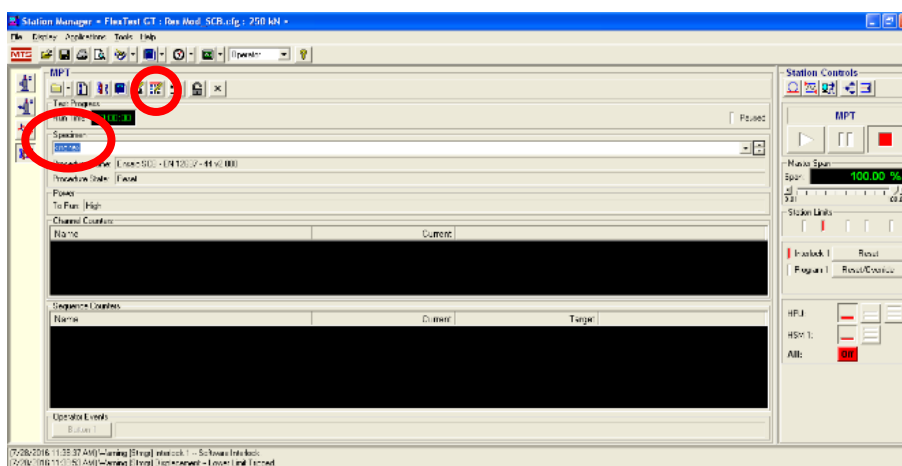
## OPÇÃO II) Procedimento de ENSAIO SCB DINÂMICO para estimativa de vida de fadiga da mistura.


- Procedimento inicial idêntico ensaio SCB estático, porém seleciona-se o procedimento **Ensaio SCB – EN 12697 – 44 fadiga v2.**

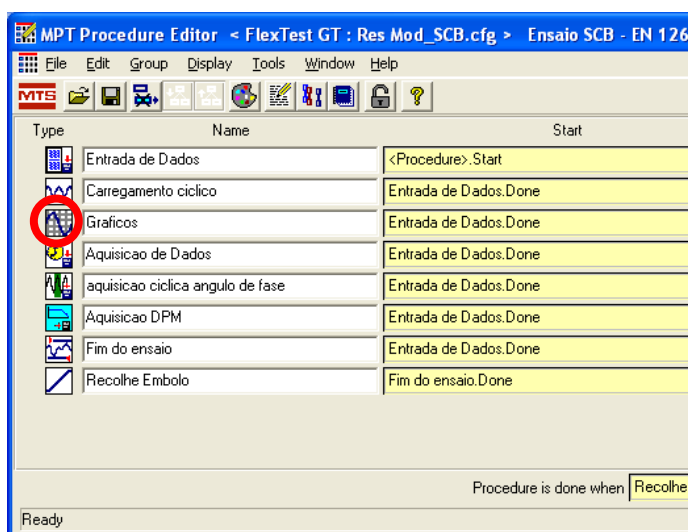


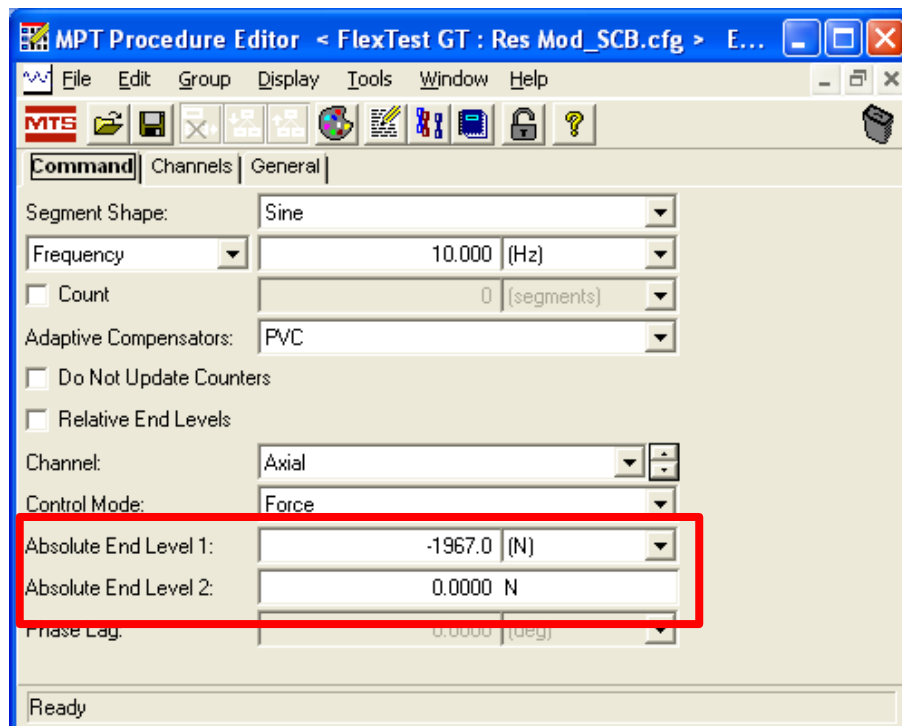
- No campo **Specimen** especificar o nome da pasta onde os arquivos do ensaio serão armazenados.

- A seguir selecionar a opção , para abrir o procedimento de ensaio.




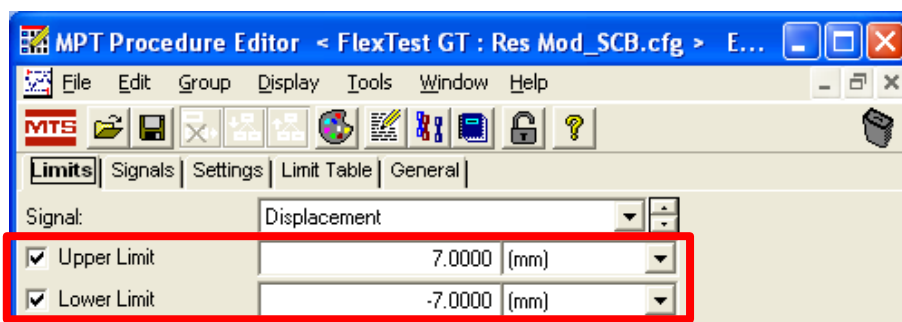
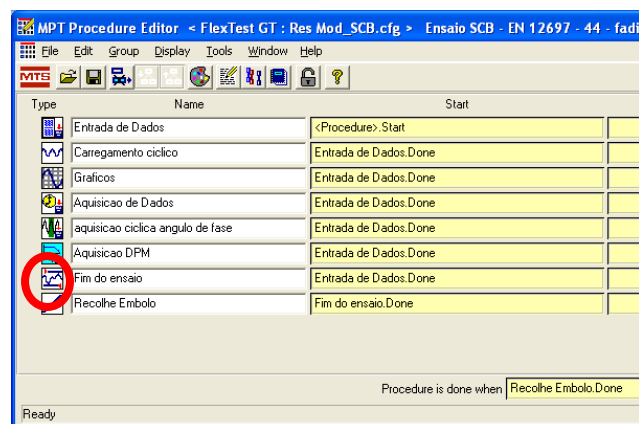
- Na opção , entra-se com o dado referente à porcentagem (20, 30, 40 e 50%) da resistência máxima - obtida por meio do ensaio monotônico - sob a qual o ensaio será executado.





**Obs.:** Não esquecer de salvar qualquer alteração feita no **MPT Procedure Editor**.

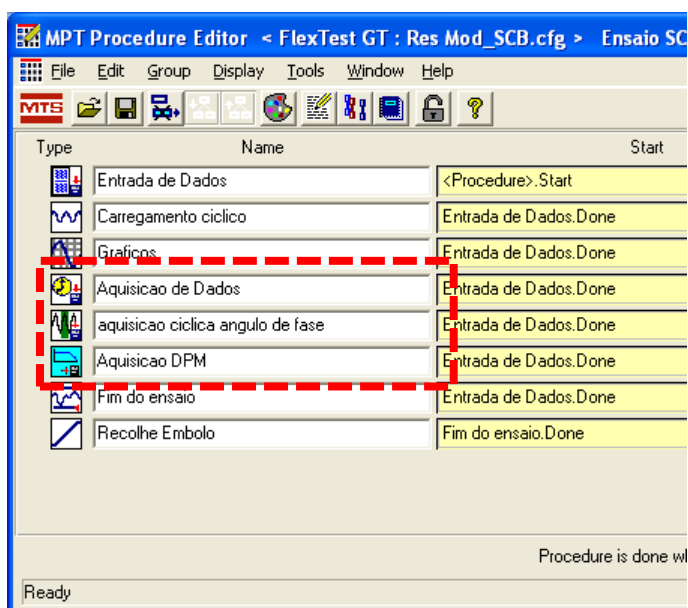
- Ao selecionar , registra-se o deslocamento máximo de ruptura obtido no ensaio monotônico, no qual o ensaio será encerrado.



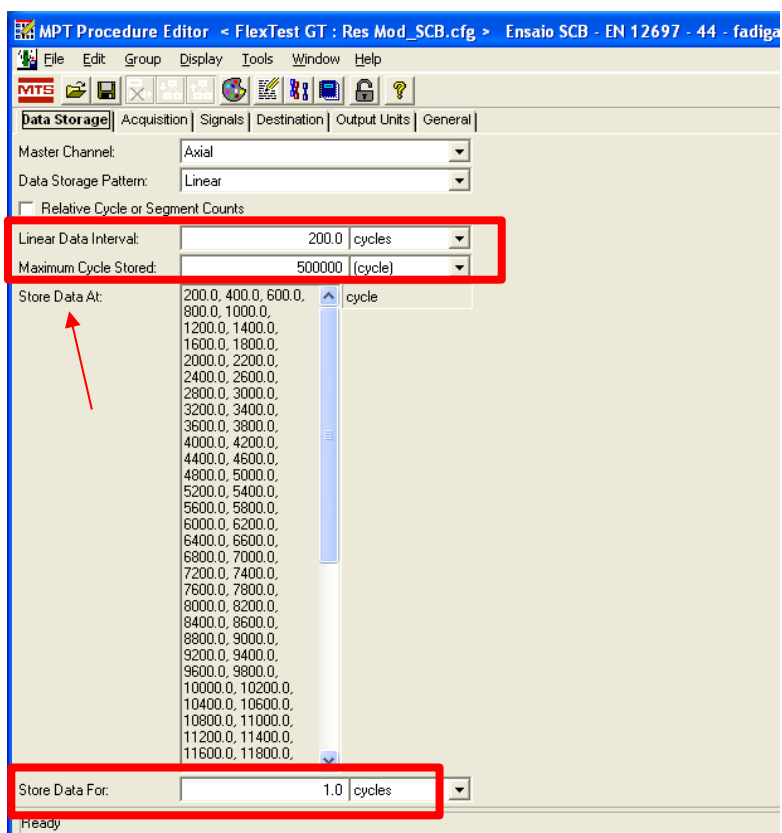
**Obs.:** Não esquecer de salvar qualquer alteração feita no **MPT Procedure Editor**.



- Em **Aquisição de Dados**, a coleta é feita continuamente a 200Hz.
- Em **Aquisição Cíclica ângulo de fase** (opção **Data Storage**) e **Aquisição DPM** (opção **Cycle Update Rate**), a coleta também é linear, apenas do pico e vale de cada ciclo. Nesta opção indica-se a cada quantos ciclos queremos fazer a coleta.

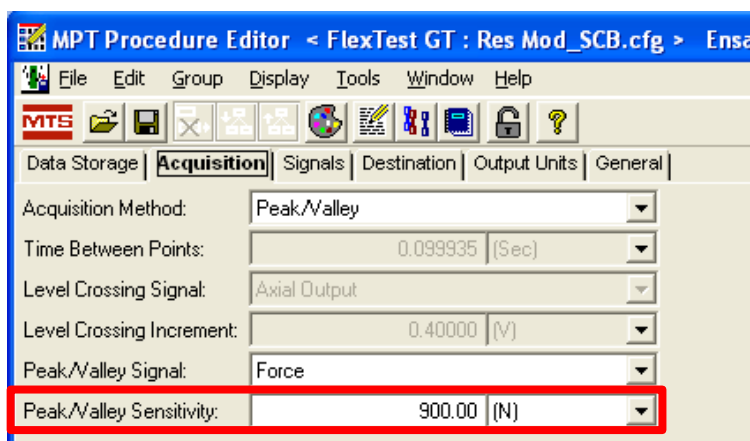


- Ao clicar em **Aquisição Cíclica**, em **Data Storage > Linear Data Interval** indica-se a cada quantos ciclos queremos fazer a coleta.
- Em **Maximum Cycle Storage** constam até quantos ciclos os dados serão armazenados. Como neste Ensaio SCB não sabemos o número final de ciclos deixamos um número alto para o ensaio não ser interrompido antes do fim.
- Em **Store Data For**, para este procedimento, deixamos 1.0 cycles.



- O **Store Data At** apenas indica a forma como optamos coletar os dados.

- Em **Acquisition**, apenas altera-se a opção **Peak/Valley Sensitivity**. Este valor deve ser sempre menor do que a metade da amplitude de carga que será aplicada. Por exemplo, se a carga é de 2000N, a metade deste valor é 1000N e por isso o valor que consta na imagem é de 900N, ou seja, menor que a metade de 2000N.

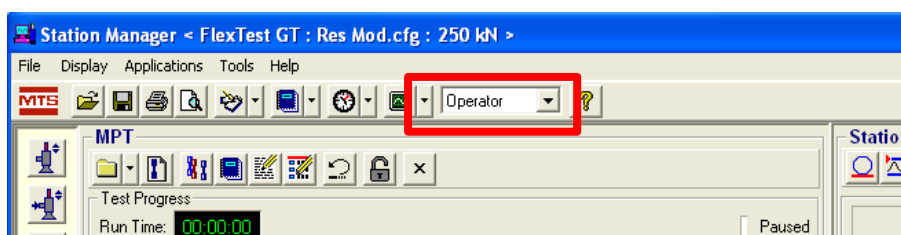


- Em cada ensaio que for alterada a amplitude de tensão (20, 30, 40, 50% RT), **NÃO ESQUECER** de calcular e trocar este valor.
- Em **Destination**, **Output Units** e **General** não é necessário alterar o que já está salvo.

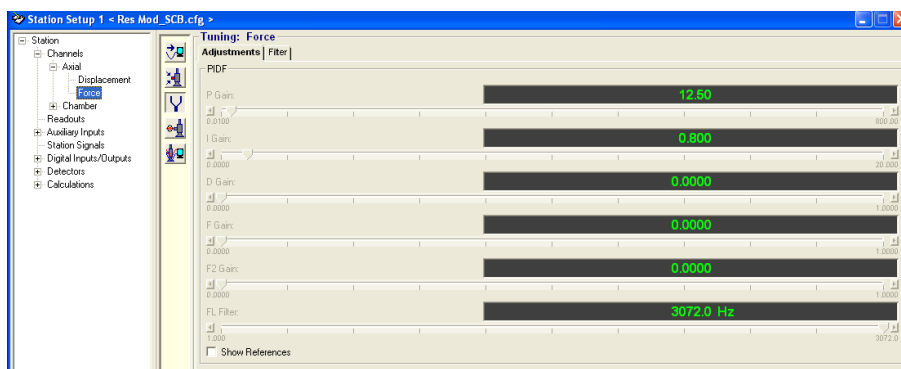
- No menu superior, clicar em **Display** e selecionar a opção **Scope**.
- Selecionar **Force** para o canal 1:Y1, **Displacement** para o canal 1:Y2, **Command** para o canal 2:Y1 e **Output** para o 2:Y2. Por fim, definir **Trace Time** como 1 segundo.



- Para ajuste de ganho trocar o nível de acesso de **Operator** para **Tuning** (Senha: Tuning).



- Na opção **Station Setup 1**, ajusta-se os ganhos P, I e D. Para este ensaio ajustados respectivamente como 12,5; 0,8 e 0.



- Após todos os ajustes, não esquecer de salvar as alterações no menu superior em **File** e **Save parameters as...**
- Os procedimentos para aplicação da carga de assentamento, bem como **Start** do ensaio e ajuste dos **Offsets**, procedem da mesma forma desenvolvida no ensaio estático.

#### Passo 6: Encerrando o procedimento

- Levantar o êmbolo com controle manual para retirar a amostra.
- Desligar a câmara de temperatura.

#### Passo 7: Desligando a MTS (conforme instruções fixadas no pórtico)

- Verificar se o ensaio está em execução.
- Desativar a HPU.
- Desativar bomba e ventilador.
- Fechar o Station Manager.
- Desligar Flex Text GT Controller.
- Desligar a computador.

## APÊNDICE C - QUADRO RESUMO COM O CONTROLE DE QUALIDADE DAS AMOSTRAS E RESULTADOS DOS ENSAIOS SCB ESTÁTICO E DINÂMICO

ENSAIO SCB ESTÁTICO - CAP 50/70 (Teor de Projeto 5,3%)												
Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	P <sub>máx</sub> (kN)	δ <sub>máx</sub> (mm)	σ <sub>máx</sub> (MPa)	Gf (J/m <sup>2</sup> )	Iml	FI	δ <sub>verifico</sub> (mm)
1	3,32	100,60	149,65	73,60	49,36	2,95	1,05	1,70	3768,01	-1,34	28,12	3,92
7	3,38	100,56	149,20	73,20	51,46	3,11	1,58	1,73	3444,49	-0,95	36,26	5,44
8	3,45	100,48	149,20	72,40	50,16	3,12	1,70	1,78	3011,89	-1,18	25,52	4,54
5	3,70	100,22	149,45	72,80	49,63	2,96	1,32	1,70	2746,33	-1,33	20,65	3,99
					<b>MÉDIA</b>	<b>3,04</b>	<b>1,41</b>	<b>1,73</b>	<b>3242,68</b>	<b>-1,20</b>	<b>27,64</b>	<b>4,47</b>
					<b>DESVPAD</b>	<b>0,08</b>	<b>0,25</b>	<b>0,03</b>	<b>392,53</b>	<b>0,16</b>	<b>5,65</b>	<b>0,61</b>
					<b>COV %</b>	<b>3%</b>	<b>17%</b>	<b>2%</b>	<b>12%</b>	<b>-13%</b>	<b>21%</b>	<b>14%</b>

ENSAIO SCB DINÂMICO - CAP 50/70 (Teor de Projeto 5,3%)															
Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	% σ <sub>máx</sub>	Amplitude de Tensão (MPa)	N <sub>Inicial</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)	N <sub>Ruptura</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)
9	3,21	100,73	150,10	73,40	49,1			10000				34000			
14	3,68	100,24	150,30	75,00	50,17	20%	0,35	13000	12000	1414	12%	35000	38167	5201	14%
20	3,41	100,52	150,15	73,80	50,77			13000				45500			
18	4,03	99,88	150,15	73,25	51,3	30%	0,52	5000	4333	624	14%	12400	11600	1131	10%
19	4,11	99,79	149,60	74,40	50,4			4500				12400			
35	4,16	99,74	149,10	72,80	52,3			3500				10000			
24	3,16	100,78	149,75	74,30	50,8	40%	0,69	3000	3000	408	14%	9400	8467	1050	12%
22	3,24	100,70	150,30	74,00	50,3			2500				7000			
44	3,85	100,06	149,60	72,50	51,6			3500				9000			
10	3,01	100,93	149,70	74,75	49,6	50%	0,86	2200	2200	0	0%	4800	5667	613	11%
25	3,05	100,9	150,15	74,50	50,25			2200				6100			
39	4,05	99,86	149,20	72,00	51,8			2200				6100			

**ENSAIO SCB ESTÁTICO - AMP 60/85 (Teor de Projeto 5,6%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	P <sub>máx</sub> (kN)	δ <sub>máx</sub> (mm)	σ <sub>máx</sub> (MPa)	Gf (J/m <sup>2</sup> )	ln	FI	δ <sub>crítico</sub> (mm)
1	3,12	101,20	149,60	73,10	48,90	3,72	1,52	2,17	3806,49	-1,27	29,97	4,92
5	3,24	101,00	149,30	73,25	52,50	3,92	1,57	2,13	3896,83	-1,40	27,83	4,64
8	3,43	100,80	149,60	73,40	52,00	4,02	1,34	2,21	3110,76	-2,05	15,17	3,61
10	3,87	100,40	149,80	75,00	53,00	4,08	1,67	2,19	3513,34	-1,88	18,69	4,20
				<b>MÉDIA</b>		<b>3,94</b>	<b>1,53</b>	<b>2,18</b>	<b>3581,86</b>	<b>-1,65</b>	<b>22,92</b>	<b>4,34</b>
				<b>DESPAD</b>		<b>0,14</b>	<b>0,12</b>	<b>0,03</b>	<b>306,71</b>	<b>0,32</b>	<b>6,16</b>	<b>0,49</b>
				<b>COV %</b>		<b>3%</b>	<b>8%</b>	<b>1%</b>	<b>8%</b>	<b>-20%</b>	<b>26%</b>	<b>11%</b>

**ENSAIO SCB DINÂMICO - AMP 60/85 (Teor de Projeto 5,6%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	% σ <sub>máx</sub>	Amplitude de Tensão (MPa)		N <sub>inicial</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)	N <sub>ruptura</sub>	Desvio Padrão	COV (%)
							N <sub>inicial</sub>	N <sub>ruptura</sub>							
20	3,37	100,90	149,50	70,40	51,8	20%	16000	0,44	19500	2677	14%	53000	58333	3771	6%
54	3,21	101,00	140,05	73,55	50,3	20%	20000	0,44	19500	2677	14%	61000	58333	3771	6%
59	4,10	100,20	148,50	71,80	50,8	20%	22500	0,44	19500	2677	14%	61000	58333	3771	6%
33	3,00	101,30	149,90	74,30	57,1	30%	5300	0,65	6600	1023	16%	25000	25100	216	1%
46	3,07	101,20	148,80	72,30	50	30%	6700	0,65	6600	1023	16%	25400	25100	216	1%
58	4,13	100,10	149,05	74,25	49,77	30%	7800	0,65	6600	1023	16%	24900	25100	216	1%
48	3,32	101,00	150,00	73,00	49,4	40%	5900	0,87	4633	910	20%	13600	12267	1247	10%
51	3,29	101	149,70	75,70	49,6	40%	4200	0,87	4633	910	20%	12600	12267	1247	10%
42	3,40	100,90	149,30	74,10	49,8	40%	3800	0,87	4633	910	20%	10600	12267	1247	10%
18	3,01	101,30	149,50	74,70	54,2	50%	1500	1,09	1867	262	14%	5200	5867	499	9%
55	3,33	101,00	149,40	74,35	50,4	50%	2100	1,09	1867	262	14%	6000	5867	499	9%
57	3,12	101,20	140,10	74,25	50,87	50%	2000	1,09	1867	262	14%	6400	5867	499	9%

**ENSAIO SCB ESTÁTICO - AB8 (Teor de Projeto 7,2%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	P <sub>máx</sub> (kN)	δ <sub>máx</sub> (mm)	σ <sub>máx</sub> (MPa)	Gf (J/m <sup>2</sup> )	lnl	FI	δ <sub>crítico</sub> (mm)
1	3,49	104,06	149,20	73,80	51,83	2,77	1,47	1,53	2627,49	-1,25	21,02	4,15
2	3,49	104,06	149,45	74,35	50,46	2,99	1,48	1,69	3125,51	-0,97	32,22	4,91
3	3,19	104,39	149,35	73,45	51,66	3,01	1,23	1,66	2913,85	-1,24	23,50	4,46
6	3,36	104,20	149,80	73,55	53,13	2,75	1,47	1,47	2721,27	-0,97	28,05	4,83
				<b>MÉDIA</b>		<b>2,88</b>	<b>1,41</b>	<b>1,59</b>	<b>2847,03</b>	<b>-1,11</b>	<b>26,20</b>	<b>4,59</b>
				<b>DESVPAD</b>		<b>0,12</b>	<b>0,11</b>	<b>0,09</b>	<b>191,07</b>	<b>0,14</b>	<b>4,29</b>	<b>0,30</b>
				<b>COV %</b>		<b>4%</b>	<b>7%</b>	<b>6%</b>	<b>7%</b>	<b>-12%</b>	<b>17%</b>	<b>7%</b>

**ENSAIO SCB DINÂMICO - AB8 (Teor de Projeto 7,2%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	% σ <sub>máx</sub>	Amplitude de Tensão (MPa)	N <sub>Inicial</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)	N <sub>Ruptura</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)
28	4,44	103,30	149,75	73,65	49,37	20%	0,32	20000	26000	4320	17%	59000	75000	16673	22%
25	4,51	102,96	149,85	73,80	50,97	20%	0,32	28000	26000	4320	17%	98000	75000	16673	22%
21	4,53	102,94	149,45	73,25	50,5	20%	0,32	30000	26000	4320	17%	68000	75000	16673	22%
37	3,60	103,94	150,40	72,90	50,13	30%	0,48	6000	6133	125	2%	18000	16733	2380	14%
20	3,86	103,66	149,50	72,40	53,5	30%	0,48	6300	6133	125	2%	18800	16733	2380	14%
58	3,78	103,75	149,50	73,00	52,7	30%	0,48	6100	6100	125	2%	13400	16733	2380	14%
13	4,33	103,16	150,20	73,30	49,63	40%	0,64	4000	3667	471	13%	9500	8467	732	9%
31	3,38	104,18	150,20	73,55	49,87	40%	0,64	3000	3667	471	13%	7900	8467	732	9%
23	3,57	103,97	149,55	74,60	50,17	40%	0,64	4000	3667	471	13%	8000	8467	732	9%
17	3,03	104,55	150,75	74,4	51,6	50%	0,79	2800	2133	471	22%	7200	6000	864	14%
12	3,03	103,96	149,60	73,45	49,23	50%	0,79	1800	2133	471	22%	5600	6000	864	14%
42	3,05	104,53	149,85	73,25	50,27	50%	0,79	1800	2133	471	22%	5200	6000	864	14%

**ENSAIO SCB ESTÁTICO - CAP 50/70 (Teor de Projeto +0,5%: 5,8%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	P <sub>máx</sub> (kN)	δ <sub>máx</sub> (mm)	σ <sub>máx</sub> (MPa)	Gf (J/m <sup>2</sup> )	Iml	FI	δ <sub>crítico</sub> (mm)
6	3,32	100,70	155,00	74,60	52,00	2,78	1,49	1,43	3556,98	-0,98	36,30	5,66
8	3,00	101,00	149,40	73,20	55,30	2,87	2,02	1,52	2459,40	-1,28	19,21	4,02
25	3,48	100,50	149,95	73,90	52,43	2,78	1,78	1,54	2682,79	-0,91	29,48	5,00
26	4,33	99,70	150,75	73,00	51,10	2,56	1,81	1,39	3702,67	-0,68	54,45	6,52
					<b>MÉDIA</b>	<b>2,75</b>	<b>1,78</b>	<b>1,47</b>	<b>3100,46</b>	<b>-0,96</b>	<b>34,86</b>	<b>5,30</b>
					<b>DESVPAD</b>	<b>0,11</b>	<b>0,19</b>	<b>0,06</b>	<b>537,70</b>	<b>0,21</b>	<b>12,84</b>	<b>0,91</b>
					<b>COV %</b>	<b>4%</b>	<b>11%</b>	<b>4%</b>	<b>17%</b>	<b>-23%</b>	<b>39%</b>	<b>17%</b>

**ENSAIO SCB DINÂMICO - CAP 50/70 (Teor de Projeto +0,5%: 5,8%)**

Corpo de Prova	Vv (%)	GC (%)	Diâmetro (mm)	Altura (mm)	Espessura (mm)	% σ <sub>máx</sub>	Amplitude de Tensão (MPa)		N <sub>Inicial</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)	N <sub>Ruptura</sub>	Média	Desvio Padrão	COV (%)
							N <sub>Inicial</sub>	N <sub>Ruptura</sub>								
32	4,61	99,40	149,90	73,35	51,5	20%	0,29	10600	10533	170	2%	24500	25133	579	2%	
30	4,59	99,40	149,60	72,70	51,77	20%	0,29	10300	10533	170	2%	25000	25133	579	2%	
18	4,91	99,10	150,10	73,50	52	20%	0,29	10700	10533	170	2%	25900	25133	579	2%	
23	4,01	100,00	149,90	74,40	51,13	30%	0,44	7200	7267	411	6%	18400	19267	660	3%	
13	4,35	99,60	149,60	74,90	52	30%	0,44	6800	7267	411	6%	19400	19267	660	3%	
6	3,23	100,80	149,80	73,09	51,15	40%	0,59	7800	7267	411	6%	20000	19267	660	3%	
28	3,65	100,40	149,70	72,75	51,7	40%	0,59	3150	3217	131	4%	7800	7733	170	2%	
7	3,37	100,70	148,50	72,20	51,6	40%	0,59	3100	3217	131	4%	7500	7733	170	2%	
19	3,88	100,10	149,40	74,20	51,8	50%	0,74	3400	2767	170	6%	7900	5633	591	10%	
15	3,24	100,80	148,70	73,50	51,7	50%	0,74	2700	2767	170	6%	6000	5633	591	10%	
27	3,15	100,90	150,25	73,60	51,67	50%	0,74	3000	2767	170	6%	6100	5633	591	10%	
10	3,82	100,20	147,80	72,30	51,3	50%	0,74	2600	2767	170	6%	4800	5633	591	10%	