

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**DESEMPENHO DE MISTURAS ASFÁLTICAS REFORÇADAS
COM GEOSSINTÉTICOS**

JAIME RAFAEL OBANDO ANTE

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD.

TESES DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 128/16

BRASÍLIA - DF: NOVEMBRO 4 DE 2016

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

JAIME RAFAEL OBANDO ANTE

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSARIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D. (UnB)
(ORIENTADOR)

LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

MARIA DAS GRAÇAS GARDONI ALMEIDA, D.Sc. (UFMG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

NÁTALIA DE SOUZA CORREIA, D.Sc. (UFSCar)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/ DF, novembro 04 de 2016.

FICHA CATALOGRÁFICA

OBANDO, JAIME RAFAEL ANTE

Desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos [Distrito Federal] 2016

XXVIII, 175 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2016)

Tese de Doutorado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

- | | |
|-------------------|------------------------|
| 1. Geossintéticos | 2. Reflexão de Trincas |
| 3. Aderência | 4. Degradação térmica |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OBANDO, J. R. A (2016). Desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-128/16, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 175 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jaime Rafael Obando Ante

TÍTULO: Desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos

GRAU / ANO: Doutor / 2016

É concedida a Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de Doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma para esta tese de Doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Jaime Rafael Obando Ante
ScIn 407 Bloco C apto 202, Bairro Asa Norte
CEP: 70855-530 – Brasília/DF – BRASIL
e-mail: jaime_obando87@hotmail.com

Dedicatória:
Meu amado vovô Pedro Antonio Ante, homenagem post - mortem.

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Carmen e Rafael, pelo amor incondicional, paciência, sacrifício, dedicação, e por me dar a fortaleza para cumprir meu sonho, que ao mesmo tempo foi o sonho deles. Para eles meu amor eterno.

A minhas irmãs Leidy e Piedad, por estar sempre me apoiando, dando toda a força para cumprir este longo caminho, pelo seu amor e parceria, sempre serão parte das minhas prioridades.

A meus sobrinhos Julian, Daniel, David, Juan e Mariana, pelo seu amor, por ser sempre a minha inspiração, pela alegria de ver crescer vocês.

À meu amor Ivonne Alejandra por ser a minha amiga, parceira, colega, cúmplice, meu apoio, pela paciência ao longo de todos estes anos, por me ensinar o caminho da perseverança, paciência e da dedicação. Para você meu amor eterno.

A meus tios, tias, primos, primas, sogros, cunhados e cunhada, pelo apoio ao longo destes anos.

Ao professor Ennio Marques Palmeira, uma autoridade intelectual do Brasil e do mundo na área de geossintéticos, um grande orientador, uma pessoa pela qual tenho todo o respeito, carinho e admiração.

À professora Maria José Sales, para ela todo meu carinho respeito e admiração. Obrigado pela amizade, pelo carinho, sugestões, e por me facilitar a realização dos ensaios no LabPol – UnB.

Á Hugo Leon Arenas Lozano, por ser o mestre, amigo e colega. Por acreditar sempre nas minhas capacidades.

Ao professor Marcio Muniz pelas sugestões durante a realização da pesquisa e por facilitar o uso dos equipamentos no Infralab.

A meu colega e amigo Nelson Padron Sanchez, pela amizade e sua grande colaboração na realização da minha pesquisa.

Aos colegas e amigos pelos bons momentos compartilhados ao longo destes anos: Robinson Zuluaga, Juan Gabriel Bastidas, Claudia Gomez, David Bernal, Francisco Alva, Lethicia, Liosber Medina, Ferney Quiñones, Luis Carlos Hernandez, Marcus Vinicius Souza, Janaina Lima, Janaina Tatto, Tatiana Lopez, Andres Idrobo, Yina Muñoz, Julian Buritica, Silvia Regina Pereira, Gabriel Zapata, Alejandra Zapata e Maria Cristina Gallego.

Aos meus colegas e grandes amigos Gilson Ferrari, Arthur Rocha, José Gonçalves e Zezinho.

Á TDM - Brasil em especial a Carlos Centurión pelo fornecimento dos geossintéticos.

Á Huesker - Brasil, pelo fornecimento dos Geossintéticos. Em especial ao Edwim Fernando Ruiz, grande amigo e colega.

Aos professores e pessoal administrativo do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da UnB.

Aos técnicos e colaboradores do laboratório de Engenharia Mecânica da UnB.

Aos técnicos e colaboradores do laboratório de Geotecnia da UnB

Aos meus colegas professores, alunos e pessoal administrativo do curso de Engenharia Civil do Centro Universitário de Brasília – UniCEUB, em especial aos professores Jocinez Nogueira Lima, Jairo Furtado Nogueira, Maruska Tatiana Nascimento, Neusa Motta, João Marcos Souza e Sandra Echavarria.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico CNPq, pelo apoio financeiro.

RESUMO

Vários estudos realizados no Brasil e no mundo têm relatado a eficácia dos geossintéticos como inibidores da propagação de trincas e suas contribuições no aumento da vida útil de pavimentos. O sucesso ou fracasso da restauração de pavimentos com geossintéticos depende do perfeito conhecimento de como o reforço interage com a massa asfáltica envolvente. Como contribuição ao conhecimento sobre o desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos, apresenta-se nesta tese um estudo sobre reforço de recapeamentos asfálticos mediante o uso de geossintéticos. Para tal, vários tipos de ensaios foram realizados tais como ensaios de resistência de interface geossintético-CBUQ, ensaios de flexão e de reflexão de trincas, dentre outros. Diferentes tipos e características do reforço foram investigadas, tais como: tipo de geossintético, rigidez à tração e dimensões de aberturas de geogrelhas. Os aspectos comportamentais avaliados foram: degradação térmica do geossintético de reforço, efeito da velocidade de deformação nas propriedades mecânicas do reforço, aderência entre o reforço e a mistura asfáltica, avaliação da reflexão de trincas e resistência à tração da mistura asfáltica reforçada. Dos resultados obtidos no trabalho, concluiu-se que a presença do geossintético foi capaz de aumentar em até 15 vezes a vida de fadiga da mistura asfáltica, permitindo deformações plásticas maiores do revestimento sem se chegar à ruptura total. A avaliação da aderência na interface geossintético – mistura asfáltica evidenciou que a presença do reforço pode provocar reduções significativas da adesão e no ângulo de atrito na interface. Em relação à degradação térmica, foi concluído que as mudanças nas propriedades mecânicas dos geossintéticos dependem do tipo de polímero constituinte, estrutura do reforço e proteção gerada pela emulsão asfáltica. Adicionalmente, o reforço diminuiu a intensidade das trincas refletidas e a velocidade com que elas se propagaram.

Palavras chaves: geossintéticos, reflexão de trincas, aderência, degradação térmica, vida de fadiga, velocidade de trincamento.

ABSTRACT

Several studies carried out in Brazil and in the world have reported the efficiency of geosynthetics to inhibit crack reflection in asphalt pavements and their contributions for the increase of pavement life. The success of failure of pavement restoration using geosynthetics depend on a perfect interaction between reinforcement and asphalt. To contribute to the knowledge on this type of geosynthetic application this thesis investigated asphalt cap reinforcement with geosynthetics. Different types of tests were performed, such as geosynthetic-asphalt interface shear strength, asphalt flexural strength and crack reflection, among others. The influence of different reinforcement properties was investigated focusing on the type of reinforcement, tensile stiffness and geogrid aperture dimensions. Thermal degradation of the reinforcement, asphalt-reinforcement adherence, influence of tensile test speed and crack reflection were assessed. The results obtained showed that the cap fatigue life increase up to 15 times due to the presence of the geosynthetic reinforcement, with larger plastic deformation prior to total cap failure. The evaluation of adherence at the geosynthetic-asphalt interface showed that the presence of the reinforcement may reduce significantly adhesion and friction angle at the interface. Regarding thermal degradation, changes in mechanical properties of the geosynthetics depended on the type of polymer, reinforcement structure and protection provided by the asphalt coating. In addition, the reinforcement reduced the intensity of the reflected cracks as well as crack propagation velocity.

Word keys: geosynthetics, reflective cracking, adherence, thermal effect, fatigue life, cracking velocity.

RESUMEN

Vários estúdios realizados en Brasil y en el mundo han revelado la eficiencia del uso de geosintéticos como capas que disminuyen la propagación de fisuras y su contribución en el aumento de la vida útil de los pavimentos. El éxito o fracaso de la rehabilitación de pavimentos con geosintéticos, depende del perfecto conocimiento de cómo el refuerzo interactúa con la mezcla asfáltica que se encuentra alrededor del refuerzo. Como una forma de contribuir en el estado del arte sobre el desempeño de mezclas asfálticas reforzadas con geosintéticos, es presentada en esta tesis un estudio sobre el refuerzo de capas asfálticas mediante el uso de geosintéticos, para cumplir con los objetivos propuestos, varias configuraciones de ensayo fueron realizadas, como ensayos en la interface geosintético – mezcla asfáltica, ensayos de flexión y de reflexión de fisuras, entre otros. Diferentes tipos y características del refuerzo fueron investigadas, tales como: tipo de geosintético, rigidez a la tracción y aberturas de los geosintéticos. Los aspectos evaluados fueron: degradación térmica de los geosintéticos de refuerzo, efecto de la velocidad de deformación en las propiedades mecánicas del refuerzo, adherencia entre el refuerzo y la mezcla asfáltica, evaluación de la reflexión de fisuras y resistencia a la tracción de la mezcla asfáltica reforzada. De los resultados obtenidos en la investigación, pudo ser concluido que la presencia del geosintético fue capaz de aumentar en hasta 15 veces la vida de fatiga de la mezcla asfáltica, permitiendo deformaciones plásticas mayores de la mezcla asfáltica sin llegar a la ruptura total. La evaluación de la adherencia en la interface geosintético – mezcla asfáltica, fue verificado que la presencia del refuerzo puede provocar reducciones significativas de la adhesión y ángulo de fricción en la interface. Con relación a la degradación térmica, se pudo concluir que los cambios en las propiedades mecánicas de los geosintéticos depende del tipo de polímero constituyente, estructura del refuerzo y protección generada por la emulsión asfáltica. Además, el refuerzo disminuyo la intensidad de las fisuras reflejadas y la velocidad con que se propagaron.

Palavras chaves: geosintéticos, reflexión de fissuras, adherencia, degradación térmica, vida de fatiga, velocidad de fisuración.

ÍNDICE

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	RELEVÂNCIA DA PESQUISA	1
1.2	OBJETIVOS	4
1.3	ESTRUTURA DA TESE	5
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1	GEOSSINTÉTICOS EMPREGADOS NA RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS	6
2.1.1	Materiais constituintes dos geossintéticos	6
2.1.2	Tipos de geossintéticos	9
2.1.3	Propriedades mecânicas	10
2.1.4	Mecanismos de atuação	14
2.2	DEGRADAÇÃO TÉRMICA DE GEOSSINTÉTICOS	17
2.2.1	Degradação térmica	17
2.2.2	Análise Termogravimétrica (TGA)	22
2.2.3	Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR)	24
2.3	ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO	26
2.3.1	Efeito da aderência no desempenho da estrutura de pavimento	26
2.3.2	Fatores que influenciam a aderência geossintético – mistura asfáltica	28
2.3.3	Avaliação da aderência em condições de Laboratório	31
2.4	AVALIAÇÃO DA REFLEXÃO DE TRINCAS	36
2.4.1	Mecânica da fratura e a reflexão de trincas	36
2.4.2	Ensaio em modelos físicos reduzidos	37
2.4.3	Velocidade de propagação de trincas	42
2.4.4	Efeito na resistência à tração de misturas asfálticas reforçadas	45
3	MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1	MATERIAIS EMPREGADOS NA PESQUISA	49
3.1.1	Geossintéticos	49

3.1.2	Emulsão asfáltica.....	56
3.1.3	Agregados pétreos	56
3.1.4	Cimento asfáltico de petróleo.....	58
3.1.5	Mistura asfáltica	59
3.2	INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOSSINTÉTICOS	63
3.3	DEGRADAÇÃO TÉRMICA INTERAÇÃO MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO.....	64
3.3.1	Preparação dos corpos de prova	64
3.3.2	Simulação da degradação térmica em laboratório.....	67
3.3.3	Ensaio Termogravimétricos.....	69
3.3.4	Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR).....	69
3.4	CALIBRAÇÃO DA COMPACTAÇÃO PARA A ELABORAÇÃO DE CORPOS DE PROVA DE CBUQ.....	70
3.5	INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA DURANTE A REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS..	74
3.5.1	Aquisitor de dados.....	74
3.5.2	Célula de carga	75
3.5.3	Transdutor linear resistivo de posição.....	75
3.6	ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO.....	76
3.6.1	Características dos corpos de prova	76
3.6.2	Descrição do equipamento para ensaios de aderência.....	77
3.6.3	Ensaio de aderência tipo ASTRA.....	78
3.7	AVALIAÇÃO DA REFLEXÃO DE TRINCAS	79
3.7.1	Características dos corpos de prova	79
3.7.2	Descrição do equipamento para modelo físico reduzido.....	81
3.7.3	Condições de ensaio para a avaliação de reflexão de trincas	84
3.8	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	84
3.8.1	Características dos corpos de prova	84

3.8.2	Descrição equipamento resistência à tração na flexão	85
3.8.3	Ensaio de resistência à tração na flexão.....	85
4	RESULTADOS E ANÁLISES	87
4.1	Caracterização dinâmica da mistura asfáltica	87
4.1.1	Determinação da resistência à tração	87
4.1.2	Módulo de resiliência	89
4.1.3	Lei de fadiga dos corpos de prova Marshall.....	89
4.1.4	Lei de fadiga em viga apoiada em quatro pontos (4PB)	91
4.1.5	Curva mestre da mistura asfáltica.....	94
4.2	EFEITO DA VELOCIDADE DE RUPTURA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS GEOSSINTÉTICOS.....	96
4.2.1	Avaliação da rigidez secante (J)	97
4.2.2	Avaliação da resistência à tração na ruptura	98
4.2.3	Avaliação da deformação na ruptura.....	99
4.3	DEGRADAÇÃO TÉRMICA DOS GEOSSINTÉTICOS	101
4.3.1	Avaliação das propriedades mecânicas	101
4.3.2	Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR).....	108
4.3.3	Análise Termogravimétrica (TGA)	111
4.4	ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO.....	116
4.4.1	Determinação teor de emulsão	116
4.4.2	Ensaio de aderência ASTRA - geossintéticos do Grupo I.....	119
4.4.3	Ensaio de aderência ASTRA dos geossintéticos do Grupo II	124
4.5	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	130
4.5.1	Resultados dos ensaios - materiais do Grupo I.....	133
4.5.2	Resultados dos ensaios – materiais do Grupo II.....	135
4.6	ANÁLISE DA REFLEXÃO DE TRINCAS.....	137
4.6.1	Fatores de eficiência	143

4.6.2	Vida de fadiga.....	146
4.6.3	Velocidade de propagação de trincas	149
4.6.4	Deslocamento plástico superficial.....	155
4.6.5	Análise da interação geossintético – mistura asfáltica	159
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	160
5.1	CONCLUSÕES.....	160
5.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	162
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	164

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1	Propriedades geossintéticos na avaliação da deformação permanente (modificado de Mirzapour Mounes <i>et al.</i> , 2016).....	16
Tabela 2.2	Quantidade de asfalto (modificado de Button <i>et al.</i> ,1982).....	30
Tabela 2.3	Envoltórias características em ensaios ASTRA (modificado de Ferrotti <i>et al.</i> , 2011).	35
Tabela 2.4	Envoltórias características ensaios ASTRA (modificado de Ferrotti <i>et al.</i> , 2012).36	
Tabela 3.1	Propriedades mecânicas, físicas e térmicas - Geossintéticos Grupo I.....	52
Tabela 3.2	Propriedades mecânicas, físicas e térmicas Geossintéticos - Grupo II.	55
Tabela 3.3	Resultados ensaios de caracterização emulsão asfáltica SBS.	56
Tabela 3.4	Granulometria do material utilizado para a elaboração da mistura asfáltica CBUQ faixa C DNIT 031/2006.....	57
Tabela 3.5	Resultados ensaios de caracterização no material utilizado para a elaboração de CBUQ.....	58
Tabela 3.6	Resultados ensaios de caracterização do CAP 50 - 70.....	59
Tabela 3.7	Temperaturas mistura e compactação da mistura asfáltica.	59
Tabela 3.8	Propriedades mistura asfáltica com o teor ótimo de CAP método de dosagem Marshall.....	62
Tabela 3.9	Especificações CBUQ DNIT 031/2006.	62
Tabela 3.10	Especificações técnicas da placa vibratória unidirecional CF2 Weber MT.	71
Tabela 4.1	Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral.....	88
Tabela 4.2	Resultados de ensaios de estabilidade e de fluência Marshall.	88

Tabela 4.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência.....	89
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de vida de fadiga de viga apoiada em quatro pontos (4PB) em condições de deformação controlada.	93
Tabela 4.5 Resultados ensaios de módulo dinâmico de viga apoiada em quatro pontos (4PB).	95
Tabela 4.6 Resultados de módulo dinâmico em diferentes frequências de aplicação do carregamento.	96
Tabela 4.7 Resultados do efeito da velocidade na rigidez secante: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.	98
Tabela 4.8 Resultados do efeito da velocidade na resistência à tração: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.	99
Tabela 4.9 Resultados do efeito da velocidade na deformação na ruptura: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.	100
Tabela 4.10 Identificação de amostras submetidas ao tratamento térmico	101
Tabela 4.11 Resultados dos ensaios de resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I sob efeito térmico.	104
Tabela 4.12 Resumo dos efeitos nas propriedades mecânicas dos materiais do Grupo I ocasionados pelo tratamento térmico.	105
Tabela 4.13 Resultados dos ensaios de resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II sob efeito térmico.	107
Tabela 4.14 Resumo dos efeitos nas propriedades mecânicas dos materiais do Grupo II ocasionados pelo tratamento térmico.	108
Tabela 4.15 Resultados de ensaios TG do reforço G2.	112
Tabela 4.16 Resultados de ensaios TG do reforço G3.	112
Tabela 4.17 Resultados de ensaios TG do reforço G1.	114
Tabela 4.18 Resultados de ensaios TG do reforço G2.	114
Tabela 4.19 Resultados de ensaios TG - Geossintéticos do Grupo II:(a) G6; (b) G8.....	115
Tabela 4.20 Teor de asfalto residual adotado na interface com o geossintético - CBUQ (Qd).	118
Tabela 4.21 Valores de referência no ensaio de aderência ASTRA da interface Geossintético - CBUQ.....	129
Tabela 4.22 Energias de pré-fissuração e de fratura – materiais do Grupo I.	134
Tabela 4.23 Valores de referência das propriedades mecânicas - ensaios de resistência à tração na flexão.	134

Tabela 4.24 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão – materiais do Grupo I.	135
Tabela 4.25 Energias de pré-fissuração e de fratura - materiais do Grupo II.....	136
Tabela 4.26 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do Grupo II.	136
Tabela 4.27 Número de ciclos necessários para a finalização dos ensaios - materiais do Grupo I.....	144
Tabela 4.28 Número de ciclos necessários para a finalização dos ensaios – materiais do Grupo II.	145
Tabela 4.29 Fatores de incremento da resistência à reflexão de trincas.	147
Tabela 4.30 Cálculo da vida de fadiga - geossintéticos Grupo I.....	147
Tabela 4.31 Cálculo da vida de fadiga - geossintéticos Grupo II.	149
Tabela 4.32 Velocidade de trincamento normalizada – materiais do grupo I.....	152
Tabela 4.33 Velocidade de trincamento normalizada - materiais do Grupo II.	155

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Curva força - deformação típica em ensaio de resistência à tração em geossintéticos (modificado de Lopes & Lopes, 2010).....	11
Figura 2.2 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga: (a) força versus deformação; (b) rigidez secante versus taxa de ligante (Correia, 2010).	14
Figura 2.3 Curvas de deformação permanente em misturas asfálticas com e sem reforço (modificado de Mirzapour Mounes <i>et al.</i> , 2016).	17
Figura 2.4 Simulação em laboratório processo de instalação mistura asfáltica (modificado de Norambuena-Contreras <i>et al.</i> , 2009).....	18
Figura 2.5 Amostras de geossintéticos após tratamento térmico: (a) Geotêxtil de polipropileno; (b) Geocomposto de poliéster (Norambuena-Contreras <i>et al.</i> , 2009).	19
Figura 2.6 Avaliação de degradação térmica: (a) instalação do geossintético; (b) geossintético após efeitos da degradação, Gonzalez-Torre <i>et al.</i> (2014).....	20
Figura 2.7 Resultados ensaios resistência à tração em geossintéticos: (a) Estado original; (b) após finalização dos ensaios. (modificado de Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015)	20

Figura 2.8 Configuração do procedimento de dano usando a compactação Proctor: (a) Aquecimento de materiais; (b) Compactação de materiais. (modificado de Norambuena-Contreras <i>et al.</i> , 2016).	21
Figura 2.9 Curvas de análises termogravimétricas de alguns polímeros constituintes de geossintéticos (modificado de Koerner, 2005).	22
Figura 2.10 Curva termogravimétrica do geossintético G4 (modificado de Norambuena-Contreras <i>et al.</i> , 2015).	23
Figura 2.11 Temperaturas perda de massa 1% ensaios TGA (modificado de Norambuena-Contreras <i>et al.</i> , 2015).	24
Figura 2.12 Espectro infravermelho por transformada de Fourier (FTIR) - geomembrana polietileno de alta densidade (modificado de Koerner, 2005).	25
Figura 2.13 FTIR Geossintéticos no estado virgem e após tratamento térmico (modificado de Delbono & Giudice, 2014).	26
Figura 2.14 Escorregamento do revestimento asfáltico (Bernucci <i>et al.</i> , 2008).	27
Figura 2.15 Relação entre vida de fadiga e teor de emulsão asfáltica em diferentes temperaturas e carregamentos (modificado de Ai <i>et al.</i> , 2012).	27
Figura 2.16 Mecanismos de falha por problemas de aderência: (a) Modo A; (b) Modo B; (c) Modo C, (modificado de Nithin <i>et al.</i> , 2015).	28
Figura 2.17 UTEP <i>pull - off test</i> (Tashman <i>et al.</i> , 2008).	31
Figura 2.18 Equipamento automático medição aderência por meio de torque (modificado de Collop <i>et al.</i> , 2011).	32
Figura 2.19 Avaliação de aderência em misturas asfálticas sem tensão normal: (a) Leutner <i>Test</i> (Fonseca, 2015); (b) Ensaio LPDS; (c) Ensaio LCB; (D) Ensaio DST, (modificado de Raposeira <i>et al.</i> , 2013).	32
Figura 2.20 Esquema geral do ensaio ASTRA (modificado de Ferrotti <i>et al.</i> , 2012).	33
Figura 2.21 Resultados típicos ensaios de aderência ASTRA (UNI/TS 11214 – 2007).	34
Figura 2.22 Modos de trincamento na mecânica da fratura: (a) Modo I; (b) Modo II; (c) Modo III (Nithin <i>et al.</i> , 2015).	36
Figura 2.23 Forma de trincamento nas vigas com geogrelha (pré-trinca de 6 mm, flexão) (Montestruque, 2002).	38
Figura 2.24 Modelo físico avaliação reflexão de trincas: (a) estado original; (b) finalização do ensaio sem reforço; (c) finalização do ensaio com reforço (Khodaii & Fallah, 2009b).	39

Figura 2.25 Modelo físico para a avaliação da reflexão de trincas: (a) equipamento desenvolvido; (b) resultados obtidos na pesquisa (modificado de Zamora-Barraza <i>et al.</i> , 2011).	40
Figura 2.26 Modelo físico avaliação reflexão de trincas: (a) equipamento; (b) resultados obtidos (Obando, 2012).	41
Figura 2.27 Modelo físico reflexão de trincas: (a) condições apoio corpo de prova; (b) gráfico contribuição do reforço na propagação das trincas (modificado de Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015).	42
Figura 2.28 Registro fotográfico ensaios propagação de trincas (Fallah & Khodaii, 2015c).	44
Figura 2.29 Número de ciclos versus comprimento médio de trinca (modificado de Fallah & Khodaii, 2015c).	44
Figura 2.30 Resultados ensaios de reflexão de trincas: (a) velocidade de propagação de trincas; (b) deformação vertical (modificado de Khodaii & Fallah, 2009).	45
Figura 2.31 Configuração ensaio 3PB (<i>Three Point Bending</i>) (Canestrari <i>et al.</i> , 2015).	46
Figura 2.32 Resultados plotados ensaio 3PB: (a) P _{máx.} e pré-fissuração; (b) energia de fratura (modificado de Canestrari <i>et al.</i> , 2015).	46
Figura 2.33 Propagação de trincas ensaio 3PB: (a) sem reforço; (b) reforçada com geogrelha (modificado de Canestrari <i>et al.</i> , 2015).	47
Figura 3.1 Resumo da metodologia para avaliação do desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos.	48
Figura 3.2 Amostra Geossintético 1 (G1).	50
Figura 3.3 Amostra Geossintético 2 (G2).	50
Figura 3.4 Amostra Geossintético 3 (G3).	51
Figura 3.5 Amostra Geossintético 4 (G4).	51
Figura 3.6 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga MD Geossintéticos Grupo I.	52
Figura 3.7 Amostra Geossintético 5 (G5).	53
Figura 3.8 Amostra Geossintético 6 (G6).	53
Figura 3.9 Amostra Geossintético 7 (G7).	54
Figura 3.10 Amostra Geossintético 8 (G8).	54
Figura 3.11 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga MD - Geossintéticos do Grupo II.	55
Figura 3.12 Curva granulométrica material dosado elaboração CBUQ.	57

Figura 3.13	Elaboração de mistura asfáltica para corpos de prova Marshall: (a) aquecimento dos materiais; (b) dosagem do cimento asfáltico; (b) mistura dos materiais.	60
Figura 3.14	Compactação de corpos de prova Marshall: (a) mistura elaborada; (b) compactador Marshall; (c) corpos de prova compactados.....	61
Figura 3.15	Determinação do teor ótimo cimento asfáltico: (a) determinação da densidade máxima medida (Gmm); (b) tratamento térmico dos corpos de prova Marshall; (c) estabilidade e fluência Marshall.	61
Figura 3.16	Ensaio de resistência à tração em faixa larga: (a) prensa universal EMIC DL 2000; (b) amostra antes do ensaio; (c) amostra após ensaio.	63
Figura 3.17	Efeito da emulsão asfáltica nos geossintéticos: (a) aplicação da emulsão asfáltica no campo; (b) secagem das amostras.	65
Figura 3.18	Recapeamento asfáltico no campus Darcy Ribeiro UnB: (a) instalação; (b) compactação; (c) registro tempo-temperatura.....	65
Figura 3.19	Curva de resfriamento no processo construtivo de recapeamento asfáltico.	66
Figura 3.20	Controle temperatura processo degradação térmica: (a) temperatura da estufa; (b) verificação da temperatura nos corpos de prova; (c) temperatura real da estufa.	67
Figura 3.21	Controle da homogeneidade da temperatura com câmera térmica FLIR T440. ...	67
Figura 3.22	Efeito térmico em amostras de geossintéticos: (a) acondicionamento das amostras estufa de laboratório; (b) amostras ao final do ensaio.....	68
Figura 3.23	Amostragem para ensaios de caracterização química e térmica: (a) obtenção das amostras; (b) conservação das amostras para o ensaio TGA.	68
Figura 3.24	Avaliação termogravimétrica: (a) Equipamento Shimadzu DTG-60H; (b) disposição da mostra no equipamento; (c) registro da variação de perda de massa.	69
Figura 3.25	Espectroscopia por transformada rápida de Fourier: (a) Espectrofotômetro Variam 640 IR; (b) disposição da amostra durante o equipamento; (c) espectro obtido.....	69
Figura 3.26	Determinação das condições de compactação de corpos de prova: (a) misturas de material granular; (b) elaboração da mistura asfáltica; (c) compactação.	70
Figura 3.27	Placa vibratória unidirecional CF2 Weber MT.....	71
Figura 3.28	Formas para compactação dos corpos de prova em CBUQ: (a) fôrmas metálicas; (b) obtenção dos corpos de prova.....	72
Figura 3.29	Compactação de calibração dos corpos de prova de mistura asfáltica: (a) controle da temperatura; (b) nivelamento; (c) compactação.	72
Figura 3.30	Controle de compactação da mistura asfáltica: (a) densímetro elétrico; (b) leitora do equipamento.	73

Figura 3.31 Compactação da camada superior das placas CBUQ: (a) instalação da fôrma metálica; (b) instalação do geossintético; (c) compactação.	73
Figura 3.32 Obtenção de corpos de prova cilíndricos das placas compactadas com a placa vibratória: (a) extratora rotativa; (b) extração de corpos de prova; (c) corpos de prova extraídos.	74
Figura 3.33 Aquisitor de dados Lynx ADS 2002.	75
Figura 3.34 Célula de carga da Kratos com capacidade de 100 kN.	75
Figura 3.35 Transdutor linear resistivo de posição Gefran PY2 100 mm.	75
Figura 3.36 Obtenção dos corpos de prova para ensaios de aderência: (a) demarcação das linha de corte; (b) corte com serra angular; (c) corte com serra de concreto de bancada; (d) corpos de prova definitivos.	77
Figura 3.37 Ensaio de aderência tipo ASTRA: (a) equipamento de cisalhamento direto de dimensões médias; (b) instrumentação para cargas cisalhantes e deslocamentos; (c) caixa e calço metálicos.	78
Figura 3.38 Modelo físico para avaliação de reflexão de trincas (modificado de Barraza <i>et al.</i> , 2011).	79
Figura 3.39 Obtenção corpos de prova para ensaios de reflexão de trincas: (a) demarcação das linhas de corte; (b) corte inicial com serra mármore; (c) corte definitivo com cortadora de piso.	80
Figura 3.40 Trincamento induzido nos corpos de prova: (a) trincas em flexão Modo I; (b) trincas por cisalhamento Modo II.	80
Figura 3.41 Modelo físico para avaliação de reflexão de trincas.	81
Figura 3.42 Pulsos de carga na avaliação de reflexão de trinca.	82
Figura 3.43 Particularidades do modelo físico para avaliação de reflexão de trincas.	83
Figura 3.44 Equipamento para o ensaio de reflexão de trincas.	83
Figura 3.45 Corpos de prova para avaliação da resistência à tração na flexão: (a) corte inicial; (b) corte definitivo; (c) corpos de prova prontos.	84
Figura 3.46 Sistema de ensaios resistência à tração na flexão.	85
Figura 4.1 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.	87
Figura 4.2 Extração de testemunhos da placa betuminosa compactada com placa vibratória.	88
Figura 4.3 Equipamento utilizado para a determinação do módulo de resiliência em misturas asfálticas.	89
Figura 4.4 Vida de fadiga dos corpos de prova Marshall em condições de tensão controlada.	91

Figura 4.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio de fadiga em quatro pontos (4PB): (a) câmara climática; (b) preparação dos corpos de prova antes do ensaio; (c) dimensões corpos de prova.....	92
Figura 4.6 Ensaio de fadiga da viga apoiada em quatro pontos (4PB).	92
Figura 4.7 Vida de fadiga de vigas apoiadas em quatro pontos (4PB).	93
Figura 4.8 Resultados de ensaios de módulo dinâmico de viga apoiada em quatro pontos (4PB).	94
Figura 4.9 Curva Mestre CBUQ Faixa C dos corpos de prova compactados com placa vibratória para temperatura de referência igual a 15°C.	95
Figura 4.10 Efeito da velocidade de deformação na resistência à tração em faixa larga do reforço G5.....	97
Figura 4.11 Efeito da velocidade de deformação na rigidez secante: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.....	98
Figura 4.12 Efeito da velocidade de deformação na resistência à tração: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.	99
Figura 4.13 Efeito da velocidade na deformação na ruptura: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.	100
Figura 4.14 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I: (a) G1; (b) G2.	102
Figura 4.15 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I: (a) G3; (b) G4.	103
Figura 4.16 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II: (a) G5; (b) G6.	106
Figura 4.17 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II: (a) G7; (b) G8.	107
Figura 4.18 Espectro infravermelho nos geossintéticos do grupo I: (a) G2; (b) G3.....	109
Figura 4.19 Espectro infravermelho nos geossintéticos do grupo II: (a) G6; (b) G8.....	109
Figura 4.20 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo I: (a) G2; (b) G3.	112
Figura 4.21 Degradação térmica do reforço G2.....	113
Figura 4.22 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo I: (G1); (G2).....	114
Figura 4.23 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo II: (a) G6; (b) G8.....	115
Figura 4.24 Temperaturas de perda de massa de 1% em ensaios TGA - reforços dos Grupo I e II.	116

Figura 4.25 Ensaio mancha de areia: (a) fase inicial do ensaio; (b) espalhamento da areia; (c) determinação do diâmetro da mancha de areia.	117
Figura 4.26 Asfalto residual absorvido pelo geossintético: (a) preparação das amostras; (b) saturação por 30 min; (c) secagem; (d) determinação da massa.	117
Figura 4.27 Instalação do geossintético: (a) distribuição da emulsão; (b) ruptura da emulsão; (c) instalação do geossintético.	118
Figura 4.28 Curva tensão cisalhante versus deslocamento relativo da interface geossintético G1 - CBUQ.	119
Figura 4.29 Envoltórias de cisalhamento na interface geossintético - CBUQ - materiais Grupo I.	120
Figura 4.30 Ensaio de aderência sem presença de reforço com $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$ (SR): (a) cisalhamento das camadas; (b) riscos deixados pelas partículas; (c) corpo de prova cisalhado.	121
Figura 4.31 Ensaio de aderência do Geossintético 1 (G1) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço com presença de orifícios.	121
Figura 4.32 Ensaio de aderência do Geossintético 2 (G2) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	122
Figura 4.33 Ensaio de aderência do Geossintético 3 (G3) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	123
Figura 4.34 Ensaio de aderência do Geossintético 3 (G3) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	124
Figura 4.35 Resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica dos materiais do Grupo I - $\sigma_n=560 \text{ kPa}$	124
Figura 4.36 Envoltórias de cisalhamento na interface geossintético - CBUQ dos materiais do Grupo II.	125
Figura 4.37 Ensaio de aderência do Geossintético 5 (G5) com $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	126
Figura 4.38 Ensaio de aderência do Geossintético 6 (G6) com $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	126
Figura 4.39 Ensaio de aderência do Geossintético 7 (G7) com $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	127
Figura 4.40 Ensaio de aderência do Geossintético 8 (G8) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.	127

Figura 4.41 Resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica dos materiais do Grupo II - $\sigma_n = 560$ kPa.....	128
Figura 4.42 Normalização dos resultados de resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica - $\sigma_n = 560$ kPa.....	130
Figura 4.43 Ensaio de resistência à tração na flexão das vigas sem reforço: (a) fase inicial do ensaio; (b) propagação da trinca; (c) ruptura total.	131
Figura 4.44 Ensaio de resistência à tração na flexão das vigas sem reforço: (a) fase inicial do ensaio; (b) propagação da trinca; (c) ruptura total.	131
Figura 4.45 Etapas da propagação de trincas nos ensaios de resistência à tração na flexão: (a) corpos de prova sem reforço; (b) corpos de prova reforçados.	132
Figura 4.46 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do Grupo I.	133
Figura 4.47 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do grupo II.	135
Figura 4.48 Energia de fratura (T) normalizada.....	137
Figura 4.49 Extração corpos de prova cilíndricos após a finalização do ensaio de reflexão de trincas.	138
Figura 4.50 Ensaio de reflexão de trinca da viga sem reforço: (a) finalização do ensaio com trinca induzida na posição de flexão; (b) corpo de prova extraído.	138
Figura 4.51 Finalização do ensaio de reflexão de trinca sem reforço com trincamento por cisalhamento.....	139
Figura 4.52 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G1: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	139
Figura 4.53 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G2: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	140
Figura 4.54 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G3: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	140
Figura 4.55 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G4: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	141
Figura 4.56 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G5: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	142
Figura 4.57 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G6: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	142

Figura 4.58 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G7: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	143
Figura 4.59 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G8: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.....	143
Figura 4.60 Fatores de eficiência dos materiais do Grupo I.....	144
Figura 4.61 Fatores de eficiência - materiais Grupo II.	146
Figura 4.62 Vida de fadiga - geossintéticos Grupo I.....	148
Figura 4.63 Vida de fadiga - geossintéticos Grupo II.	149
Figura 4.64 Comprimento de trinca versus ciclos de carga - Grupo I - trinca induzida por flexão.	150
Figura 4.65 Comprimento de trinca versus ciclos de carga – materiais do Grupo I - trinca induzida por cisalhamento.....	151
Figura 4.66 Velocidade de trincamento - materiais do grupo I.....	152
Figura 4.67 Comprimento de trinca versus ciclos de carga – materiais do Grupo II – trinca induzida por flexão.....	153
Figura 4.68 Comprimento de trinca versus ciclos de carga - materiais do Grupo II – trinca induzida por cisalhamento.....	153
Figura 4.69 Velocidade de trincamento – materiais do Grupo II.....	154
Figura 4.70 Deslocamento plástico dos geossintéticos do grupo I <i>versus</i> número de ciclos: (a) trinca induzida por flexão; (b) trinca induzida por cisalhamento.....	156
Figura 4.71 Deslocamento plástico ao finalizar o ensaio - materiais grupo I.	157
Figura 4.72 Deslocamento plástico dos geossintéticos do grupo II <i>versus</i> número de ciclos: (a) trinca induzida por flexão; (b) trinca induzida por cisalhamento.....	158
Figura 4.73 Deslocamento plástico ao final do ensaio - materiais do grupo II.....	158
Figura 4.74 Interação do agregado mineral com a abertura do reforço.	159

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

a	Comprimento da trinca
A, n	Parâmetros de fratura da mistura asfáltica
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTRA	<i>Ancona Shear Testing Research and Analysing Apparatus</i>
CBUQ	Concreto betuminoso usinado a quente
CD	Direção transversal à fabricação
CNT	Confederação nacional do transporte
CO ₂	Dióxido de carbono
d	Abertura da grelha
D	Diâmetro corpo de prova
da/dN	Velocidade de trincamento
Dmáx.	Diâmetro máximo
DNIT	Departamento nacional de infra-estrutura
DST	Double Shear Test
E	Modulo de Young
ENC	Engenharia Civil
EPS	Poliestireno expandido
<i>et al.</i>	E outros
F	Carga de ensaio aplicada
FT	Faculdade de Tecnologia
FTIR	Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier

g/m^2	Gramas por metro quadrado
G1	Geossintético 1
G2	Geossintético 2
G3	Geossintético 3
G4	Geossintético 4
G5	Geossintético 5
G6	Geossintético 6
G7	Geossintético 7
G8	Geossintético 8
GF	Fibras de vidro
Gmb	Densidade aparente
Gmm	Densidade máxima medida Rice
GPa	Gigapascal
Gse	Massa específica efetiva
h	Espessura corpo de prova
HWTT	<i>Hamburg Wheel Tracking Tester</i>
IPEA	Instituto de pesquisa econômica aplicada
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
K e n	Constantes obtidas experimentalmente por regressão linear dos resultados
Km	Quilômetro
Km/h	Quilômetros por hora
kN/m	Kilonewton por metro
Ks	<i>Shear reaction modulus</i>

l/m ²	Litro por metro quadrado
LCB	<i>Laboratory of Civil engineering of Barcelona Shear Test</i>
LPDS	<i>Layer-Parallel Direct Shear</i>
m	Metro
MD	Direção de fabricação
MEV	Microscópio eletrônico de varredura
Mm	Milímetros
m _n	Perda de massa expressa em percentagem
MPa	Megapascal
N	Número de ciclos
N	Newtons
N/mm	Newton/milímetro
NBR	Norma Brasileira
PA	Poliamida
Pb	Percentagem de cimento asfáltico
Pba	Percentagem de asfalto absorvido
Pbe	Teor de asfalto efetivo
PE	Polietileno
PEAD	Poliestireno de alta densidade
PEMBD	Polietilenos de muito baixa densidade
PEMD	Polietileno de media densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno

Ps	Percentagem de agregados
PS	Poliestireno
PVA	Poly Vinyl Alcohol
PVAc	Acetato de polivinila
PVC	Polivinil clorado
RA	Recobrimento asfáltico
RA TT	Recobrimento asfáltico com tratamento térmico
RBV	Relação Betume/Vazios
RP	Relação filler/ligante efetivo
SAMI	<i>Stress Absorbing Membrane Interlayer</i>
SBS	<i>Styrene Butadiene Styrene</i>
T _{d_n}	Temperatura média de decomposição
T _f	Ponto de fusão
T _g	Temperatura de transição vítrea
TGA	Análise Termogravimétrica
Tonset _n	Temperatura onde começa o processo de decomposição para a etapa n
TT	Tratamento térmico
UnB	Universidade de Brasília
UNI	<i>Ente Nazionale Italiano di Unificazione</i>
UV	Raios ultravioletas
VAM	Vazios do agregado mineral
V _v	Volume de vazios
WRC	<i>Wheel Reflective Cracking</i>

Δk	Fator de intensidade de tensão.
η	Deslocamento vertical
ξ	Deslocamento Horizontal
τ	Tensão cisalhante
$\phi_{\text{máx}}$	Diâmetro máximo dos agregados da mistura asfáltica
%	Porcentagem
&	e
N_f	Número de ciclos de carga que provoca a ruptura por fadiga
$\Delta\sigma$	Diferença de tensões
σ_n	Tensão normal
σ_t	Tensão aplicada
τ_p	Tensão cisalhante pico
τ_{res}	Tensão cisalhante residual
ϕ_p	Ângulo de atrito pico
ϕ_{res}	Ângulo de atrito residual
<	Menor que
\leq	Menor ou igual que
\geq	Maior ou igual que
°C	Graus Celsius
μm	Micrômetro
3PB	<i>Three point bending</i>
4 PB	<i>Four point bending</i>

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Um pavimento flexível visa prover condições de trafegabilidade de veículos, em condições de conforto e segurança, por um determinado período de tempo. O comportamento do sistema estrutural estará condicionado pela ocorrência de patologias, que se apresentam de forma inevitável, geradas pela degradação provocada por intempéries e passagem de veículos. Nos diferentes defeitos que acontecem nas rodovias brasileiras, é possível identificar o aparecimento de trincas, que podem ser provocadas por diversos fatores. Entre os principais problemas associados com o aparecimento de fissuras nos revestimentos asfálticos, tem-se: desconforto ao tráfego, redução das condições de segurança dos usuários, entrada de água nas camadas inferiores com a conseqüente redução da capacidade estrutural, e bombeamento de finos (Bandaru, 2010).

Os revestimentos asfálticos se degradam por um conjunto de fatores, que agem simultaneamente ou de forma isolada. Nos fatores de degradação tem-se: fadiga provocada pela repetição das cargas de tráfego, acúmulo de deformações plásticas, oxidação do asfalto e exposição de agregados, entre outros (Pedrosa, 2002).

A identificação das patologias dos pavimentos flexíveis e o entendimento do mecanismo que deu origem ao mesmo, são fundamentais para a adoção de alternativas de restauração. A recuperação das condições estruturais e funcionais de um pavimento é necessária para manter ou elevar os níveis de desempenho da rodovia. Estima-se que uma estrada degradada reduz a velocidade dos veículos em média de 8,7 km/h, e uma com o revestimento totalmente destruído a reduz em 31,7 km/h. Portanto, uma rodovia em bom estado de conservação pode resultar em até 5% de economia no consumo de combustível, menores tempos de viagem, menores custos de manutenção e menores emissões de CO₂ por os veículos que nela circulam (IPEA, 2006).

De acordo com o IPEA (2010) o setor rodoviário brasileiro é especialmente importante pela grande participação que apresenta no transporte de cargas. Ao longo das décadas de 1990 e 2000, o modal rodoviário respondeu por mais de 60% do total transportado no país. A dependência excessiva do transporte de carga em relação às rodovias, fica evidente quando é comparada a participação deste meio de transporte em outros países de dimensões similares às do Brasil. Nos Estados Unidos, a participação das rodovias no transporte de carga é de 26%, na Austrália é de 24% e na China é de apenas 8%.

No país, existem hoje 1.581.104 quilômetros de rodovias, dos quais apenas 213.909 km são pavimentadas, o que representa 13,5% da malha rodoviária. Um estudo realizado em 2016 pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) apresentou os seguintes resultados acerca da condição dos pavimentos no Brasil: Ótimo – 44,5 %, Bom – 7,2 %, Regular – 35,8%, Ruim – 9,9 %, Péssimo – 2,6 %. Analisando esses dados, pode-se inferir que cerca de 48,3 %, das rodovias do país precisam de intervenções urgentes, com a finalidade de recuperar suas condições iniciais e assim desempenharem adequadamente as funções para as quais foram projetadas. Avaliando a superfície dos pavimentos, 69,3% apresentam algum tipo de patologia sendo 48,3% desgaste, 17,3% trincas, 2,8% afundamentos, buracos etc. sendo 0,9% totalmente destruídos.

O contínuo crescimento da frota de veículos no Brasil, especialmente dos veículos de carga, exige mais ainda dos pavimentos. Os fabricantes de veículos, como resposta às solicitações do mercado, vêm a cada ano desenvolvendo novos modelos de caminhões com maiores capacidades de carga, os quais exigirão estruturas de pavimento com materiais cada vez mais competentes. Assim, é importante a avaliação da incorporação de elementos de reforço que prolonguem a vida útil dos pavimentos, reduzam os custos de manutenção e diminuam o consumo de matérias primas.

Entre as diferentes alternativas para o reforço de estruturas de pavimentos flexíveis, destaca-se o uso de geossintéticos. Segundo a Asphalt Academy (2008), os geossintéticos a serem utilizados em revestimentos asfálticos buscam evitar a reflexão de trincas entre uma camada nova e uma camada antiga, evitar a saída de finos (fenômeno de bombeamento) ou entrada de água, e outros fatores que possam diminuir as condições de resistência da estrutura.

Segundo Correia (2014) o uso de geossintéticos como reforço de recapeamentos asfálticos podem levar a significativos avanços na reabilitação de pavimentos pelo aumento da vida das rodovias e, conseqüentemente, diminuindo os custos de manutenção. Recentemente, soluções técnicas que empregam geossintéticos em recapeamentos asfálticos têm apresentado uma abordagem inovadora para minimizar as trincas por fadiga e as refletidas. Os geossintéticos usados nestas aplicações podem minimizar, redirecionar ou interceptar as trincas que aparecem na superfície do revestimento. Contudo, a maioria as aplicações desta tecnologia tem ignorado a função de reforço quando os geossintéticos são dispostos em camadas asfálticas. Pelo contrário, seu uso tem se concentrado unicamente na diminuição das trincas refletidas. Ainda,

não são totalmente entendidas as funções de reforço e diminuição de trincas refletidas por fadiga. Também ainda não existe uma metodologia claramente definida para o dimensionamento de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos. Muitas das metodologias existentes atualmente para o dimensionamento de pavimentos flexíveis consideram o reforço unicamente nas camadas granulares, desconsiderando o efeito positivo da presença do material sintético no revestimento asfáltico.

O reforço de pavimentos asfálticos com geossintéticos tem sido usado em rodovias europeias há mais de 40 anos. Os benefícios em relação a custos de construção e o aumento do tempo de vida útil têm sido verificados em projetos de pesquisa e experiências de campo. Um dos maiores projetos de pesquisa no mundo na área de pavimentos reforçados com geossintéticos é nomeado *COST REIPAS*, que envolve diferentes centros de pesquisa, universidades e órgãos estatais do continente europeu, visando limitar a reflexão de trincas, incrementar a vida de fadiga, possibilitando construir estruturas de pavimento mais econômicas e com menores custos operacionais (Watn *et al.*, 2005).

Já nos Estados Unidos, desde os anos 70 têm sido desenvolvidas relevantes pesquisas, projetos e construção de estruturas de pavimento reforçadas com materiais poliméricos. A cada ano são instalados aproximadamente 100 milhões de metros quadrados de geossintéticos em camadas de recapeamentos asfálticos. A instalação de materiais poliméricos em camadas betuminosas visa a redução de: trincas refletidas, infiltração de água, trincamento por fadiga e redução de deformações permanentes devido a altas temperaturas. Depois das aplicações em separação e estabilização de camadas, o uso de geossintéticos em recapeamentos asfálticos é a segunda maior aplicação nos Estados Unidos (Cuelho *et al.*, 2005).

No que se refere à experiência americana, na literatura são expostos grandes sucessos e alguns fracassos na aplicação desta técnica. Em ambas situações, de sucesso ou fracasso, existe um fator em comum, que é o desconhecimento da complexa relação existente entre os materiais constituintes do pavimento reforçado, tais como: propriedades dos materiais da camada de recapeamento, propriedades da interface com o geossintético, propriedades do cimento asfáltico e da pintura asfáltica de ligação, análises das deformações das camadas do pavimento e a interação entre materiais (Cuelho *et al.*, 2005).

Vários estudos realizados no Brasil (Montestruque 2002; Pereira 2002; Wickert 2003; Fritzen 2005; Bulher 2007; Bastos 2010; Obando 2012; Guimarães 2013; Fonseca 2015; Correia 2014; Correia & Zornberg, 2016) e no mundo (Prieto *et al.*, 2007; Doh *et al.*, 2009; Ferrotti *et al.*,

2011, Ferrotti *et al.*, 2012; Zamora-Barraza *et al.*, 2011; Al-Qadi *et al.*, 2012; Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015) relatam a eficácia dos geossintéticos como camadas inibidoras da propagação de trincas e suas contribuições na diminuição de trincas refletidas por fadiga. Como parte das soluções para a conservação rodoviária, apresenta-se na presente pesquisa uma proposta para o reforço de recapamentos asfálticos mediante o uso de geossintéticos, mudando diferentes características do reforço tais como: tipo de material, rigidez à tração, abertura de geogrelhas e gramatura. As características a serem avaliadas no projeto são: a degradação térmica, efeito da velocidade de deformação nas propriedades mecânicas, aderência entre o reforço e a mistura asfáltica, avaliação da reflexão de trincas e resistência à tração da mistura asfáltica reforçada.

A hipótese que sustenta a pesquisa foi que a presença de geossintéticos em camadas de recapamentos asfálticos, quando são submetidas a carregamentos cíclicos, reduz a propagação de trincas refletidas, aumenta a capacidade estrutural e vida de fadiga da via em comparação com as misturas sem reforço.

1.2 OBJETIVOS

OBJETIVO GERAL

Avaliar o efeito estrutural do uso de diferentes tipos de geossintéticos no recapamento de pavimentos flexíveis, por meio da avaliação em modelos reduzidos de laboratório de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos.

OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Determinar o efeito da temperatura da mistura asfáltica na degradação térmica dos polímeros constituintes dos geossintéticos;
- Estabelecer o efeito de diferentes velocidades de deformação sobre as propriedades mecânicas do geossintético por meio de ensaios de resistência à tração em faixa larga;
- Avaliar a aderência entre uma mistura asfáltica e diferentes tipos de geossintéticos, sob diferentes pressões normais;
- Medir a influência do uso de diferentes tipos de geossintéticos no tempo de reflexão de trincas em misturas asfálticas;

- Quantificar as mudanças na resistência à tração na flexão de corpos de prova com e sem a presença de reforço de geossintéticos.

1.3 ESTRUTURA DA TESE

A presente tese encontra-se dividida nos seguintes capítulos:

Capítulo 1 – Introdução

Faz uma pequena introdução sobre os principais tópicos abordados na pesquisa, ressaltando a relevância do tema, objetivos gerais e específicos, para dar resposta à hipótese básica da investigação.

Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica

Compila breves resumos e conceitos relacionados aos quatro principais temas da pesquisa: mecanismos de atuação de geossintéticos empregados em pavimentação, degradação térmica da interação geossintético - mistura asfáltica, aderência geossintético – mistura asfáltica e, finalmente, fenômeno de reflexão de trincas em recapeamentos reforçados.

Capítulo 3 – Materiais e Métodos

Expõe as características físicas, térmicas, mecânicas e dinâmicas dos materiais empregados nesta pesquisa. Equipamentos utilizados, metodologias de preparação, compactação e ensaios dos corpos de prova.

Capítulo 4 – Resultados e Análises

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos no programa experimental e são efetuadas as respectivas análises, bem como comparações com o reportado por outros pesquisadores.

Capítulo 5 – Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras

Em função dos resultados e análises, são descritas as principais conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

Capítulo 6 – Referências Bibliográficas

Finalmente são apresentadas as referências bibliográficas citadas no presente documento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOSINTÉTICOS EMPREGADOS NA RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS

Segundo a norma NBR ISO 10318 (2013), o termo geossintético é uma denominação genérica de produtos poliméricos (sintéticos ou naturais), industrializados, desenvolvidos para utilização em obras geotécnicas, desempenhando uma ou mais funções, entre as quais destacam-se: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

Os geossintéticos utilizados na restauração de pavimentos são geralmente geotêxteis, geogrelhas e geocompostos (geotêxtil com geogrelha). Estes materiais geossintéticos deveram cumprir uma ou mais das seguintes funções: camada desviadora de tensões, camada impermeável, reforço, sistemas anti-reflexão de trincas, redução de deformações plásticas e bloqueio de bombeamento de finos. Exercendo o geossintético uma ou mais das funções anteriores, o resultado será um pavimento com uma vida de serviço maior (Rodrigues & Ceratti, 2015).

2.1.1 Materiais constituintes dos geossintéticos

Segundo Lopes & Lopes (2010) as matérias primas utilizadas na fabricação de geossintéticos dividem-se em dois grandes grupos: naturais e químicos. Enquanto as matérias primas naturais podem ter origem vegetal e animal, as matérias primas químicas dividem-se em orgânicas (polímeros naturais transformados e polímeros sintéticos) e inorgânicas (minerais como vidro e metais).

Os materiais mais utilizados na fabricação dos geossintéticos são de tipo orgânico sintético obtido a partir da destilação do petróleo. Os materiais orgânicos sintéticos se classificam em dois tipos: termoplásticos e termorrígidos. Os termoplásticos podem amolecer e endurecer por aquecimento e esfriamento, respetivamente. Já os termorrígidos quando endurecem, partindo do estado de fusão, não podem amolecer novamente pela ação do calor. Os termoplásticos são os materiais mais utilizados na fabricação dos geossintéticos e as propriedades desses materiais dependem da sua estrutura, aditivos empregados e processo de fabricação (Lopes & Lopes, 2010).

Segundo Lotti & Bueno (2015) os geossintéticos são constituídos essencialmente por polímeros e, em menor escala, por aditivos. Os aditivos têm função de introduzir melhoras no processo de fabricação ou modificar aspectos do comportamento do polímero básico. Os polímeros resultam do encadeamento de átomos de carbono, formando uma cadeia carbônica associada ou não a grupos funcionais, estruturados a partir de pequenas unidades de repetição denominadas monômeros.

Os polímeros apresentam duas morfologias típicas, amorfa e cristalina. O estado amorfo caracteriza-se por uma completa ausência de ordem entre as moléculas. Uma imagem simples, utilizada na engenharia de polímeros para representar esse estado, é a de um prato de espaguete. Cada macromolécula seria um fio de macarrão, que se entrelaça aleatoriamente com os vizinhos. No estado cristalino, ao contrário, as moléculas são orientadas ao alinhadas, à semelhança da estrutura de um cristal. Como esses dois estados coexistem e a cristalinidade nunca atinge 100%, os polímeros são em geral tidos como amorfos e semicristalinos. Quanto maior a cristalinidade maior a rigidez, estabilidade dimensional, resistência química, resistência à abrasão, temperatura de fusão e de transição vítrea. A existência de regiões amorfas e cristalinas num polímero afeta dois parâmetros importantes: temperatura de transição vítrea e o ponto de fusão (Lotti & Bueno, 2015).

A temperatura de transição vítrea (T_g), indica a mudança de comportamento do polímero de um estado sólido para outro denominado de mobilidade, quando o material se torna mais deformável. Acima desse estado, as zonas amorfas acham-se excitadas e em movimento constante (Lotti & Bueno, 2015). Para temperaturas inferiores à T_g , a resposta do material é rígida e frágil, enquanto que para temperaturas superiores a resposta é mais dúctil. O ponto de fusão (T_f) é a temperatura para a qual as forças que ligam as moléculas nas regiões cristalinas são ultrapassadas pela energia térmica (Lopes & Lopes, 2010).

Segundo Shukla (2002), os principais polímeros utilizados na fabricação dos geossintéticos são: polietileno (PE) (polietilenos de muito baixa densidade (PEMBD), polietilenos de média densidade (PEMD) e polietilenos de alta densidade (PEAD)), poliestireno expandido (EPS), polipropileno (PP), polivinil clorado (PVC), poliéster (PET), poliestireno (PS) e poliamida (PA). A seguir descrevem-se as características dos mais importantes polímeros utilizados como matéria prima na fabricação dos geossintéticos para uso em revestimentos asfálticos:

Poliéster (PET): produto resultante da polimerização de etileno glicol e dimetiltereftalato ou ácido tereftálico. Difere da maioria dos polímeros utilizados na fabricação de geossintéticos

porque sua estrutura molecular contém oxigênio. Quando são necessários geossintéticos com alta resistência à tração, utilizam-se cadeias moleculares mais pesadas. Sob condições de acidez ou elevada alcalinidade, os trechos da cadeia em éster podem sofrer hidrólise (Lotti & Bueno, 2015). O poliéster geralmente é utilizado acima da sua temperatura de transição vítrea, por apresentar boas propriedades mecânicas e, quanto à resistência química, apresenta uma boa resistência em relação à maioria dos ácidos e muitos solventes (Lopes & Lopes, 2010).

De maneira geral as propriedades térmicas e mecânicas do PET são : percentagem de cristalinidade : < 40%, temperatura de transição vítrea (T_g): 70°C - 74 °C, temperatura de fusão (T_f): 250°C - 270 °C, Resistência à tração: 48 MPa – 72 MPa, deformação na ruptura: 50% - 300% (Lotti & Bueno, 2015).

Fibras de vidro (GF): a fibra de vidro é um dos materiais mais resistentes e mais comumente empregados como material de reforço estrutural na engenharia civil. Os tipos comerciais da fibra de vidro apresentam valores de resistência à tração acima de 4800 MPa.

As fibras de vidro são geralmente fabricadas por meio de um processo de fusão direta, no qual filamentos de diâmetro muito pequeno (3 μm – 24 μm) sofrem extrusão a altas velocidades, gerando o material com as características requeridas. Devido ao fato de que as fibras de vidro são altamente abrasivas e para facilitar o processo de fabricação, elas são impregnadas com uma resina de Poliéster que permitirá mantê-las juntas, o que irá garantir uma ligação química com outros aditivos que definirão o desempenho final do material.

As fibras de vidro são fabricadas a base de compostos de sílica e contêm alguns óxidos de metais; o principal óxido é a sílica no formato de areia. Outros óxidos como aqueles que contêm cálcio, sódio e alumínio, são incorporados para reduzir a temperatura de fusão e impedir a cristalização.

É importante mencionar que os raios ultravioletas (UV) não atacam a fibra de vidro, pois as fibras tendem a refletir a luz UV e, conseqüentemente, esta ação previne que os raios passem através das primeiras camadas do material.

De maneira geral, as propriedades mecânicas das fibras de vidro são: Módulo de Young (E): 72,4 GPa, resistência à tração: 2400 MPa, deformação na ruptura: 3,5% (Hollaway & Head, 2001).

Poly vinyl alcohol (PVA): é a resina sintética, solúvel em água, produzida em maior volume no mundo. É produzida comercialmente pela hidrólise de acetato de polivinila (PVAc). As propriedades básicas dependem do grau de polimerização e do grau de hidrólise. Este polímero é um excelente adesivo, possui boa resistência a solventes orgânicos, óleos e graxas.

O PVA apresenta uma elevada resistência à tração com uma flexibilidade satisfatória. Para melhorar a flexibilidade do PVA, o polímero é plastificado com compostos de baixo peso molecular. De maneira geral, as propriedades térmicas e mecânicas do PVA são: percentagem de cristalinidade: 60% - 70%, temperatura de transição vítrea (T_g): 85°C, Resistência à tração: 65 MPa – 120 MPa, deformação na ruptura: 0% - 3% (Jelinska *et al.*, 2010).

2.1.2 Tipos de geossintéticos

Geotêxtil

Geotêxteis são definidos como geossintéticos permeáveis fabricados em forma de manta. Entre os diferentes produtos geossintéticos, os geotêxteis são os de maior número de possibilidades de uso e podem ser empregados em variadas aplicações na engenharia geotécnica, particularmente, na construção de rodovias.

Os polímeros com maior uso na fabricação de geotêxteis para uso em revestimentos asfálticos: polipropileno ($\pm 85\%$ dos produtos), poliéster ($\pm 12\%$), polietileno ($\pm 2\%$) e poliamida ($\pm 1\%$). Os geotêxteis, segundo o processo de fabricação e disposição dos fios, podem se dividir em tecidos ou não tecidos (Shukla, 2002).

Conforme Rodrigues & Ceratti (2015), quanto aos geotêxteis impregados em recapeamentos asfálticos, são recomendados os não tecidos de poliéster ou polipropileno, com gramatura maior ou igual a 150 g/m², espessura maior ou igual a 1,5 mm, capacidade de retenção de ligante betuminoso maior que 0,9 l/m², resistência à tração maior ou igual a 7 kN/m e ponto de amolecimento maior ou igual a 180°C.

Geogrelha

As geogrelhas constituem a categoria dos geossintéticos que são projetados fundamentalmente para cumprir a função de reforço. Este material tem encontrado numerosas aplicações em projetos rodoviários. A abertura das geogrelhas permite uma melhor interação com o material no qual estão enterradas.

As geogrelhas são comumente fabricadas de polipropileno, polietileno, poliéster e PVA. As de poliéster têm geralmente pouca espessura, o que as torna flexíveis, e as ligações entre membros são tecidas ou por fusão. Estes materiais são classificados dependendo da resistência que podem fornecer nas duas direções, sendo consideradas como unidirecional ou bidirecional (Shukla, 2002).

Conforme Rodrigues & Ceratti (2015) as geogrelhas empregadas em recapamentos asfálticos devem ser fabricadas com materiais com resistência à tração (≥ 50 kN/m para deformações $\leq 12\%$) e à fadiga ($\geq 90\%$ de resistência retida após 100,000 ciclos de carga/descarga), pois estarão submetidas a ciclos de carga e descarga durante sua vida útil. Além disso, é necessário que a razão entre a abertura da malha (d) e o diâmetro máximo dos agregados da mistura asfáltica ($\phi_{\text{máx}}$) apresente valores compreendidos entre 2 e 10. A aderência entre a geogrelha e as camadas de concreto asfáltico é outro fator a ser considerado para a escolha do produto mais apropriados para cada situação de restauração.

Geocomposto

O termo geocomposto é aplicado a produtos constituídos por dois ou mais geossintéticos (geotêxteis, geogrelhas, geomembranas, etc.) que, combinados, desenvolvem uma função específica de forma mais efetiva ou impossível de ser realizada quando são usados separadamente. Os geocompostos utilizados em pavimentação consistem em um tecido (geotêxtil) impregnado com asfalto ou não associado a uma geogrelha. A função do geotêxtil é garantir o melhor grau de aderência entre o geocomposto e o revestimento novo, facilitar o processo de instalação e cumprir funções de camada impermeabilizante, enquanto a geogrelha confere alta resistência e rigidez (Shukla, 2002).

2.1.3 Propriedades mecânicas

Durante o seu tempo de vida, um geossintético está sujeito a solicitações mecânicas, que podem ser de três tipos: esforços de tração ou compressão (esforços distribuídos), puncionamento (esforços concentrados) e de rasgamento (esforços concentrados e distribuídos). Estas solicitações podem ser provocadas de forma dinâmica, por uma rápida transmissão de energia ao geossintético, ou podem ser provocadas por cargas constantes ao longo do tempo (Lopes & Lopes, 2010).

Comportamento à tração

Conforme Lopes & Lopes (2010) o comportamento à tração dos geossintéticos depende de vários fatores, tais como: polímero constituinte, estrutura, processo de fabricação, tipo de ligação, velocidade de deformação, temperatura do ensaio, direção da força aplicada, tensão de confinamento, entre outros.

A resposta dos geossintéticos quando estão sujeitos à tração é geralmente caracterizada pela curva que relaciona a força por unidade de largura (em unidades de kN/m) *versus* alongamento (em %) (Figura 2.1). A partir da curva referida é possível obter: resistência à tração (que é a força máxima por unidade de largura na ruptura), o alongamento na ruptura e a rigidez secante, que é definida como a razão entre a força por unidade de largura e a deformação correspondente.

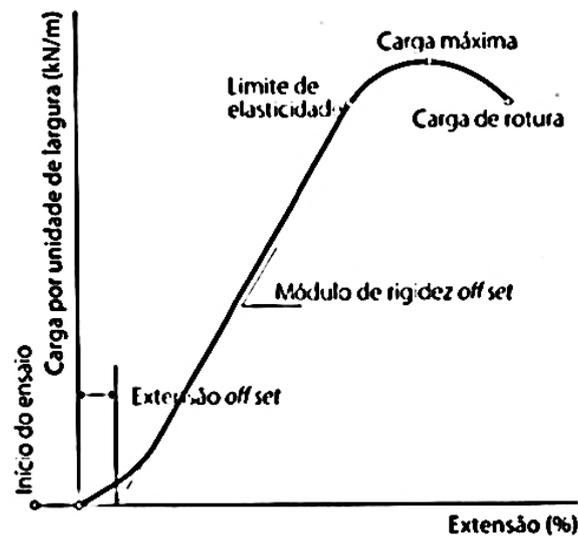


Figura 2.1 Curva força - deformação típica em ensaio de resistência à tração em geossintéticos (modificado de Lopes & Lopes, 2010).

Valores típicos de deformação na ruptura, para vários tipos de geossintéticos, podem variar na seguinte faixa de valores: geotêxteis não tecidos: 10% - 35%, geotêxteis não tecidos de poliéster mecanicamente ligados: 50% - 100%, geotêxteis não tecidos de polipropileno ou polietileno ligados térmica ou mecanicamente: 20% - 70% e nos geotêxteis tricotados é maior que 100% (Shukla, 2002).

Os valores de resistência à tração geralmente variam entre 5 kN/m e 1000 kN/m. Já os valores de rigidez secante, avaliada ao 5% de deformação, para geogrelhas de poliéster, podem variar entre: 150 kN/m e valores superiores à 900 kN/m, e para geogrelhas de fibra de vidro a rigidez avaliada a 1% de deformação pode ser da ordem de 2000 kN/m (Shukla, 2002).

No Brasil, a norma que estabelece as condições do ensaio de tração é a ABNT NBR ISO 10319:2013. Este ensaio tem a particularidade de ser realizado em corpos de prova com largura superior à sua altura, pelo que é nomeado de ensaio de tração não confinada em faixa larga. O uso de corpos de prova de maior largura deve-se ao fato que geralmente geotêxteis sofrem contração lateral. Assim, amostras com maior largura reduzem este efeito, e conduzem a um comportamento mais próximo do comportamento real em serviço (Lopes & Lopes, 2010).

Efeito da velocidade de ensaio nas propriedades mecânicas dos geossintéticos

Para o projeto de uma estrutura civil é preciso determinar as propriedades dos materiais envolvidos, dentro de condições similares às quais eles estarão submetidos durante a vida de serviço. Estruturas reforçadas com geossintéticos não são diferentes. Os ensaios convencionais para determinar as propriedades mecânicas dos geossintéticos (ensaio de resistência à tração), são realizados por meio da aplicação de um carregamento monotônico, a uma taxa constante de velocidade e em temperatura ambiente, sendo estas duas condições, na maioria dos casos, não representativas das condições reais às quais vai estar submetido o material de reforço (Cuelho *et al.*, 2005).

Tradicionalmente, o ensaio de resistência à tração em faixa larga (ABNT NBR ISO 10319:2013), é empregado para determinar as propriedades mecânicas dos geossintéticos. O ensaio é realizado aplicando um carregamento monotônico, a uma velocidade relativamente alta (20% de deformação axial por minuto) para a maioria das situações em obras civis. Não obstante, quando os geossintéticos são empregados no reforço de estruturas de pavimentos, eles experimentam carregamentos cíclicos do tráfego em velocidades superiores às estabelecidas no ensaio tradicional.

Diferentes pesquisas realizadas com amostras de geossintéticos apresentam mudanças significativas nas propriedades mecânicas, ao submeter os corpos de prova a velocidades de deformação superiores às especificadas nas normas tradicionais de ensaio. Raumann (1979) realizou ensaios com amostras de geotêxtil tecido de polipropileno e poliéster a velocidades de deformação maiores que 100%/min. Dos resultados apresentados é possível concluir que à medida que se aumenta a velocidade, a deformação na ruptura diminui, especialmente para o polipropileno. Bathurst & Cai (1994) avaliaram amostras de geomembranas de polietileno de alta densidade e geogrelhas de poliéster sob velocidades superiores 1050%/min, concluindo que a rigidez não apresentou mudanças significativas para as amostras de poliéster, mas foram significativas para as de polietileno.

Kelkar *et al.* (2000) avaliou amostras de geotêxtil de alta resistência, fabricadas em poliéster. Todas as amostras foram preparadas com uma largura constante de 0,508 m. Para estudar o efeito do espaço livre entre as garras, cinco diferentes comprimentos foram avaliados: 0,102 m, 0,203 m, 0,305 m, 0,406 m e 0,508 m. Visando verificar o efeito da velocidade de deformação, quatro diferentes velocidades foram estudadas: 2%/min, 5%/min, 10%/min e 20%/min. Dos resultados obtidos na pesquisa é possível concluir que a velocidade de deformação nos ensaios de resistência à tração gera um aumento na rigidez à tração à medida que taxa de deformação é aumentada. O efeito foi menos significativo para as amostras com comprimentos superiores a 0,406 m, onde a partir deste valor a rigidez ficou constante.

Segundo Cuelho *et al.* (2005) a velocidade de deformação em ensaios normalizados de resistência à tração é relativamente baixa em comparação com as velocidades a que os materiais estão submetidos em situações reais de serviço. Por exemplo, considere-se uma estrutura de pavimento reforçada com geossintético, onde o material polimérico desenvolve uma deformação dinâmica de 0,2%, e onde a distância da bacia de deflexão requerida, para desenvolver completamente a deformação dinâmica é de 0,333 m. Se na situação anterior um veículo transita a uma velocidade de 100 km/h, a velocidade de deformação que estará submetido o reforço será de 1000%/min, taxa que é 50 vezes maior que o valor estabelecido nas normas de ensaio. Muitas pesquisas que avaliaram o efeito da taxa de deformação na rigidez e resistência à tração, sob condições de velocidades de ensaio inferiores a 10%/min já foram realizadas. Extrapolação dos resultados para velocidades de deformações maiores pode induzir em erros, devido ao fato de que os polímeros apresentam um comportamento não-linear.

Efeito da emulsão asfáltica nas propriedades mecânicas dos geossintéticos

As pesquisas desenvolvidas por Correia (2010), Correia & Bueno (2011), Correia *et al.* (2014) e Correia & Zornberg (2014) avaliaram nove diferentes tipos de geotêxteis não tecidos, classificados de acordo com o polímero, gramatura e tipo de fibras. Nas pesquisas realizadas foram estudadas as mudanças nas propriedades mecânicas, por meio da realização de ensaios de resistência à tração em faixa larga e permeabilidade na direção normal ao plano. Nesse sentido, foram ensaiados um total de 270 corpos de prova impregnados, 9 ensaios de permissividade e 9 ensaios de transmissão de vapor de água, este último com 27 corpos de prova impregnados. Os teores de asfalto residual estudados variaram entre 0,60 l/m² e 1,40 l/m². Para efeito de comparação, foram realizados os mesmos ensaios em amostras no estado original. Dos resultados obtidos em laboratório (Figura 2.2), é possível concluir que existe uma taxa

ótima de ligante residual para que se alcance os melhores incrementos no ganho de rigidez inicial para alguns geotêxteis não tecidos e, na maioria dos casos, esta taxa correspondeu à obtida nos ensaios de retenção de asfalto. O estudo revelou incrementos na rigidez secante com a adição do ligante em todos os materiais, para os níveis de deformações considerados. Os resultados evidenciaram uma possível taxa ótima de emulsão RR-1C, para o máximo o alcance de incremento de rigidez inicial nos geotêxteis não tecidos analisados, e na maioria dos casos (73% das amostras) esta taxa correspondeu à obtida nos ensaios de retenção de asfalto. Em 39% dos materiais, este valor foi superior a $0,90 \text{ l/m}^2$ e inferior a $1,10 \text{ l/m}^2$. Para 55% dos geotêxteis, a taxa ótima revelou-se entre $1,10 \text{ l/m}^2$ e $1,15 \text{ l/m}^2$ de emulsão asfáltica (Correia, 2010).

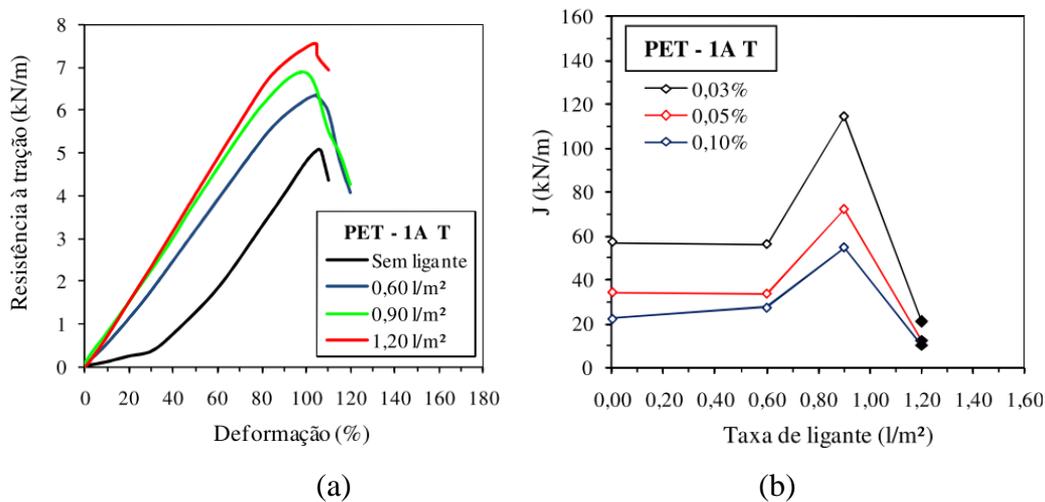


Figura 2.2 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga: (a) força versus deformação; (b) rigidez secante versus taxa de ligante (Correia, 2010).

2.1.4 Mecanismos de atuação

Sistemas antirreflexão de trincas

Um dos problemas mais comuns em um recapeamento asfáltico construído sobre um pavimento trincado é a reflexão ou propagação de trincas das camadas antigas para as novas. As trincas começam a se apresentar após ciclos de carregamento e descarregamento, onde a mistura asfáltica não resiste à rápida propagação das trincas, reduzindo por conseguinte, a vida útil do pavimento.

Uma das formas de reduzir a propagação das trincas é por meio da construção de camadas antirreflexão de trincas. Essa técnica costuma envolver o uso de camadas intermediárias especiais, colocadas entre a camada de recapeamento e o pavimento trincado (Rodrigues & Ceratti, 2015). Entre as diferentes técnicas para combater a reflexão de trincas, destaca-se o

uso de geossintéticos. Conforme Monismith & Coetzee (1980) o mecanismo associado ao emprego de geossintético é que este atuará como uma interface entre os revestimentos novo e antigo. Nessa interface ocorrerá também a máxima concentração de energia de deformação plástica, o que resultará na máxima concentração de tensões, impondo que as trincas provenientes da camada inferior sejam redirecionadas para um plano horizontal.

No uso de geossintéticos podem ser identificados dois mecanismos básicos de atuação: desvio de trincas e conversão de trincas em microfissuras. Na situação do desvio das trincas, a presença do geossintético não gera um bloqueio do processo de trincamento por reflexão, mas apenas seu atraso devido a um mecanismo em que a dissipação da energia aplicada pelas cargas de roda ao pavimento é feita, produzindo temporariamente um desligamento localizado entre a face inferior do geotêxtil e a plataforma subjacente (Rodrigues & Ceratti, 2015).

A trinca que se reflete, contudo, é menos severa que aquela que se formaria caso o geossintético não estivesse presente, devido a uma ação de reforço do material polimérico sob as deformações de tração maiores associadas à abertura de uma trinca. O desempenho global do pavimento é, portanto, melhorado por meio de uma combinação de efeitos: atraso do trincamento por reflexão, trincas refletidas de severidade atenuada, protegendo as camadas subjacentes da ação das águas pluviais e dessa forma, mantendo a resistência da estrutura contra deformações e evitando o bombeamento de finos (Rodrigues & Ceratti, 2015).

Na situação de conversão de trincas em microfissuras, a presença do reforço faz com que seja impossível a monopolização da energia dissipada para a progressão de apenas uma única trinca dominante, sendo que, ao contrário, formam-se inúmeras microfissuras de baixa severidade e trajetória aleatória. A maior parte delas apresenta progressão muito lenta e que pode ser interrompida quando adquirem uma orientação que impossibilite a continuidade do processo de dissipação de energia em sua extremidade (Rodrigues & Ceratti, 2015).

Segundo Nithin *et al.* (2015) geossintéticos com rigidez secante de pelo menos 200 kN/m, podem atuar como camadas de dissipação de tensões. O reforço pode atuar como dissipador de pequenas tensões que se concentram nas cabeças das trincas, permitindo a redução da intensidade da propagação. Algumas experiências de campo e de laboratório têm indicado que um geocomposto completamente saturado e de uma espessura considerável é mais efetivo na diminuição da propagação de trincas do que um reforço mais fino (Nithin *et al.*, 2015).

Redução de deformações plásticas

Mirzapour Mounes *et al.* (2016) estudaram a deformação permanente em misturas asfálticas com a presença de quatro diferentes tipos de geogrelhas de fibra de vidro, e em uma mistura sem reforço. A avaliação foi realizada em condições de laboratório, realizando-se o ensaio de *creep* dinâmico em corpos de prova cilíndricos de 150 mm de diâmetro, 60 mm de altura e inserindo o reforço no meio do corpo de prova. As condições de ensaio foram: confinamento lateral dos corpos de prova, carregamento uniaxial dinâmico, temperatura de 40°C, pressão de contato de 100 kPa, frequência 0,5 Hz e número de ciclos de carga igual a 10,000. As geogrelhas usadas na pesquisa apresentavam aberturas e resistência à tração diferentes, visando avaliar o efeito destas duas propriedades na deformação permanente do compósito (Tabela 2.1). A mistura asfáltica empregada correspondeu a uma granulometria tipo densa, com tamanho máximo de grãos de 9,5 mm, cimento asfáltico de petróleo de penetração 80/100 (1/10 mm), teor de ótimo de asfalto determinado pela metodologia Marshall de 5% em relação à massa total da mistura e percentagem de vazios de 8%.

Tabela 2.1 Propriedades geossintéticos na avaliação da deformação permanente (modificado de Mirzapour Mounes *et al.*, 2016).

	Reforço 1 (R1)	Reforço 2 (R2)	Reforço 3 (R3)	Reforço 4 (R4)
Resistência à tração (kN/m) (MD x CD)	115 x 115 ± 15	115 x 115 ± 15	115 x 215 ± 15	115 x 215 ± 15
Abertura livre (mm)	12,5 x 12,5	25 x 25	12,5 x 12,5	25 x 19
Deformação na ruptura (%)	2,5	2,5	2,5	2,5
Rigidez Secante (N/mm)	4600 x 4600	4600 x 4600	4600 x 8600	4600 x 8600

A partir dos resultados obtidos (Figura 2.3), é possível concluir que a presença de geossintéticos como material de reforço de misturas asfálticas permite diminuir as deformações permanentes, ressaltando que não só a resistência à tração do reforço é um parâmetro importante, mas também a relação entre tamanho dos grãos e abertura livre é fundamental. O estudo evidencia que geossintéticos com alta rigidez e abertura de grelha maiores apresentaram um melhor comportamento, permitindo diminuir em até 46% as deformações permanentes em comparação à mistura de referência.

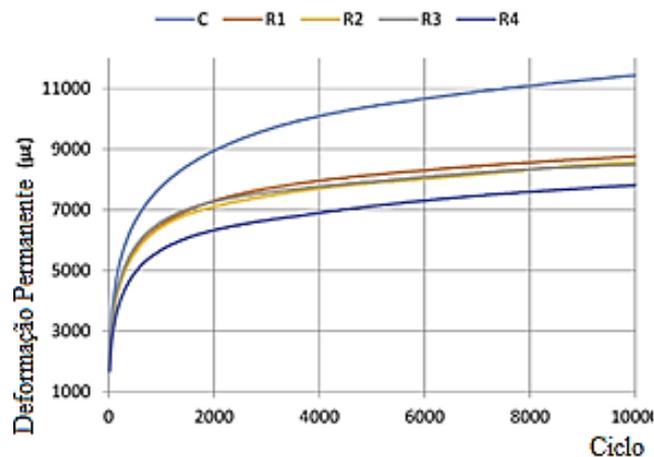


Figura 2.3 Curvas de deformação permanente em misturas asfálticas com e sem reforço (modificado de Mirzapour Mounes *et al.*, 2016).

Bloqueio de bombeamento de finos

A impregnação de geossintéticos com materiais asfálticos atua como uma barreira que reduz a permeabilidade em até três ordens de magnitude conforme Nithin *et al.* (2015). Como resultado, os solos de subleito ficam mais estáveis, reduzindo-se o bombeamento de finos e recalques diferenciais da estrutura. Para que o material polimérico atue como uma barreira impermeável deverão estar saturados com um teor de asfalto residual compreendido entre 0,72 l/m² e 0,9 l/m². Uma compactação deficiente do recapeamento asfáltico faz com que a mistura seja mais permeável e que a água possa ficar presa entre a mistura e o geossintético, causando falhas prematuras no recapeamento devido à ação do tráfego. Além disso, a compactação das misturas asfálticas é importante para garantir condições apropriadas de volume de vazios e permeabilidade mínima (Nithin *et al.*, 2015).

2.2 DEGRADAÇÃO TÉRMICA DE GEOSSINTÉTICOS

2.2.1 Degradação térmica

A durabilidade de um geossintético se caracteriza pela capacidade que o material tem em manter determinadas propriedades ao longo da vida útil da obra. Os geossintéticos empregados no tratamento do fenômeno de reflexão de trincas estão submetidos a efeitos que podem comprometer o desempenho do reforço e, ao mesmo tempo, do composto (mistura asfáltica reforçada) durante o processo construtivo do recapeamento. O primeiro fator de degradação mecânica é o processo de instalação, espalhamento e compactação da mistura asfáltica pelas pavimentadoras e compactadores. O segundo fator de degradação é a temperatura da mistura asfáltica, que no caso de misturas usinadas à quente devem manter uma determinada

temperatura para garantir uma viscosidade do cimento asfáltico, que permita efetuar o processo de compactação. Essa temperatura geralmente está compreendida entre 100°C e 165°C.

Conforme Shukla (2002) os geossintéticos empregados em aplicações rodoviárias, especificamente geotêxteis impregnados com asfalto, submetidos a temperaturas muito elevadas, podem sofrer alterações significativas que podem comprometer seus desempenhos como reforço. Tem-se assim que altas temperaturas durante o processo construtivo podem comprometer o comportamento mecânico devido a alterações na estrutura molecular do geossintético. Essas alterações, sejam significativas ou não, irão depender da natureza dos polímeros e dos aditivos incorporados, dentre outros fatores.

O aumento da temperatura acelera as reações químicas e a degradação de um polímero. Como normalmente o oxigênio está presente, em geral, ocorre a ação conjugada da temperatura e do oxigênio, desenvolvendo uma degradação termo-oxidativa.

Norambuena-Contreras *et al.* (2009) simularam em laboratório o efeito térmico do processo de instalação de misturas asfálticas em geossintéticos impregnados em recapeamentos asfálticos. O procedimento consistiu em inserir cinco tipos de geossintéticos, de dois tipos de polímeros diferentes (poliéster e polipropileno), em um recipiente metálico com materiais granulares (sem cimento asfáltico), sob temperaturas similares às equivalentes em campo (Figura 2.4).

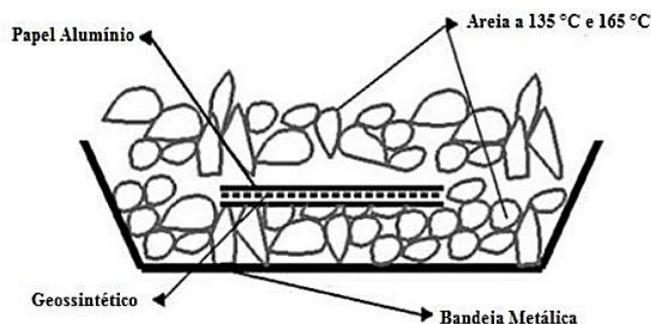


Figura 2.4 Simulação em laboratório processo de instalação mistura asfáltica (modificado de Norambuena-Contreras *et al.*, 2009)

Os materiais granulares foram previamente aquecidos por 24 horas em duas condições diferentes de temperatura: 135°C e 165°C. As temperaturas tentaram representar condições de instalação de misturas asfálticas convencionais com asfaltos modificados. No total, foram ensaiadas 240 amostras, inseridas no material granular aquecido, com um recobrimento de papel alumínio, para preservar melhor os corpos de prova. O tempo total que foram submetidos os corpos de prova ao tratamento térmico foi de 1 hora. Para efeitos de determinação das mudanças geradas pelo processo de aquecimento, foram determinadas as dimensões iniciais

dos corpos de prova e comparadas com ao finalizar o ensaio. Dos resultados obtidos foi possível concluir que as amostras fabricadas com polipropileno apresentaram uma mudança de 86 % na sua geometria inicial (Figura 2.5 a), e para o caso das amostras fabricadas em poliéster (Figura 2.5 b) apresentaram uma redução de 22%. Isso pode ser explicado, devido ao efeito térmico gerado sobre as cadeias moleculares dos polímeros ao se superar a temperatura de transição vítrea de cada material.



Figura 2.5 Amostras de geossintéticos após tratamento térmico: (a) Geotêxtil de polipropileno; (b) Geocomposto de poliéster (Norambuena-Contreras *et al.*, 2009).

Gonzalez-Torre *et al.* (2014) quantificaram o dano que sofrem os geossintéticos empregados no tratamento de reflexão de trincas devido ao efeito conjunto de dano mecânico e temperatura da mistura. Foram ensaiados cinco tipos de geossintéticos diferentes, sob as seguintes condições de ensaio: (i) dano mecânico induzido em laboratório considerando a ação dos agregados e (ii) degradação mecânica e térmica devido a instalação sob condições reais. A nova metodologia proposta pelos autores consistiu na compactação de uma placa inferior de mistura asfáltica de 40 mm de espessura, a uma temperatura de 160°C até se atingir um grau de compactação do 98% com relação à densidade da dosagem Marshall. Uma vez que atingida a temperatura apropriada, foi disposta uma camada de emulsão asfáltica no teor recomendado pelo fabricante, e quando aconteceu a ruptura da emulsão, foi disposto o geossintético (Figura 2.6 a), para posteriormente compactar a camada superior, da mesma forma que foi executada a camada inferior.

Para determinar a degradação mecânica e térmica produzida pela elaboração dos corpos de prova, as placas reforçadas foram aquecidas a uma temperatura de 100°C para se separar as camadas e se conseguir extrair o reforço sem gerar nenhum dano aparente (Figura 2.6b). A degradação foi avaliada por meio da realização de ensaios de resistência à tração em estado original e depois de elaboradas as placas de mistura asfáltica reforçada, nas condições citadas anteriormente. Os principais resultados da pesquisa indicam que acontece uma redução na rigidez dos geossintéticos ensaiados, depois de se aplicar as condições de dano. A perda das

propriedades mecânicas depende do tipo de polímero constituinte do geossintético e do tipo de dano gerado.

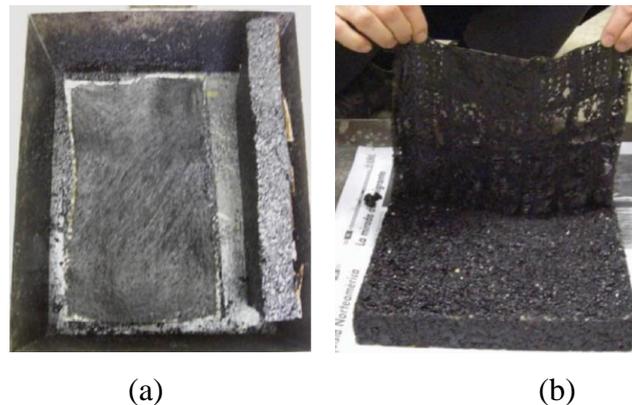


Figura 2.6 Avaliação de degradação térmica: (a) instalação do geossintético; (b) geossintético após efeitos da degradação, Gonzalez-Torre *et al.* (2014).

Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre (2015) avaliaram o efeito da degradação de oito tipos de geossintéticos, constituídos de diversos tipos de polímeros e formatos diferentes. Os materiais sintéticos são empregados comercialmente como reforço de misturas asfálticas. O estudo visou avaliar os efeitos térmicos, danos durante o processo de instalação e devidos ao carregamento dinâmico aplicado em corpos de prova prismáticos elaborados em laboratório. Para quantificar a degradação acontecida no reforço, os geossintéticos foram retirados dos corpos de prova, avaliando as alterações na resistência à tração e estruturação das fibras, efetuando a comparação com os corpos de prova em estado original (Figura 2.7 a). Dos resultados obtidos na avaliação da resistência à tração, é possível identificar que existe uma importante perda das propriedades mecânicas devido aos efeitos térmicos, decorrente da elaboração dos corpos de prova e posterior aplicação de carregamento dinâmico. Em alguns dos materiais a degradação é superior em relação a outros tipos de polímeros (Figura 2.7b).

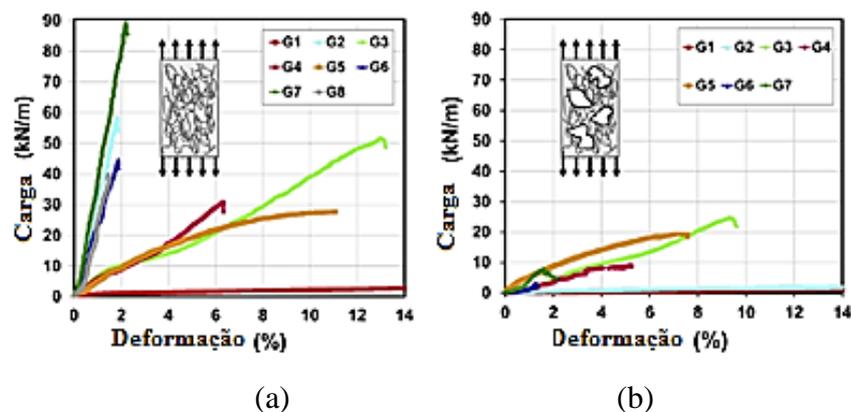


Figura 2.7 Resultados ensaios resistência à tração em geossintéticos: (a) Estado original; (b) após finalização dos ensaios. (modificado de Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015)

Norambuena-Contreras *et al.* (2016) desenvolveram uma nova metodologia de laboratório com a finalidade de avaliar o dano mecânico e térmico que sofrem os geossintéticos empregados em recapeamento asfálticos. Na pesquisa foram avaliados três tipos diferentes de geossintéticos, fabricados com poliéster, polyvinyl-alcohol e fibra de vidro, comumente usados no tratamento de reflexão fissuras em pavimentos asfálticos. A nova metodologia propõe a utilização de agregados de escória de aço que possuem propriedades térmicas similares às de uma mistura asfáltica. Os sistemas de compactação escolhidos para representar o dano mecânico foram o Proctor e Marshall (Figura 2.8). A simulação dos efeitos térmicos incluía diferentes condições de contato entre os materiais aquecidos e o reforço (tentando simular tempo de contato entre a mistura e o reforço, antes da compactação) e diferentes condições de energias de compactação foram simuladas, alterando-se o número de golpes necessários para compactar o material previamente aquecido.

Dos resultados obtidos na pesquisa, é possível concluir que a compactação Proctor, não gerou mudanças significativas nas propriedades mecânicas do reforço, já a compactação através da metodologia Marshall, gerou mudanças significativas nas fibras com o tratamento térmico em comparação aos materiais em estado original. Os autores sugerem como alternativas para diminuir a degradação mecânica e térmica em condições de laboratório e de campo, o uso de misturas asfálticas auto-adensáveis que permitam diminuir os esforços de compactação, e recobrimentos químicos especiais nos materiais de reforço, para proteger as fibras do efeito das altas temperaturas.

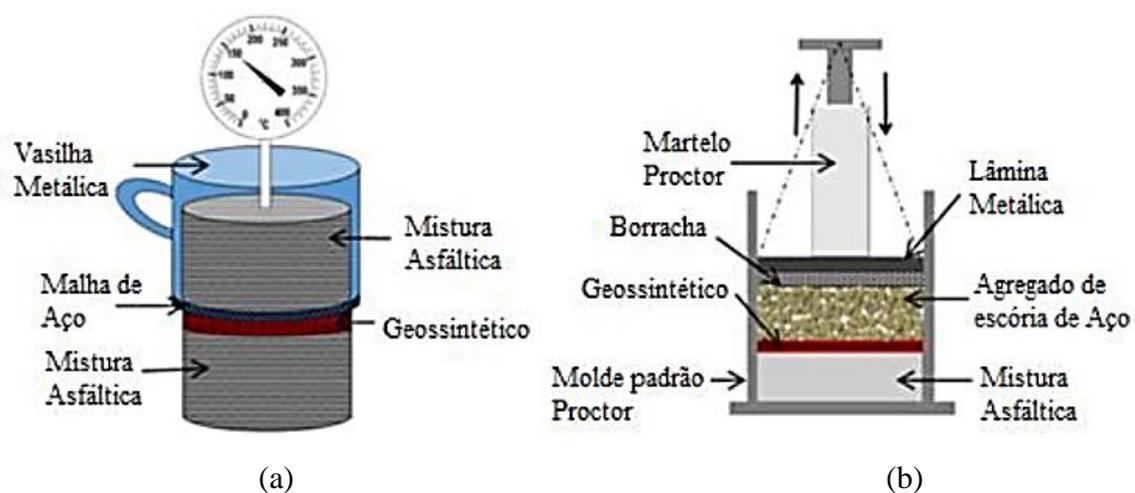


Figura 2.8 Configuração do procedimento de dano usando a compactação Proctor: (a) Aquecimento de materiais; (b) Compactação de materiais. (modificado de Norambuena-Contreras *et al.*, 2016).

2.2.2 Análise Termogravimétrica (TGA)

É uma das técnicas de análises térmicas de tipo quantitativo, na qual uma propriedade do polímero é avaliada em função de condições de temperatura controlada. A técnica TGA registra as mudanças da massa da amostra em função da temperatura. O registro da perda contínua de massa de uma amostra que está sendo submetida a aquecimento, a uma taxa constante de aumento de temperatura produz curvas como as apresentadas na Figura 2.9. As variações na massa do corpo de prova são verificadas pela balança interna de alta precisão do instrumento, à medida que ocorre a queima do produto pelo aumento da temperatura.

A redução pronunciada da massa da amostra numa determinada temperatura, significa vaporização de componentes específicos. Por exemplo, os plastificantes no PVC são removidos a aproximadamente 300°C, enquanto as resinas são removidas a uma temperatura entre 450°C – 500°C. O que se decompõe além dos 500°C são compostos de carbono e cinzas (Koerner, 2005).

O ensaio pode ser realizado sob diferentes tipos de atmosferas (nitrogênio, ar sintético, oxigênio) e velocidades de acréscimo de temperatura diferentes (geralmente se emprega 10°C/min). As condições de ensaio são escolhidas em função das condições reais em que vai estar submetido o material. As principais informações obtidas no TG são: T_{onset_n} que é a temperatura onde começa o processo de decomposição para a etapa n, T_{d_n} é a temperatura média de decomposição e m_n , que é a perda de massa expressa em percentagem. A temperatura de decomposição T_d , é definida como a temperatura em que a velocidade de decomposição da amostra é máxima.

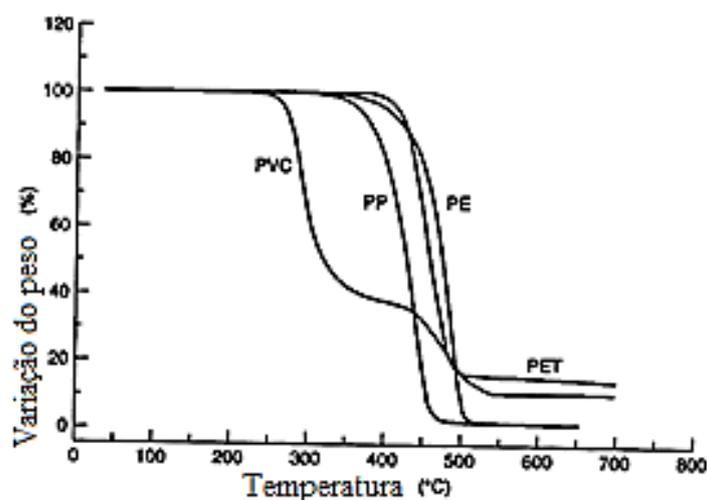


Figura 2.9 Curvas de análises termogravimétricas de alguns polímeros constituintes de geossintéticos (modificado de Koerner, 2005).

Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre (2015) empregaram a avaliação termogravimétrica para estabelecer qual era o potencial de degradação térmica que pode acontecer devido aos efeitos de instalação da mistura asfáltica. A avaliação foi realizada para oito diferentes tipos de geossintéticos empregados em reforço de misturas asfálticas. Na Figura 2.10 é apresentado o resultado do ensaio TGA para a amostra nomeada como G4. A figura apresenta a perda de massa do material e taxa de perda de massa (derivada da massa) como função do incremento de temperatura. Tem sido observado que a máxima taxa de perda de massa acontece ao longo do intervalo de temperatura de trabalho (20 °C – 150°C), acontecendo perdas de massa a baixas temperaturas, o que implica em redução de peso unitário do reforço, perda de solventes e, conseqüentemente, redução nas propriedades mecânicas.

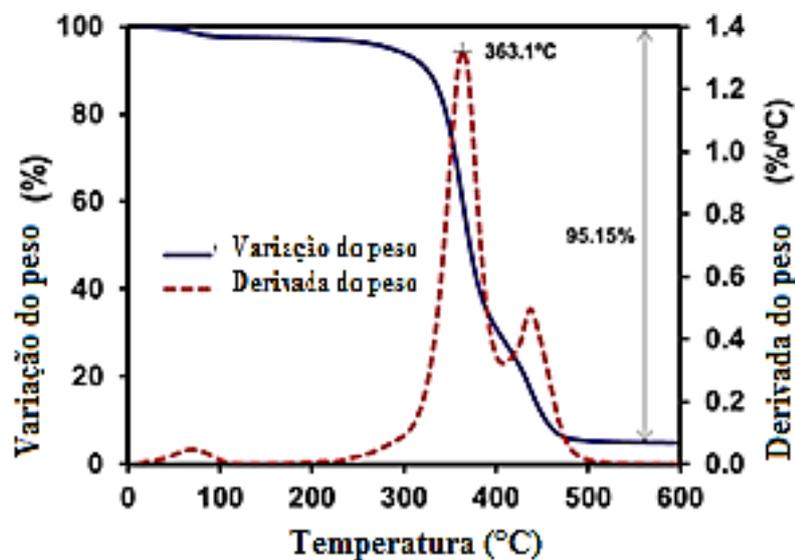


Figura 2.10 Curva termogravimétrica do geossintético G4 (modificado de Norambuena-Contreras *et al.*, 2015).

Os resultados da avaliação termogravimétrica, foram organizados de tal forma de apresentar as temperaturas que geram uma perda de massa de 1% dos componentes do reforço (Figura 2.11). Esta percentagem tem sido considerada como o valor onde os materiais sintéticos começam a se degradar. Duas zonas podem ser identificadas no gráfico: a zona 1, para temperaturas inferiores às condições de instalação da mistura, e a zona 2, para temperaturas superiores. Os materiais que se localizam na zona 1 são mais suscetíveis à degradação térmica durante o processo de instalação de misturas asfálticas. As análises termogravimétricas realizadas permitem estabelecer que a degradação térmica dos geossintéticos começa a temperaturas inferiores às sugeridas pelos fabricantes de produtos como temperaturas máximas de trabalho.

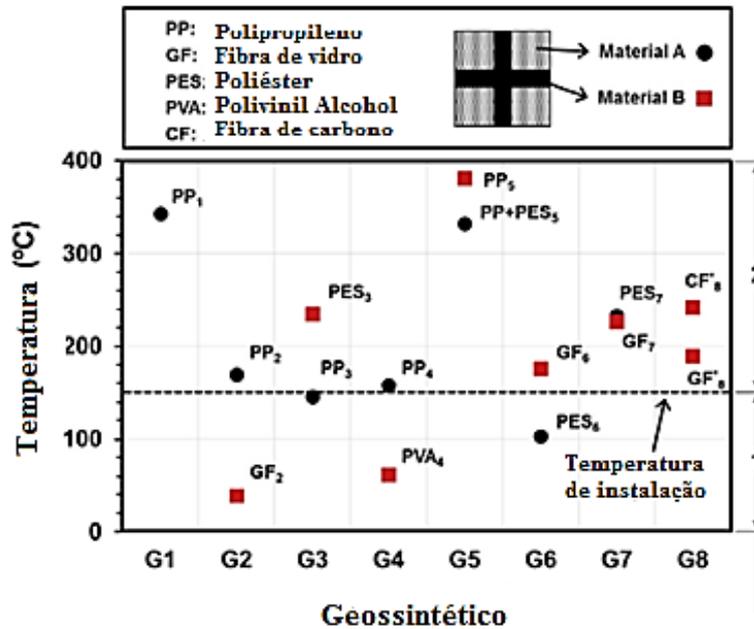


Figura 2.11 Temperaturas perda de massa 1% ensaios TGA (modificado de Norambuena-Contreras *et al.*, 2015).

2.2.3 Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR)

Segundo Paiva *et al.* (2013) o método de FTIR baseia-se no conceito que os grupos funcionais nas moléculas têm sua própria frequência natural de vibração. É importante destacar, que os grupos funcionais são um conjunto de átomos os quais são responsáveis pelas diferentes reações químicas que acontecem no interior do compósito. Durante a realização do FTIR a amostra é submetida a uma radiação. A frequência da radiação encontra-se na região do infravermelho. Se a frequência coincide com a vibração natural do grupo funcional, o polímero absorverá esta energia e uma banda de absorção aparecerá plotada no espectrograma.

O instrumento que obtém o espectro de absorção no infravermelho de um composto é chamado de espectrofotômetro. Existem dois tipos de instrumentos: dispersivos e de transformada rápida de Fourier (FT), sendo que os FT produzem o espectro muito mais rapidamente do que os instrumentos dispersivos (Paiva *et al.*, 2013).

Na Figura 2.12 é apresentado o espectro típico de uma amostra de polietileno no estado original. Cada pico no espectro representa a vibração de um grupo funcional em estiramento ou em dobramento. Por exemplo, um pico forte numa frequência de 2850 cm^{-1} é a absorção devida à vibração de alongamento do grupo C-H.

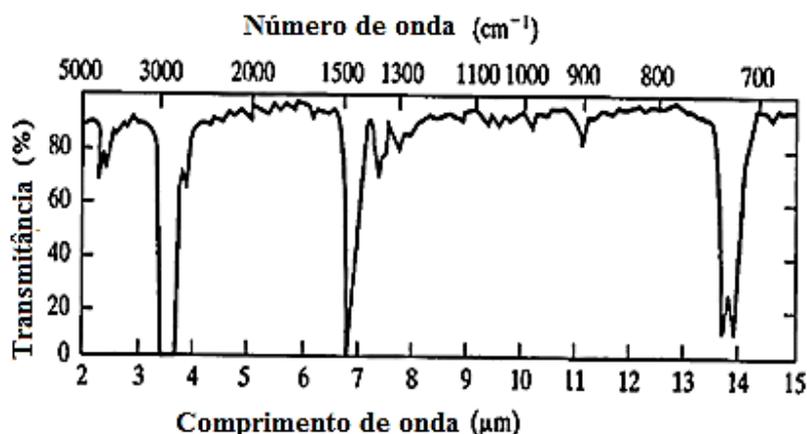


Figura 2.12 Espectro infravermelho por transformada de Fourier (FTIR) - geomembrana polietileno de alta densidade (modificado de Koerner, 2005).

Delbono & Giudice (2014) avaliaram a aderência entre um geocomposto com recobrimento asfáltico fabricado em polipropileno e uma mistura asfáltica, colado com dois tipos de emulsões asfálticas diferentes. A pesquisa, além da avaliação da aderência, visou estudar a degradação térmica que acontece ao geossintético entrar em contato com a mistura asfáltica. Para efeitos da avaliação das mudanças acontecidas pelo efeito térmico, foram realizados testes de instalação e compactação da mistura com as seguintes temperaturas: 140°C 160°C e 180°C. A determinação das mudanças na aderência geocomposto – mistura asfáltica foi determinada por meio do ensaio de tensão cisalhante e tração direta. Já as mudanças na estrutura química foram avaliadas através da realização de ensaios FTIR e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Dos resultados obtidos na avaliação da aderência, foi possível concluir que o efeito térmico devido à interação da mistura aquecida com o geossintético gera melhorias significativas na aderência. As alterações nos grupos funcionais que compõem os geossintéticos, avaliadas pelo FTIR (Figura 2.13), permitiram identificar as alterações no material devido ao processo de aquecimento.

O espectro apresenta vibrações características para este tipo de materiais; picos são observados a 2930 cm^{-1} , 2850 cm^{-1} , 950 cm^{-1} e 650 cm^{-1} , os quais podem ser atribuídas ao grupo C-H de diferentes cadeias de hidrocarbonetos e vibração 1450 cm^{-1} , o qual pode corresponder a grupos funcionais de cadeias duplas C=C. Ao comparar os dois espectros, é possível identificar reações químicas devido ao alongamento do grupo N-H (entre 3550 cm^{-1} e 3150 cm^{-1}) e C=O (na região de 1750 cm^{-1}). Estas alterações químicas do geossintético, podem ser responsáveis pelas mudanças no ponto de fusão dos materiais ao serem cobertos com a emulsão asfáltica, e seu posterior efeito na aderência mistura – geocomposto.

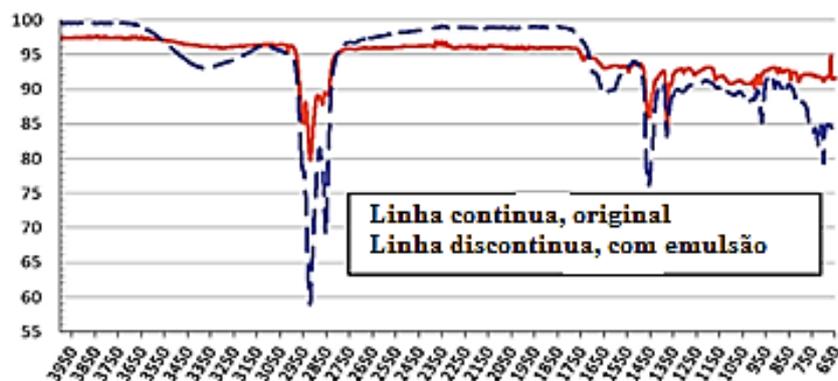


Figura 2.13 FTIR Geossintéticos no estado virgem e após tratamento térmico (modificado de Delbono & Giudice, 2014).

2.3 ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO

2.3.1 Efeito da aderência no desempenho da estrutura de pavimento

Numa estrutura de pavimento, a distribuição e dissipação de tensões geradas pelos veículos, não só depende das características individuais dos materiais que constituem cada camada, mas também da apropriada interação e adesão entre elas. Em atividades de reabilitação de estruturas de pavimento flexível, os ligantes asfálticos cumprem a função de gerar a adesão necessária entre o recapeamento antigo e o revestimento novo. A aderência efetiva entre as camadas permitirá que as camadas de pavimento trabalhem de uma maneira conjunta, suportando as forças transmitidas pelos veículos e os fatores ambientais (Al-Qadi *et al.*, 2008).

No dimensionamento de pavimentos são consideradas duas condições de aderência no revestimento asfáltico: totalmente aderido ou sem aderência nenhuma. Não obstante, em condições reais, estas duas situações nem sempre acontecem. Uma boa aderência depende de vários fatores, tais como: nível de compactação e qualidade da camada de base, temperatura de compactação do revestimento, granulometria e forma das partículas da camada asfáltica, teor e tipo de ligante asfáltico, distribuição homogênea do ligante, contaminação da superfície, envelhecimento e textura do revestimento a ser recapeado (Tashman *et al.*, 2008), presença da membrana de absorção de tensões (SAMI “*Stress Absorbing Membrane Interlayer*”), temperatura do pavimento, geometria do pavimento, magnitude das cargas verticais, tráfego de veículos, entre outros (Sutanto, 2009).

As deficiências na aderência de revestimentos asfálticos permitem o aparecimento prematuro de patologias, que deterioram a estrutura do pavimento. Um dos defeitos típicos causados pela fraca aderência entre revestimentos asfálticos é o escorregamento do revestimento (Figura

2.14). Este tipo de defeito acontece devido falhas construtivas e pintura de ligação deficiente ou em excesso (Bernucci *et al.*, 2008).



Figura 2.14 Escorregamento do revestimento asfáltico (Bernucci *et al.*, 2008).

O efeito no desempenho de uma estrutura de pavimento, onde o revestimento asfáltico apresenta problemas de aderência, tem sido estudado por diferentes pesquisadores. Por exemplo, Ai *et al.* (2012) estudaram o comportamento à fadiga de corpos de prova elaborados em mistura asfáltica com diferentes teores de emulsão asfáltica na interface, realizando os ensaios sob diferentes temperaturas e carregamentos dinâmicos. Dos resultados obtidos na pesquisa (Figura 2.15), pode-se concluir que a vida de fadiga dos corpos de prova é aumentada com o incremento do teor de asfalto residual na interface até um determinado ponto onde a vida de fadiga começa a cair. O teor de asfalto residual que gerou o melhor comportamento à fadiga para as condições de ensaios foi de 0,65 kg/m². Outro fato importante concluído na pesquisa foi que a vida de fadiga decresce consideravelmente com o aumento da temperatura e da carga.

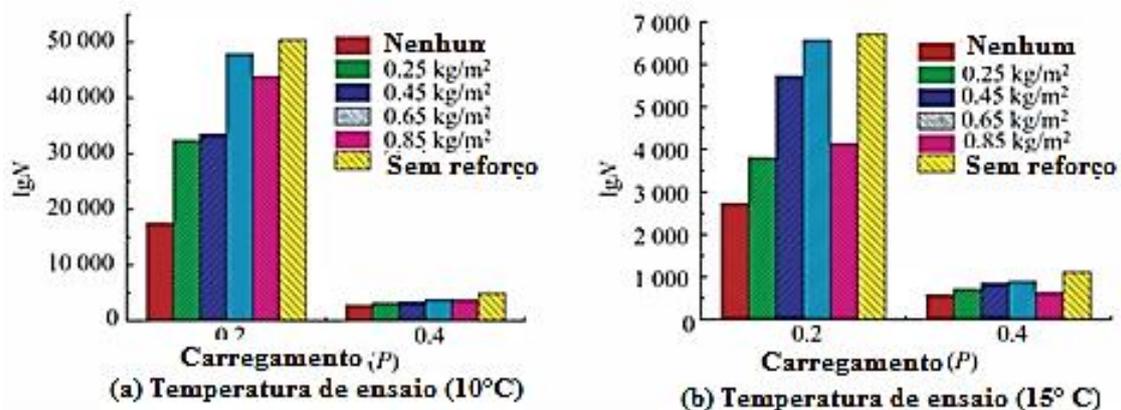


Figura 2.15 Relação entre vida de fadiga e teor de emulsão asfáltica em diferentes temperaturas e carregamentos (modificado de Ai *et al.*, 2012).

Análises numéricas visando avaliar o efeito gerado nas estruturas de pavimento, sob diferentes condições de aderência das camadas do pavimento têm sido empregadas por diferentes autores (Kruncheva *et al.*, 2005; Chabot *et al.*, 2013; Ogundipe *et al.*, 2014; Cai *et al.*, 2015). Entre os

diferentes tópicos estudados, destaca-se os efeitos de diferentes condições da aderência entre o revestimento asfáltico e a camada de base sob aplicação de carregamentos estáticos. Dos resultados obtidos, é possível concluir que uma baixa aderência do revestimento asfáltico tem um efeito significativo na vida da estrutura do pavimento, gerando reduções de até 80% na vida de fadiga devido ao aumento das tensões na fibra inferior da camada asfáltica e aumentos na tensão vertical na parte superior da camada de subleito.

2.3.2 Fatores que influenciam a aderência geossintético – mistura asfáltica

Segundo Nithin *et al.* (2015) os problemas de aderência nos revestimentos asfálticos são classificados em três modos diferentes: separação por cisalhamento (**Modo A**), separação por tração (**Modo B**) e separação por efeitos combinados de tração e cisalhamento (**Modo C**) (Figura 2.16). O modo A, é induzido devido ao tráfego de veículos e à temperatura, que geram esforços cisalhantes no revestimento. O modo B acontece devido à expansão de gases causado por água acumulada e atividade microbiológica, retidos na interface entre o revestimento e a camada de base, piorando a situação devido à sucção exercido pelos pneus. O modo C é gerado quando os veículos se deslocam sob uma camada fina de revestimento asfáltico, onde os carregamentos se concentram na superfície do revestimento, gerando problemas de tração na camada betuminosa.

No caso de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos, os principais fatores que influenciam na aderência são: tipos de geossintético, tipo de ligante asfáltico, teor de asfalto residual, magnitude do carregamento vertical e taxa de cisalhamento.

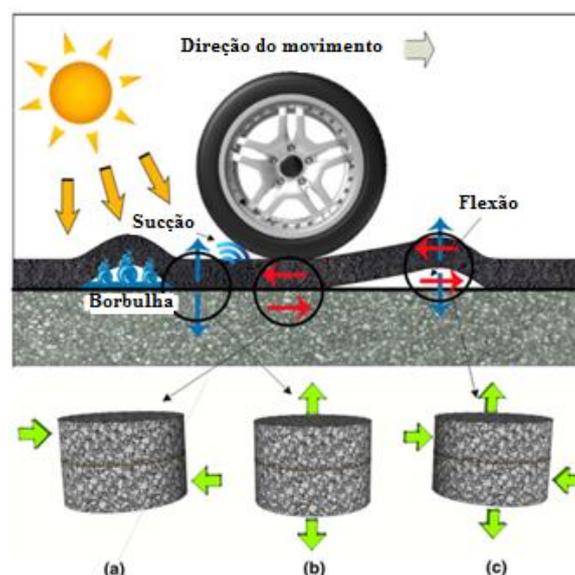


Figura 2.16 Mecanismos de falha por problemas de aderência: (a) Modo A; (b) Modo B; (c) Modo C, (modificado de Nithin *et al.*, 2015).

O sucesso da restauração de revestimentos asfálticos com geossintéticos está fortemente influenciada pela seleção do ligante asfáltico apropriado, taxa de aplicação adequada, viscosidade, aplicação deficiente ou em excesso, distribuição não homogênea do material asfáltico e deficiências durante o processo construtivo. Para cada tipo de geossintético é fundamental avaliar, no laboratório e no campo, o teor ótimo de ligante que deverá ser adicionado para garantir a melhor condição de aderência. É importante destacar que, os asfaltos diluídos (*cutbacks*) não deverão ser usados sob nenhum motivo, devido ao fato que são cimentos asfálticos diluídos com solventes aromáticos, os quais podem prejudicar enormemente o desempenho dos polímeros constituintes dos geossintéticos. As geogrelhas empregadas em restauração de pavimentos têm evoluído nos últimos anos, incluindo na sua fabricação recobrimentos poliméricos termo - sensíveis, que geram um melhor desempenho do material ao aprimorar a aderência com o revestimento asfáltico (Nithin *et al.*, 2015).

A dosagem ótima de asfalto residual, que garante uma boa aderência entre o geossintético e o revestimento asfáltico depende de vários fatores: estrutura do material polimérico, espessura do geossintético, textura da superficial da camada inferior e superior, entre outros fatores. Alguns tipos de geossintéticos têm a capacidade de absorber até 0,9 l/m² de asfalto residual, sendo necessário aplicar uma quantidade adicional de asfalto (0,023 l/m² como valor recomendado), para garantir uma perfeita aderência entre camada antiga, geossintético e o recapeamento. Quantidades excessivas de asfalto podem gerar patologias relacionadas com escorregamento do revestimento e problemas durante o processo de instalação do material polimérico, os quais podem ficar grudados nos pneus dos equipamentos de construção devido ao excesso de ligante (Nithin *et al.*, 2015). A aplicação de quantidades de asfalto residual inferiores às recomendadas nas especificações de construção podem levar a falhas prematuras em estruturas de pavimento, mesmo em estruturas com até com um dia de terem sido construídas, devido à separação do revestimento asfáltico das camadas granulares (Chen, 2010).

Diferentes pesquisas têm sido desenvolvidas com o intuito de determinar o teor ótimo de asfalto residual, que garante as melhores condições aderência entre o geossintético e o revestimento (Zamora-Barraza *et al.*, 2010; Raposeiras *et al.*, 2012; Guimarães, 2013; Fonseca, 2015). Segundo Button *et al.* (1982), o teor de emulsão depende das características de textura do pavimento existente e do tipo de geossintético a ser empregado, de acordo com a seguinte equação 2.1:

$$Q_d = 0,36 + Q_s \pm Q_c \quad (2.1)$$

Onde,

Qd: Quantidade de asfalto (l/m^2);

Qs: Quantidade de asfalto que satura o geossintético (l/m^2);

Qc: Correção em função das condições da superfície existente (l/m^2).

Os valores de Qc, são apresentados na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 Quantidade de asfalto (modificado de Button *et al.*, 1982).

Condição da superfície	Qc (l/m^2)
Polida	-0,09 a 0,09
Liso, sem poros	0,09 – 0,23
Levemente porosa, levemente oxidada	0,23 – 0,36
Levemente porosa, oxidada	0,36 – 0,5
Muito danificada, porosa, oxidada	0,5 – 0,59

É importante ressaltar que a equação proposta é válida só para o uso de geotêxteis e não para geogrelhas ou geocompostos.

Com relação às características das emulsões asfálticas empregadas, é importante que a aplicação seja realizada numa faixa de temperaturas compreendida entre: $55^{\circ}C$ e $70^{\circ}C$, para garantir uma apropriada viscosidade do ligante emulsificado. Temperaturas superiores a $70^{\circ}C$ podem gerar uma ruptura antecipada e para temperaturas baixas, corre-se o risco de durante a instalação do recapeamento ainda existir água que dificulte a aderência do geossintético (Nithin *et al.*, 2015).

Dependendo do tipo de geossintético instalado, podem acontecer situações que pioram a aderência com a camada asfáltica. É importante que exista uma apropriada interação entre os materiais, que é conseguida por meio do inter-travamento das partículas que compõem a mistura asfáltica com os membros das geogrelhas ou geocompostos. Quando são usados geotêxteis, é recomendado que a sua gramatura esteja compreendida entre 120 g/m^2 e 200 g/m^2 . Segundo recomendações da AASHTO, os geocompostos empregados em restauração de pavimentos devem apresentar no mínimo uma gramatura de 140 g/m^2 . A espessura do geossintético é um parâmetro importante pois, em função da sua estrutura, ele poderá agir positivamente na absorção e dissipação de esforços ou negativamente ao gerar um efeito de separação entre as camadas (Nithin *et al.*, 2015).

2.3.3 Avaliação da aderência em condições de Laboratório

Diversas pesquisas têm desenvolvido métodos destrutivos e não destrutivos (Kruncheva *et al.*, 2004) para avaliar a aderência entre revestimento asfálticos em condições de campo e laboratório. As técnicas de avaliação podem ser classificadas em três grupos principais: tração, torque e cisalhamento.

Entre os ensaios de tração, pode ser citado o dispositivo ATacker, desenvolvido em 2003 pela companhia Instron Tek. O equipamento determina o esforço longitudinal, ao se aplicar um esforço perpendicular à interface. O ensaio pode ser realizado em condições de campo ou de laboratório. O método consiste em posicionar uma chapa circular de aço na superfície onde previamente foi aplicada emulsão asfáltica. Quando a emulsão rompe, uma carga vertical de tração é aplicada para produzir a separação entre as camadas, determinando-se a força necessária para descolar os revestimentos envolvidos. Outros dispositivos inspirados no ATacker foram desenvolvidos posteriormente, entre eles o UTEP pull-off test (Figura 2.17) e o dispositivo LTCQT (Raposeiras *et al.*, 2013).

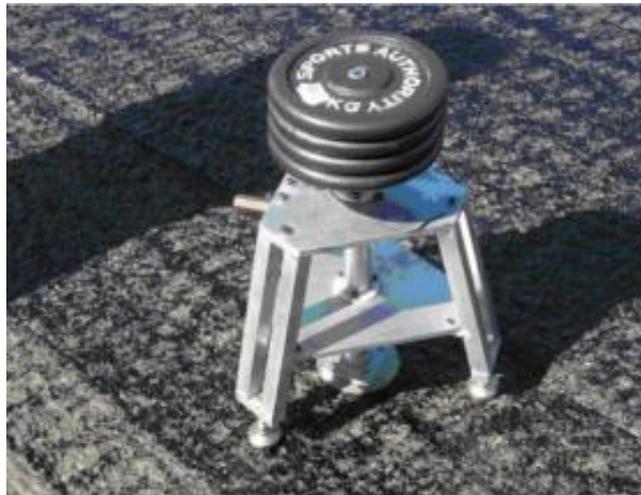


Figura 2.17 UTEP *pull - off test* (Tashman *et al.*, 2008)

A determinação da aderência de camadas asfálticas por meio da aplicação de um torque consiste na ação de uma força sob um elemento metálico grudado na parte superior de um corpo de prova, gerando um giro no ponto central, separando conseqüentemente as camadas betuminosas. Baseado neste princípio, Collop *et al.* (2011) desenvolveram um equipamento automático de laboratório (Figura 2.18) que aplica um torque em condições quase-estáticas ou carregamento dinâmico na interface. A ação do torque é realizada a taxas de rotação controladas (Raposeiras *et al.*, 2013).

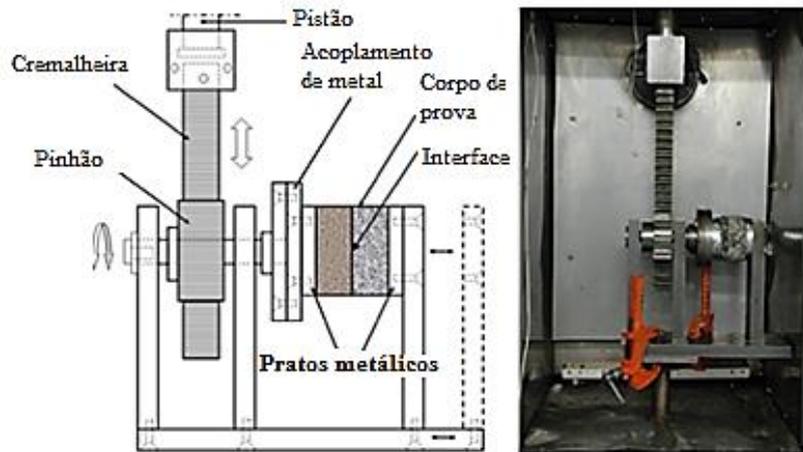


Figura 2.18 Equipamento automático medição aderência por meio de torque (modificado de Collop *et al.*, 2011).

As metodologias que avaliam a aderência por meio de ensaios de cisalhamento podem ser classificadas segundo se é ou não é aplicada tensão normal perpendicular ao plano de ruptura. Entre os ensaios sem aplicação de tensão normal tem-se: Leutner *Test* (Figura 2.19 a) (Collop *et al.*, 2003; Collop *et al.*, 2009; Ogundipe, 2011; Górszczyk & Malicki, 2012; Ogundipe *et al.*, 2013; Guimarães, 2013; Fonseca, 2015); LPDS - *Layer-Parallel Direct Shear* (Figura 2.19 b) (Raab & Partl, 2004; Raab & Partl, 2008; Santagata *et al.*, 2009; Raab & Partl, 2009; Kim *et al.*, 2010; Kim *et al.*, 2011; Raab *et al.*, 2012); LCB – *Laboratory of Civil Engineering of Barcelona Shear Test* (Figura 2.19 c) (Pérez Jiménez *et al.*, 2005; Raposeiras *et al.*, 2012) e DST - *Double Shear Test* (Figura 2.19 d) (Zamora-Barraza *et al.*, 2010).

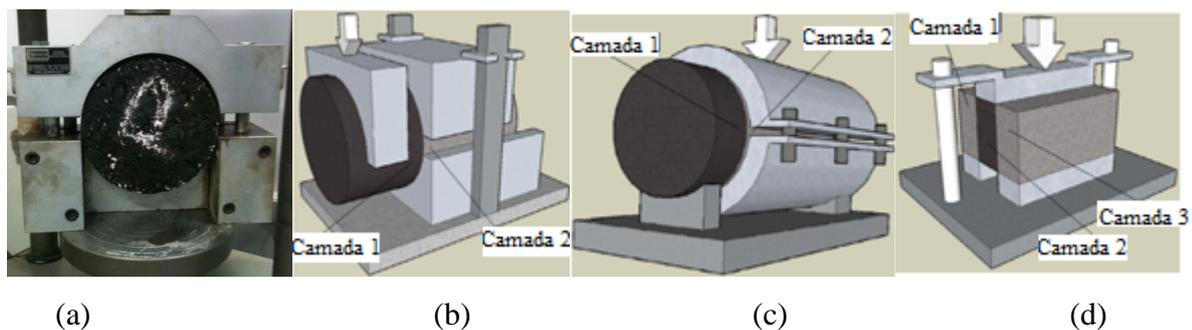


Figura 2.19 Avaliação de aderência em misturas asfálticas sem tensão normal: (a) Leutner *Test* (Fonseca, 2015); (b) Ensaio LPDS; (c) Ensaio LCB; (D) Ensaio DST, (modificado de Raposeira *et al.*, 2013).

No âmbito de ensaios que avaliam a aderência com a tensão normal e ruptura da interface com carregamento dinâmico, têm sido testadas diferentes configurações de ensaio (Diakhaté *et al.*, 2011; Tozzo *et al.*, 2014; D'Andrea & Tozzo, 2015). Estas configurações variam quanto ao tipo

de corpo de prova (cilíndrico, retangular ou trapezoidal), ângulo de inclinação do corpo de prova e frequência e amplitude do carregamento.

Entre os ensaios que avaliam a aderência de revestimentos asfálticos com a aplicação de uma tensão normal constante perpendicular ao plano de cisalhamento e ruptura com carregamento estático na interface, sobressai o ensaio ASTRA (*Ancona Shear Testing Research and Analysis*), desenvolvido pela *Università Politecnica dele Marche*, na Itália. O ensaio se encontra padronizado segundo a norma italiana UNI/TS 11214 – 2007. O equipamento é similar ao comumente utilizado na mecânica de solos. A norma de ensaio define que os corpos de prova para o ensaio podem ser prismáticos de 100 mm x 100 mm, ou cilíndricos, com diâmetro compreendido entre 94 mm e 100 mm. As tensões normais aplicadas durante o ensaio deverão ser no mínimo as seguintes: 0,0 MPa, 0,2 MPa e 0,40 MPa. Conforme a norma de ensaio, a velocidade de cisalhamento deverá se manter constante a uma taxa de 2,5 mm/min. O esquema geral do ensaio ASTRA é apresentado na Figura 2.20.

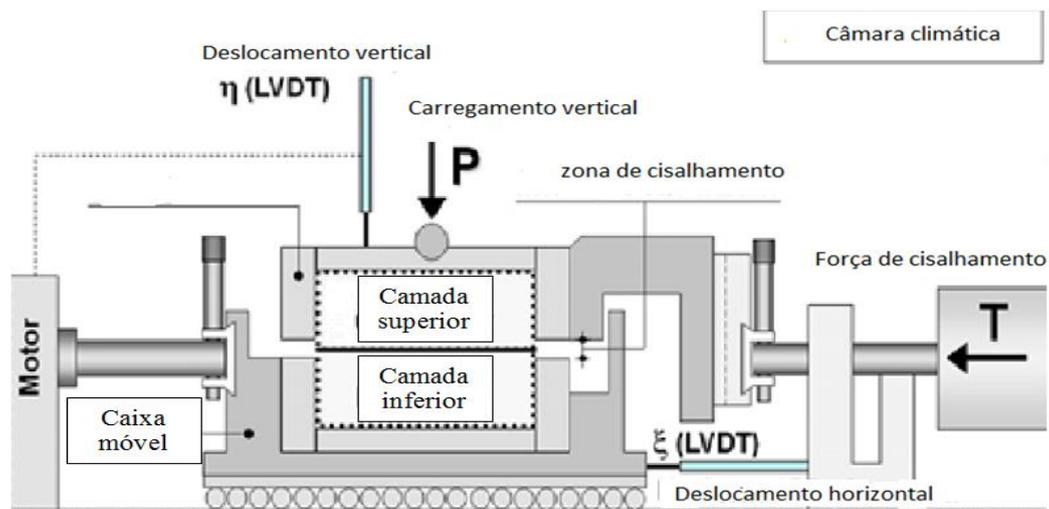


Figura 2.20 Esquema geral do ensaio ASTRA (modificado de Ferrotti *et al.*, 2012)

Durante a realização do ensaio de cisalhamento, o deslocamento vertical (η), deslocamento horizontal (ξ), carregamento vertical e tensão cisalhante (τ) são continuamente registrados por um sistema de aquisição de dados. Eventualmente, durante a realização do ensaio é possível controlar a temperatura por meio do uso de uma câmara climática. Ao executar o ensaio ASTRA sob vários níveis de tensão normal (σ_n), é possível obter envoltória de ruptura nas condições de tensão máxima (pico) e nas condições de resistência residual. Na Figura 2.21 são apresentados resultados típicos do ensaio de aderência ASTRA.

Santagata *et al.* (2009) pesquisaram a repetitividade estatística de duas metodologias de ensaio que avaliam a aderência em revestimentos asfálticos. A comparação foi realizada para as metodologias ASTRA e LPDS. As duas metodologias fornecem resultados comparáveis em relação à máxima resistência ao cisalhamento. As condições de ensaio incluíram a avaliação de corpos cilíndricos extraídos de camadas duplas de mistura asfáltica com as seguintes condições na interface: sem geossintético, sem emulsão, emulsão catiônica e emulsão modificada com polímeros. O teor de emulsão asfáltica empregado foi de 0,15 kg/m² para os dois tipos de emulsões. As tensões normais aplicadas durante a realização dos ensaios foram ensaio ASTRA: 0,2 MPa e ensaio LPDS: 0,0 MPa. A temperatura de ensaio para as duas condições foi de 20°C. Os parâmetros avaliados foram: resistência ao cisalhamento de pico (τ_{pico}), energia de pico (E_{pico}) e deslocamento equivalente (ξ_{eq}).

Das análises estatísticas obtidas na pesquisa, foi possível concluir que a resistência ao cisalhamento de pico (τ_{pico}) e o limite de repetitividade r , não só dependem da metodologia de ensaio, mas também do material, técnica de preparação dos corpos de prova e tipo de tratamento na interface. Finalmente, a pesquisa concluiu que os limites de aceitabilidade para as duas metodologias estudadas são: 0,2 MPa para o ensaio ASTRA e 0,5 MPa para LPDS.

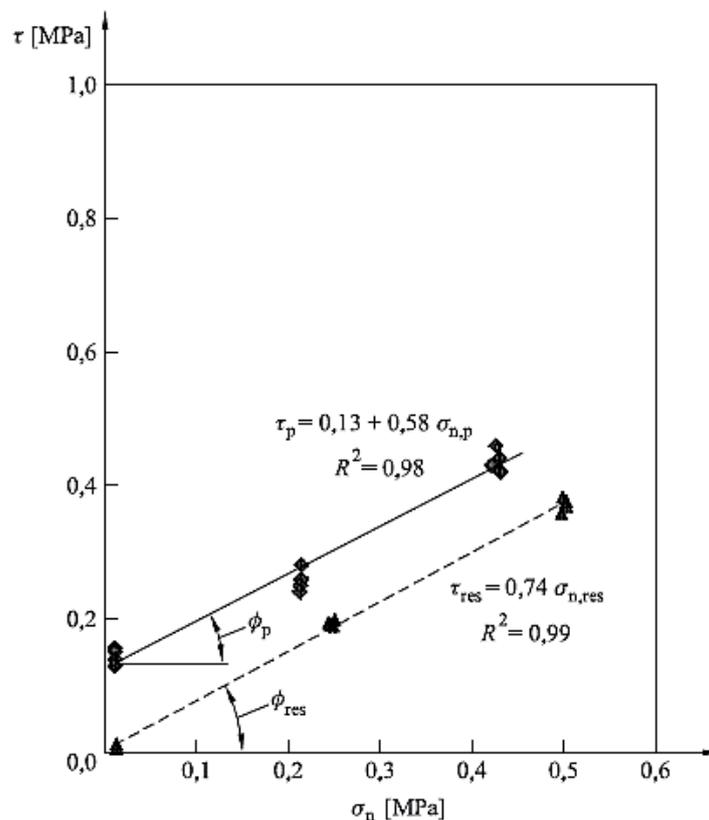


Figura 2.21 Resultados típicos ensaios de aderência ASTRA (UNI/TS 11214 – 2007).

Ferrotti *et al.* (2011) avaliaram a aderência em misturas asfálticas com e sem presença de geossintético na interface de duas camadas. As avaliações foram realizadas por meio do ensaio ASTRA, nas seguintes condições: Temperatura de ensaio de 20°C, velocidade de ensaio 2,5 mm/min, tensões normais de 0,0 MPa, 0,2 MPa e 0,4MPa e geogrelha de fibra de vidro. As condições da interface foram as seguintes: sem emulsão e sem geogrelha (WE), emulsão asfáltica convencional (CE), geogrelhas colada com emulsão asfáltica convencional (GCE) e geogrelha colada com emulsão asfáltica modificada com polímeros (GME). Os resultados obtidos na pesquisa (Tabela 2.3) permitem concluir que a presença de geogrelha diminui a adesão da interface, sendo a situação mais crítica quando é empregada emulsão asfáltica convencional. O ângulo de atrito aumentou com a presença da geogrelha na resistência de pico, e para a resistência residual se manteve constante.

Tabela 2.3 Envoltórias características em ensaios ASTRA (modificado de Ferrotti *et al.*, 2011).

Configuração da Interface	Temperatura de ensaio (°C)	$\tau_{pico} = C_o + \sigma tg \phi_p$		$\tau_p = \sigma tg \phi_{res}$
		C_o (MPa)	ϕ_p (°)	ϕ_{res} (°)
CE	20	0,319	31,29	38,52
GCE	20	0,147	48,5	38,34
GME	20	0,221	45,79	38,14

Ferrotti *et al.* (2012) estudaram a aderência de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos por meio do ensaio ASTRA. Na pesquisa foram testados diferentes tipos de polímeros aplicados sob a superfície dos geossintéticos visando estudar as mudanças na aderência entre a camada betuminosa e o material de reforço (geogrelhas). As modificações realizadas na superfície das geogrelhas foram escolhidas em função das altas propriedades adesivas das resinas epóxi e rugosidade conferidas pela areia, em comparação às amostras em estado virgem. Os ensaios foram realizados numa temperatura de: 20°C e tensões normais: 0,0 MPa, 0,2 MPa e 0,4 MPa. De acordo aos resultados obtidos (Tabela 2.4), a presença de geossintéticos diminui a adesão na interface mesmo com a aplicação de resinas epóxi. A melhor condição de adesão foi obtida com a Geogrelha 13 (resina epóxi mais areia). De maneira geral, os ângulos de atrito na condição de pico apresentam valores compreendidos entre 42,61° e 51,67°, e na resistência residual os ângulos de atrito variaram entre 36,94° e 40,89°.

Tabela 2.4 Envoltórias características ensaios ASTRA (modificado de Ferrotti *et al.*, 2012).

Configuração da Interface	Temperatura de ensaio (°C)	$\tau_{pico} = C_o + \sigma tg \phi_p$		$\tau_p = \sigma tg \phi_{res}$
		C_o (MPa)	ϕ_p (°)	
ME	20	0,666	46,34	38,2
Geogrelha 01	20	0,316	48,8	39,27
Geogrelha 12	20	0,225	42,61	40,89
Geogrelha 13	20	0,402	47,58	39,17
Geogrelha 14	20	0,17	51,16	38,96
Geogrelha 15	20	0,255	51,67	36,94

Outros estudos relativos à aderência entre misturas asfálticas e geossintéticos podem ser encontrados em Pasquini *et al.* (2014), Canestrari *et al.* (2015) e Canestrari *et al.* (2016).

2.4 AVALIAÇÃO DA REFLEXÃO DE TRINCAS

Segundo Balbo (2007) a reflexão de fissuras é um fenômeno que ocorre pelo contato pleno de uma camada superior de mistura asfáltica com uma camada inferior trincada. Uma das formas de minimizar a propagação das trincas, é incluir entre a capa antiga e a nova uma camada de geotêxtil ou de geogrelha (Medina & Motta, 2015). A presença do material polimérico permitirá um redirecionamento das fissuras, diminuindo a velocidade e intensidade com que as fissuras se propagam entre a camada trincada e o recapeamento.

2.4.1 Mecânica da fratura e a reflexão de trincas

Na mecânica da fratura as trincas são classificados de acordo a três modos de carregamento: Modo I, Modo II e Modo III (Oller, 2001). No modo I (flexão), o carregamento principal é aplicado em direção normal ao plano de fratura, apresentando-se o aumento da intensidade das trincas na direção perpendicular ao ponto de aplicação do carregamento (Figura 2.22 a). O modo II (Figura 2.22 b) e o modo III (Figura 2.22 c) correspondem a condições de cisalhamento, onde o trincamento do revestimento acontece no plano e fora do plano ,respectivamente, acontecendo quando o carregamento é aplicado paralelo ao plano de fratura (Nithin *et al.*, 2015).

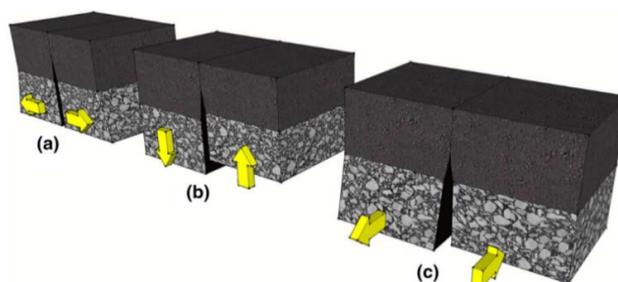


Figura 2.22 Modos de trincamento na mecânica da fratura: (a) Modo I; (b) Modo II; (c) Modo III (Nithin *et al.*, 2015).

Os carregamentos devido ao tráfego dos veículos e à temperatura podem gerar modos de fratura do tipo I. Os carregamentos induzidos pelo tráfego podem gerar o modo de fratura II, devido aos movimentos cisalhantes das placas do pavimento. O modo de fratura III pode acontecer nos pavimentos rígidos, devido ao movimento longitudinal das placas, situação que raramente é observada em revestimentos asfálticos.

Carregamentos induzidos pela carga e variações de temperatura geralmente agem de maneira conjunta em recapeamentos asfálticos, de modo que o fenômeno de reflexão de trincas pode acontecer em modos mistos de trincamento (Nithin *et al.*, 2015). De fato, muitos estudos têm se concentrado no modo I de reflexão de trincas induzidos pelas variações de temperatura, mas misturando os modos de reflexão de trincas, devido aos carregamentos induzidos pelas cargas de tráfego não terem sido amplamente estudado até hoje (Baek, 2010).

2.4.2 Ensaios em modelos físicos reduzidos

Diferentes pesquisas ao redor do mundo têm sido desenvolvidas com o intuito de entender a relação que existe entre geossintéticos e misturas asfálticas, quando o material polimérico é disposto no revestimento visando atenuar o fenômeno de reflexão de trincas. Resultados experimentais em nível de laboratório, experiência de trechos experimentais e resultados numéricos, têm concluído que a presença de geossintéticos, além de diminuir a propagação de trincas de revestimentos asfálticos trincados, contribui aumentando a vida de fadiga e diminuindo as deformações permanentes do revestimento.

Em laboratório, diferentes configurações de ensaio têm sido testadas, destacando-se ensaios com corpos de prova prismáticos, com e sem a presença de reforço em diferentes posições. Os ensaios geralmente são realizados apoiando o corpo de prova sob uma base elástica (placas de borracha ou neoprene), aplicando carregamentos no centro da viga, sob diferentes condições de frequência e temperatura. Informações relacionadas com magnitude do carregamento, deslocamento vertical, propagação das trincas e deformações do corpo de prova devem ser constantemente registradas por meio de instrumentação previamente calibrada, ligada a um aquisitor de dados, que permitirá a posteriormente processamento e análise dos resultados obtidos.

A relação entre o número de ciclos necessários para a ruptura de um corpo de prova reforçado, em comparação a um se reforço permite quantificar a contribuição do reforço na mistura asfáltica. Entre as múltiplas configurações de ensaio existentes para efetuar a escolha da

metodologia mais apropriada, que simule corretamente as condições de campo, devem ser estudadas os tipos de esforços, magnitude, frequência do carregamento, temperatura, níveis de tensão e deformação e condições de aderência, entre outros fatores. A continuação é apresentada brevemente algumas das configurações de ensaio de diversos pesquisadores e centros de pesquisa do mundo, com seus principais resultados e conclusões.

Komatsu *et al.* (1998) avaliaram geogrelhas de alta rigidez no reforço de misturas asfálticas, visando reduzir as deformações plásticas e o fenômeno de reflexão de trincas. Os ensaios foram realizados em corpos de prova prismáticos com e sem reforço, usando um simulador de tráfego. Os resultados obtidos na pesquisa mostraram que a presença das geogrelhas aumentou a resistência às deformações permanentes em comparação com os corpos de prova sem reforço. Além disso, foi verificado que as trincas geradas nos corpos de prova sem reforço se propagaram mais rapidamente em comparação com os corpos de prova reforçados.

Montestruque (2002) avaliou o fenômeno de reflexão de trincas em corpos de prova com e sem reforço, aplicando carregamento cíclico a uma frequência de 1 Hz. Os ensaios foram realizados utilizando diferentes tipos de reforços, tensões normais, e variando o tamanho e posição das trincas induzidas. Em função dos resultados obtidos e dos registros fotográficos (Figura 2.23), foi possível confirmar que a presença de geossintéticos em misturas asfálticas, com trincas induzidas em condições controladas de laboratório, cumpriu as seguintes funções principais: retardar o fenômeno de propagação de trincas, reduzir a intensidade das fissuras, além de redirecionar e aumentar a capacidade estrutural do sistema mistura asfáltica – geossintético.

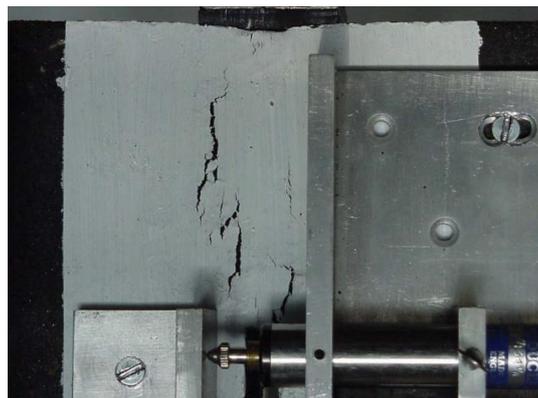


Figura 2.23 Forma de trincamento nas vigas com geogrelha (pré-trinca de 6 mm, flexão) (Montestruque, 2002).

Khodaii & Fallah (2009) estudaram o fenômeno de reflexão de trincas e a deformação permanente de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos. Na realização da pesquisa

foram elaborados corpos de prova prismáticos de 380 mm de comprimento, 150 mm de largura e 75 mm de espessura. Os corpos de prova foram apoiados sob uma viga de concreto trincada (simulando uma camada antiga), e na parte inferior do sistema uma placa de neoprene de 11 MPa de módulo de elasticidade. Para simular o carregamento transmitido pelos veículos, foi empregado um sistema hidráulico que aplicou uma carga de 6,79 kN, numa frequência de 10 Hz. As temperaturas de ensaio foram 20°C e 60°C. O tipo de geogrelha ensaiada foi elaborada em poliéster, com abertura de 40 mm x 40 mm e resistência à tração de 50 kN/m. As posições do reforço testadas na pesquisa foram: base do corpo de prova, no terço inferior e no meio das duas camadas.

Dos resultados obtidos na pesquisa foi possível concluir que a presença do reforço aumentou consideravelmente a capacidade estrutural da mistura asfáltica. Para o caso sem reforço o corpo de prova suportou 52.551 ciclos de carga (Figura 2.24 b), e para a situação com reforço resistiu 5 vezes mais (Figura 2.24 c). A posição que apresentou melhor desempenho a com o reforço localizado a um terço da camada inferior.

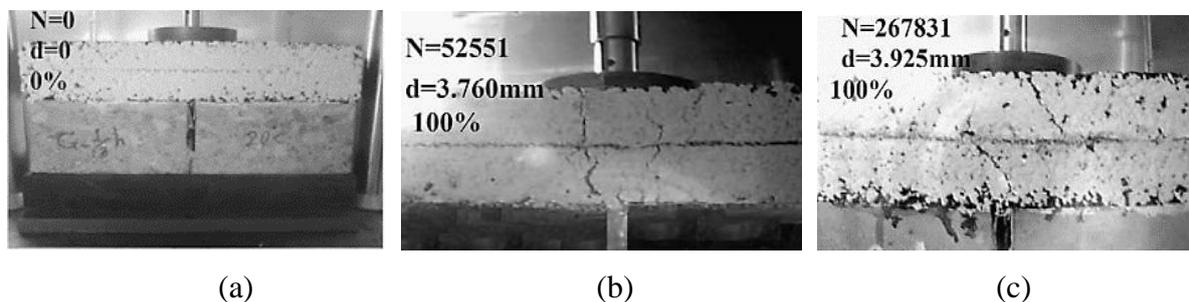


Figura 2.24 Modelo físico avaliação reflexão de trincas: (a) estado original; (b) finalização do ensaio sem reforço; (c) finalização do ensaio com reforço (Khodaii & Fallah, 2009b).

Zamora-Barraza *et al.* (2011) pesquisaram a efetividade de diferentes sistemas anti-reflexão de trincas. No estudo foram testados: geotêxteis, geogrelhas e membranas de absorção de tensões (SAMI). A pesquisa foi dirigida com o intuito de estudar a influência do teor de emulsão asfáltica na diminuição da velocidade de propagação das trincas, empregando diferentes sistemas na interface de duas camadas betuminosas. Os corpos de prova elaborados na pesquisa, apresentavam as seguintes dimensões: 305 mm de largura, 305 mm de comprimento e 50 mm de espessura por cada camada. Os teores de asfalto residual para colar a interface com as duas camadas foram: entre 0,1 kg/m² – 0,5 kg/m² (sem reforço), entre 0,1 kg/m² – 0,7 kg/m² (geogrelha) e entre 0,5 kg/m² – 1,3 kg/m² (geotêxtil).

O sistema para a simulação do carregamento transmitido pelos veículos consistiu num sistema hidráulico encarregado de transmitir uma onda sinusoidal numa frequência de 10 Hz, pressão de carregamento compreendida entre 0,10 MPa – 0,65 MPa e temperatura de ensaio de 20°C (Figura 2.25 a). Durante a realização dos ensaios foram monitorados e registrados carregamentos aplicados, deslocamento vertical e abertura das trincas. Dos resultados obtidos na pesquisa é possível efetuar as seguintes conclusões: os corpos de prova sem reforço precisaram de 0,3 kg/m² de asfalto residual para garantir o maior número de ciclos até a ruptura; no caso das geogrelhas foi necessário 0,4 kg/m².

Ao comparar os corpos de prova reforçados com os sem reforço, pôde-se concluir que todos os sistemas anti-reflexão de trincas melhoraram o comportamento da mistura. O geotêxtil e o SAMI apresentaram comportamentos similares. A geogrelha que apresentou o melhor desempenho foi aquela com maior rigidez e menores aberturas (Figura 2.25 b).

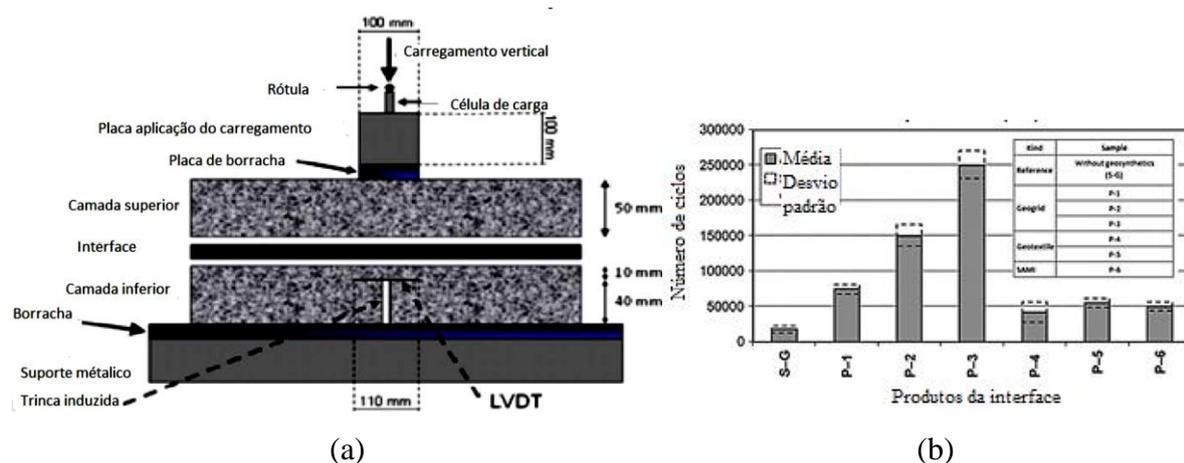


Figura 2.25 Modelo físico para a avaliação da reflexão de trincas: (a) equipamento desenvolvido; (b) resultados obtidos na pesquisa (modificado de Zamora-Barraza *et al.*, 2011).

Obando (2012) estudou o fenômeno de reflexão de trincas em corpos de prismáticos com e sem presença de reforço. As dimensões dos corpos de prova elaborados em CBUQ faixa C (DNIT 031/2006) foram: 48 cm de comprimento, 20 cm de largura e 5 cm de espessura por camada (altura total = 10cm). No total foram empregados quatro tipos de reforços: grelha metálica, duas geogrelhas de poliéster e um geocomposto com recobrimento asfáltico. Para representar um revestimento trincado, foi gerada uma trinca no centro da camada inferior do corpo de prova com uma espessura de 3,0 mm e altura de 1/3 da altura da camada inferior.

Para simular condições de um revestimento asfáltico apoiado sob uma estrutura deformável, durante a realização dos ensaios os corpos de prova foram apoiados sob 12 placas de borracha.

O sistema de ensaio consistiu basicamente numa estrutura de reação, onde foi instalado um cilindro hidráulico, ligado a um sistema capaz de aplicar carregamentos repetidos em diferentes frequências e pressões (Figura 2.26 a). Os ensaios foram realizados com frequência de 1 Hz, temperatura de 25°C e tensões verticais de 350 kPa, 450 kPa e 560 kPa. Dos resultados obtidos na pesquisa (Figura 2.26 b), foi possível concluir que a presença do reforço aumentou consideravelmente a capacidade estrutural da mistura asfáltica, podendo suportar até 15 vezes mais números de ciclos em comparação com as amostras em estado original, para as condições de ensaio da pesquisa.

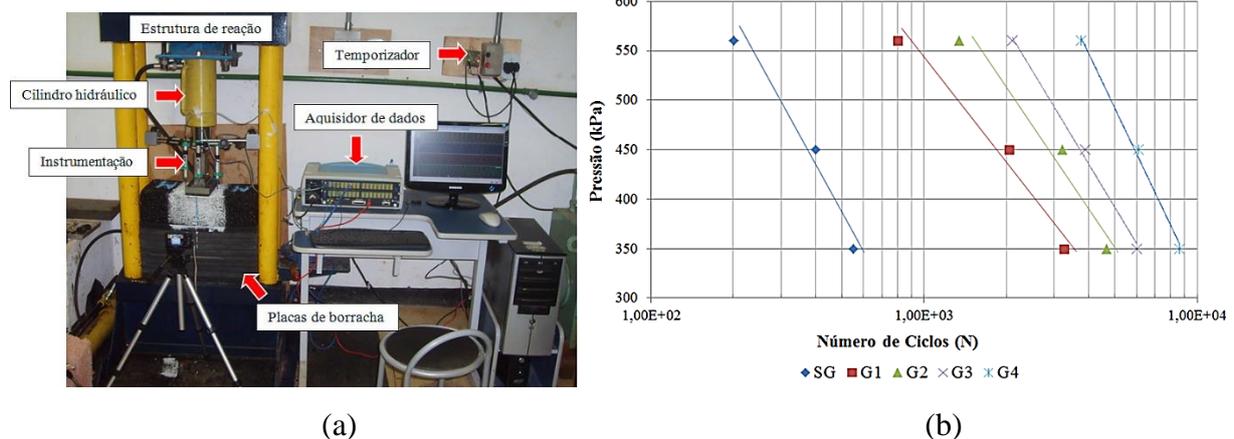


Figura 2.26 Modelo físico avaliação reflexão de trincas: (a) equipamento; (b) resultados obtidos (Obando, 2012).

Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre (2015) e Gonzalez-Torre *et al.* (2015) avaliaram o efeito na reflexão de trincas para oito diferentes tipos de geossintéticos empregados comumente na restauração de pavimentos asfálticos. Os geossintéticos apresentavam diversas características em relação ao tipo de polímero, formato, propriedades térmicas e mecânicas. Os corpos de prova para a realização dos ensaios possuíam as seguintes dimensões: 410 mm de comprimento, 260 mm de largura e 50 mm de espessura por camada (espessura total = 100 mm). No meio das duas camadas betuminosas foi colado o material de reforço com a quantidade apropriada de emulsão asfáltica segundo a estrutura de cada material (O teor de asfalto residual variou entre 0,21 kg/m² e 1,10 kg/m²).

Para a simular as condições de um revestimento deteriorado, foi gerada na base do corpo de prova uma trinca com 4 mm de espessura e 45 mm de altura. Durante a realização dos ensaios os corpos de prova ficaram simplesmente apoiados em dois pontos (Figura 2.27 a). As vigas foram apoiadas sob placas de borracha com dois objetivos: facilitar a propagação de trincas e para que o corpo de prova recuperasse a sua posição inicial após de aplicada a carga. O

carregamento foi aplicado por meio da superposição de duas ondas de carga, a primeira sinusoidal, com frequência de 10 Hz e amplitude de 5 kN, e a segunda triangular com frequência de 0,005 Hz e amplitude compreendida entre 3,5 kN e 11 kN.

Os ensaios foram realizados a uma temperatura de 20°C, registrando-se continuamente os carregamentos normais aplicados e a abertura da trinca na face do corpo de prova (Figura 2.27 a). Para efetuar a análise dos resultados, foi realizada uma nova abordagem que permite relacionar a velocidade da propagação das trincas e uma relação de contribuição na propagação das trincas (Figura 2.27 b). Os resultados da pesquisa contradizem o estabelecido por outros pesquisadores, sendo demonstrado que não necessariamente os geossintéticos mais rígidos geram os melhores comportamentos na propagação de trincas, concluindo-se que um fator determinante no desempenho da mistura asfáltica reforçada foi o grau de degradação térmica e mecânica do reforço durante o processo de elaboração dos corpos de prova. Outra conclusão importante está relacionada com a estrutura dos geossintéticos. No caso dos geotêxteis, eles apresentaram pior desempenho devido à descontinuidade entre as camadas e baixa aderência.

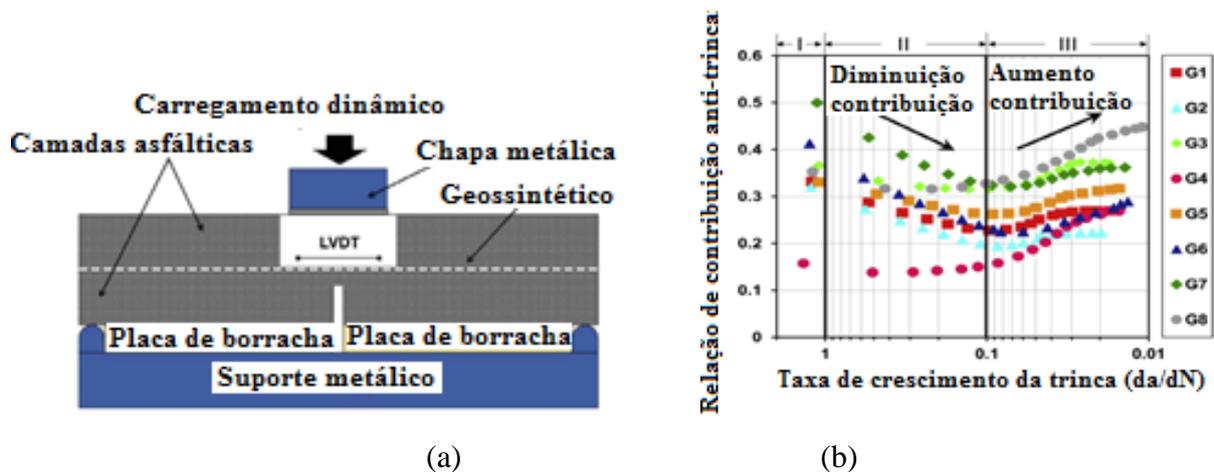


Figura 2.27 Modelo físico reflexão de trincas: (a) condições apoio corpo de prova; (b) gráfico contribuição do reforço na propagação das trincas (modificado de Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015).

2.4.3 Velocidade de propagação de trincas

Um dos modelos clássicos empregados na avaliação da propagação de trincas em revestimentos asfálticos é o proposto por Paris e Erdogan no ano 1963, conhecido como a **Lei de Paris**. A equação 2.2, define a lei de fratura que governa a taxa de crescimento das trincas para materiais com comportamento elástico linear (Cleveland *et al.*, 2002).

$$\frac{da}{dN} = A (\Delta K)^n \quad (2.2)$$

a = comprimento da trinca (mm);

N = número de ciclos;

da/dN = velocidade de trincamento (mm/ciclo);

A, n = parâmetros de fratura da mistura asfáltica;

Δk = fator de intensidade de tensão.

É importante destacar que o cimento asfáltico de petróleo apresenta um comportamento termo-visco-elástico plástico, que é diferente do utilizado na lei de Paris. Assim, o fator de intensidade de tensões não é apropriado para caracterizar as condições de concentração de esforços da cabeça da trinca. Em contraposição, a energia visco-elástica da taxa de propagação de fadiga é mais apropriada para estudar a velocidade de propagação de trincas em misturas asfálticas (Fallah & Khodaii, 2015a). Desse modo, a taxa de energia visco-elástica linear (designado J_d) tem sido empregada em diversas pesquisas, como uma modificação da Lei de Paris (Cleveland *et al.*, 2002; Khodaii & Fallah, 2009; Gu *et al.*, 2015; Fallah & Khodaii, 2015a; Fallah & Khodaii, 2015b; Nejad *et al.*, 2016). Na equação 2.3 é apresentada a modificação da Lei de Paris, permitindo incluir parâmetros relacionados com o comportamento real da mistura asfáltica.

$$\frac{da}{dN} = A (J_d)^n \quad (2.3)$$

Onde J_d (Integral de densidade) é definida como a mudança na densidade de energia mecânica por unidade de área. O valor de J_d é determinado pela equação 2.4 (Fallah & Khodaii, 2015a).

$$J_d = \frac{\frac{dE}{dN}}{2b\left(\frac{da}{dN}\right)} \quad (2.4)$$

Onde E é densidade de energia visco-elástica (KJ/m^3), a é o comprimento da trinca (m), e b é a espessura do recapeamento (m). Para a determinação dos parâmetros deste tipo de abordagem é sugerido que durante a realização dos ensaios seja posicionada uma câmera fotográfica de alta resolução (Figura 2.28), que permita determinar a posição das trincas para determinados ciclos de carga (Fallah & Khodaii, 2015c).

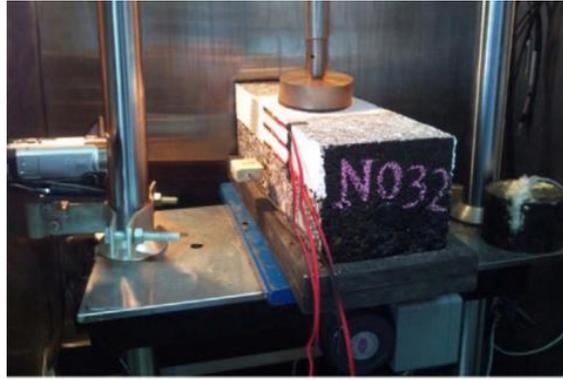


Figura 2.28 Registro fotográfico ensaios propagação de trincas (Fallah & Khodaii, 2015c). Os resultados obtidos das análises das imagens são plotados num gráfico log – log, plotando-se no eixo das abscissas o número de ciclos (N) e no eixo das ordenadas o comprimento médio da trinca (Figura 2.29).

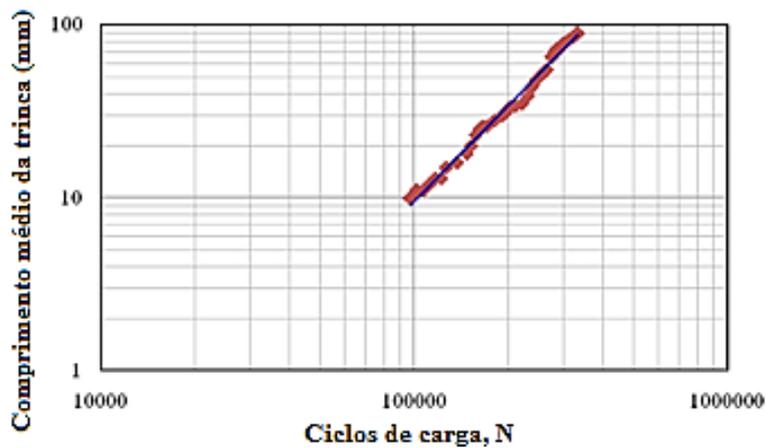


Figura 2.29 Número de ciclos versus comprimento médio de trinca (modificado de Fallah & Khodaii, 2015c).

Para determinar a relação entre o comprimento da trinca e seu corresponde ciclo de aplicação de carga, uma regressão matemática dos dados plotados pode ser realizada (equação 2.5), que permitirá determinar parâmetros relacionados com a velocidade de trincamento usados na Lei de Paris Modificada.

$$a(N) = dN^e \quad (2.5)$$

d = constante de regressão que representa o comprimento médio da trinca para o primeiro ciclo de abertura (intercepto da reta com eixo Y);

e = inclinação do gráfico log a *versus* log N.

O valor de da/dN pode ser calculado ao se derivar a equação 2.6, da seguinte forma:

$$\frac{da}{dN} = deN^{e-1} \quad (2.6)$$

Segundo Cleveland *et al.* (2002), os valores de d e e , podem ser interpretados da seguinte maneira: valores baixos de e representam baixas taxas de crescimento da propagação de trincas, suscitando incrementos consideráveis na vida útil de recapeamentos asfálticos. A redução ao longo prazo do crescimento das trincas depende principalmente do coeficiente e . Em ensaios de laboratório que apresentaram baixos valores de e , foi necessário um maior número de ciclos para gerar a ruptura total do corpo de prova.

Outros resultados experimentais foram obtidos por Khodaii & Fallah, (2009) para amostras trapezoidais com e sem a presença de geossintéticos, com aplicação de carregamento cíclico visando estudar o fenômeno de reflexão de trincas. Foi possível concluir que a presença de geossintéticos gerou consideráveis reduções na velocidade de trincamento (inclinação dos gráficos N versus a , Figura 2.30a) e aumentos significativos na deformabilidade dos revestimentos reforçados antes de se atingir a ruptura total do corpo de prova (Figura 2.30 b).

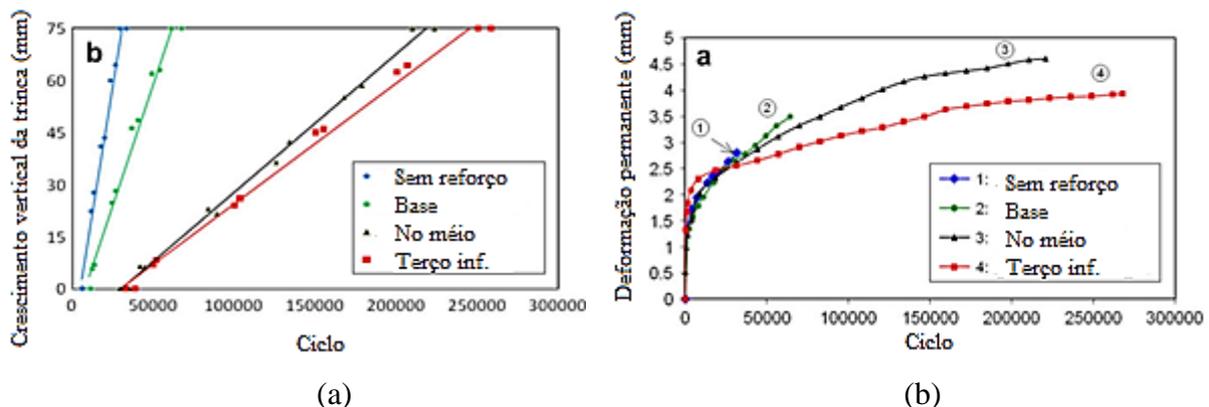


Figura 2.30 Resultados ensaios de reflexão de trincas: (a) velocidade de propagação de trincas; (b) deformação vertical (modificado de Khodaii & Fallah, 2009).

2.4.4 Efeito na resistência à tração de misturas asfálticas reforçadas

Diversas pesquisas foram sendo realizadas com a finalidade de determinar a resistência à tração na flexão de corpos de prova reforçados com geossintéticos (Lee, 2008; Kim *et al.*, 2010; Romeo & Montepará, 2012; Obando, 2012; Romeo *et al.*, 2014; Pasquini *et al.*, 2014; Fonseca, 2015; Canestrari *et al.*, 2015; Canestrari *et al.*, 2016a). Diferentes configurações de ensaio têm sido estudadas, variando-se: dimensões de corpos de prova, velocidades de aplicação do carregamento, tipos de misturas, tipo e teor de emulsão asfáltica na interface, temperaturas de ensaio e pontos de aplicação do carregamento. Uma das configurações de ensaio empregada

para quantificar a resistência à tração na flexão é designada como ensaio 3PB (*Three Point Bending*), que consiste na disposição de um corpo de prova prismático, simplesmente apoiado e com aplicação de carga no centro do corpo de prova, em condições de velocidade de aplicação de carga controlada. A configuração do ensaio é apresentada na Figura 2.31 (Canestrari *et al.*, 2015). Durante a realização dos ensaios são registrados continuamente os carregamentos com uma célula de carga, e os deslocamentos com um medidor de deslocamento linear, instrumentos ligados a um aquisitor de dados.

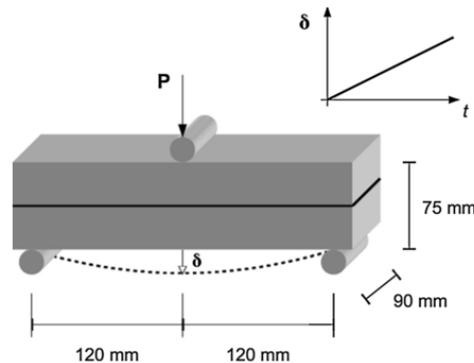


Figura 2.31 Configuração ensaio 3PB (*Three Point Bending*) (Canestrari *et al.*, 2015).

As informações obtidas durante a realização do ensaio são processadas e plotadas num gráfico de deflexão (abscisas) *versus* carregamento (ordenadas) (Figura 2.32). Dos resultados obtidos é possível obter informações relevantes que permitem identificar as mudanças de comportamento entre corpos de prova reforçados e sem reforço. Os resultados obtidos nesta configuração de ensaio são: P_{\max} , PE (Energia de pré-fissuração) e T (energia de fratura) (Figura 2.32). P_{\max} Representa o máximo carregamento suportado, PE quantifica o começo da fissuração do corpo de prova e T fornece informações relacionadas com a energia de deformação pós-pico, usado para avaliar o desempenho do reforço na fase de propagação da trinca.

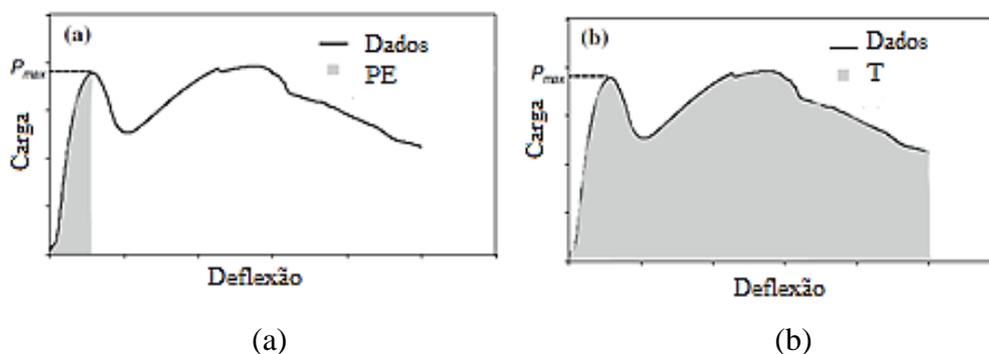


Figura 2.32 Resultados plotados ensaio 3PB: (a) P_{\max} e pré-fissuração; (b) energia de fratura (modificado de Canestrari *et al.*, 2015)

Em função dos resultados obtidos na pesquisa (Figura 2.33), é possível identificar que para as amostras com e sem reforço os valores de $P_{máx.}$ e de energia de pré-fissuração (PE) são aproximadamente iguais. O anterior permite inferir, que estes parâmetros dependem basicamente das propriedades mecânicas da mistura asfáltica, sem importar que esteja reforçada. Para o caso dos corpos de prova sem reforço (Figura 2.33 a), após se atingir a capacidade estrutural máxima, o carregamento começou a decrescer rapidamente, até a ruptura final. Em contraposição, para os corpos de prova reforçados (Figura 2.33 b) os resultados apresentaram uma fase de deformação pós-pico, o que refletiu numa maior energia de fratura (T), que em algumas situações pôde ser até 6 vezes maior que para o caso sem reforço (Canestrari *et al.*, 2015).

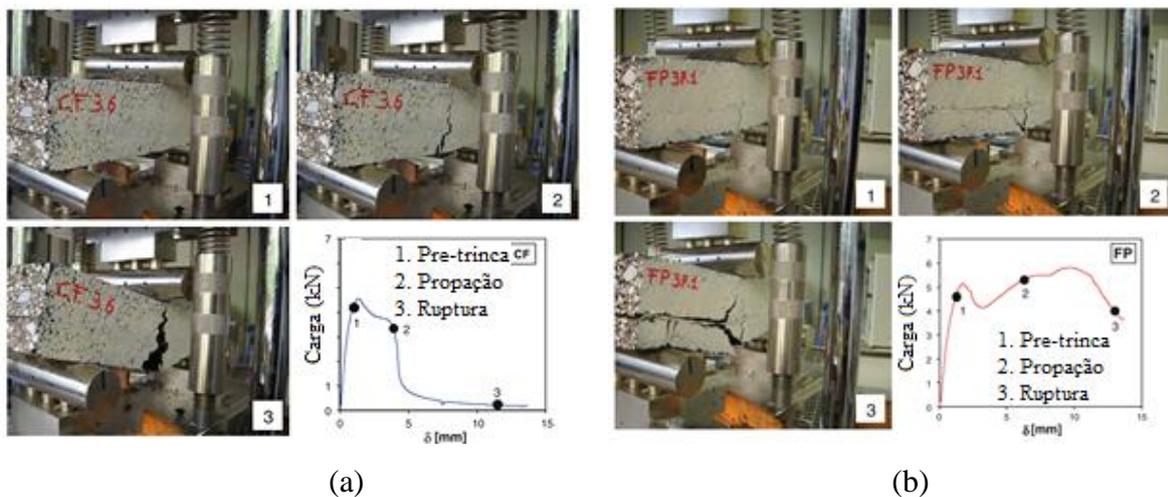


Figura 2.33 Propagação de trincas ensaio 3PB: (a) sem reforço; (b) reforçada com geogrelha (modificado de Canestrari *et al.*, 2015).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo apresenta os materiais e métodos empregados na presente pesquisa. O capítulo encontra-se dividido em cinco itens principais: caracterização de materiais, efeito da velocidade de deformação nas propriedades mecânicas dos geossintéticos, degradação térmica dos geossintéticos, aderência mistura asfáltica – geossintéticos e avaliação da reflexão de trincas.

A Figura 3.1, apresenta de forma resumida a metodologia adotada para a realização da presente pesquisa.

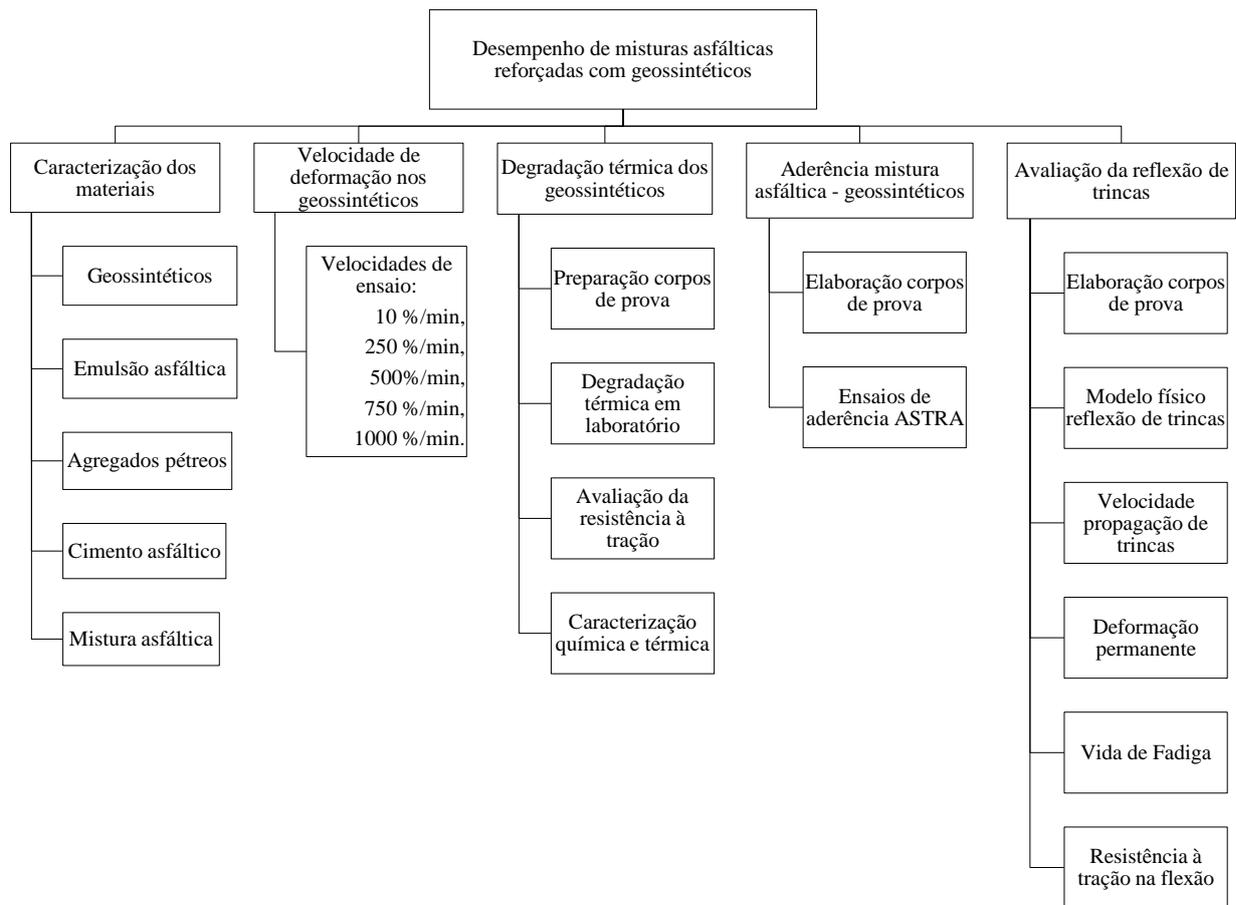


Figura 3.1 Resumo da metodologia para avaliação do desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos.

A primeira etapa da pesquisa visou avaliar as características dos materiais envolvidos na elaboração dos corpos de prova, estudando-se suas propriedades físicas, químicas, térmicas e dosagem da mistura asfáltica. Na segunda etapa foi estudado o efeito da velocidade de deformação nos geossintéticos, avaliando suas propriedades mecânicas no ensaio de resistência à tração em faixa larga, sob diferentes velocidades de carregamento. Na etapa três foi estudada a degradação térmica que sofrem os geossintéticos durante o processo de instalação da mistura asfáltica, simulando-se em laboratório condições similares às obtidas em campo. Foi também

estudado o efeito da emulsão asfáltica nas propriedades mecânicas nos geossintéticos. Na etapa quatro foram elaborados corpos de prova de seção quadrada, composto por duas camadas de mistura asfáltica, e na interface foram dispostos geossintéticos com teores de emulsão sugeridos pelo fabricante. A avaliação da aderência foi realizada por meio do ensaio ASTRA, sob diferentes tensões normais, com o intuito de obter a envoltória de ruptura da interface.

Na última fase da pesquisa foi avaliado o fenômeno de reflexão de trincas, em corpos de prova prismáticos com e sem a presença de reforço, compostos por duas camadas betuminosas, simulando-se na camada inferior trincas nas posições de flexão e cisalhamento (Modos I e II da mecânica da fratura). Os ensaios foram realizados aplicando-se um carregamento de 560 kPa, com frequência de 1 Hz e temperatura de ensaio de 25°C. Para aplicação do carregamento foi utilizada uma placa metálica com as seguintes dimensões: 100 mm largura, 200 mm comprimento e 25 mm de espessura, apoiada sob uma borracha para servir como transição entre a chapa metálica e o corpo de prova. Durante a realização dos ensaios os corpos de prova foram apoiados sob duas placas de borracha, de espessura de 25 mm cada uma, com módulo de elasticidade de 21 MPa. Dos resultados obtidos na última etapa foi possível obter parâmetros relacionados com: velocidade de trincamento, fator de eficiência do reforço, vida de fadiga e deformação permanente.

3.1 MATERIAIS EMPREGADOS NA PESQUISA

3.1.1 Geossintéticos

Para a realização da presente pesquisa foram escolhidos oito tipos de geossintéticos empregados no tratamento da reflexão de trincas e reforço de recapamentos asfálticos. Os reforços apresentavam diferenças em quanto a: polímeros constituintes, propriedades mecânicas, físicas e térmicas. Para efeito de comparação entre resultados, os materiais foram separados em dois grupos, em função dos polímeros constituintes, da seguinte forma:

Grupo I: geogrelhas e geocompostos fabricados em polímeros tipo Poliéster e Polyvinyl Alcohol. Três dos quatro materiais poliméricos apresentavam estrutura tipo geocomposto com ligante betuminoso pré-aplicado.

Grupo II: Geogrelhas e geocompostos fabricados em fibra de vidro. Duas das quatro amostras apresentavam estrutura tipo geocomposto constituído por fibra de vidro e poliéster, as outras duas amostras foram geogrelhas com recobrimento de um polímero termo - sensível.

As características de cada um dos geossintéticos empregados na pesquisa são descritos a seguir.

GEOSSINTÉTICOS DO GRUPO I

Geossintético 1 (G1)

Geocomposto constituído por uma geogrelha de reforço produzida a partir de fios de poliéster (PET) de alto módulo, acompanhada de um geotêxtil não tecido de baixa gramatura, e coberto com um ligante betuminoso (Figura 3.2). Este tipo de reforço é empregado geralmente na restauração de pavimentos flexíveis e no tratamento da reflexão de fissuras. Entre suas principais características destaca-se: abertura da geogrelha presente no geocomposto de 36 mm x 36 mm, gramatura de 280 g/m², área sólida de 0,42, espessura: 1,70 mm e $Jsec_{MD\ 5\%}$ igual a 500 kN/m. A Tabela 3.1 apresenta outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço.

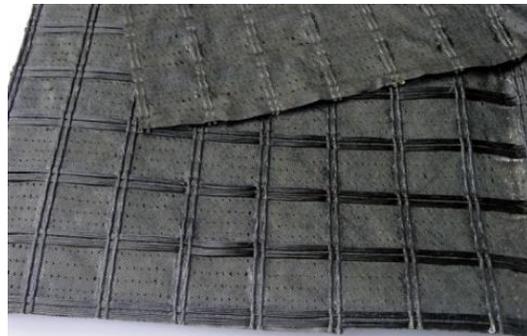


Figura 3.2 Amostra Geossintético 1 (G1).

Geossintético 2 (G2)

Geocomposto constituído por uma geogrelha de reforço confeccionada em álcool polivinílico de alto módulo (PVA), em combinação com um geotêxtil não tecido. Este tipo de geocomposto apresenta um tratamento superficial com um ligante betuminoso. O uso principal de este tipo de geossintético é na restauração pavimentos rígidos (Figura 3.3). A abertura da geogrelha presente no geocomposto é de 40 mm x 40 mm, gramatura de 520 g/m², área sólida de 1,0, espessura 2,43 mm e $Jsec_{MD\ 5\%}$ igual a 552 kN/m. A Tabela 3.1 apresenta outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço.



Figura 3.3 Amostra Geossintético 2 (G2).

Geossintético 3 (G)

Geogrelha fabricada em poliéster (PET) de alta tenacidade e de baixa fluência, com revestimento protetor polimérico. Este tipo de material é usualmente empregado no reforço da base de pavimentos (Figura 3.4). A abertura deste tipo de geogrelha é de 20 mm x 20 mm, gramatura de 250 g/m², área sólida de 0,45, 1,30 mm de espessura e $Jsec_{MD\ 5\%}$ igual a 789 kN/m. A Tabela 3.1 apresenta outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço.

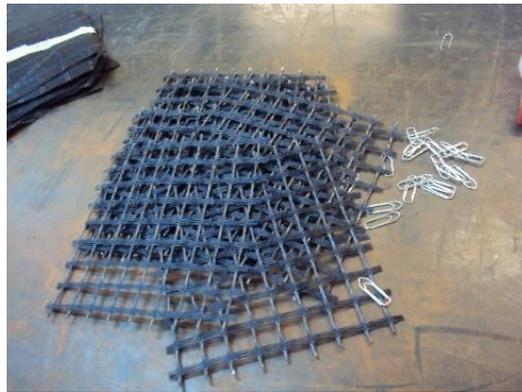


Figura 3.4 Amostra Geossintético 3 (G3).

Geossintético 4 (G4)

Geocomposto constituído por uma geogrelha de reforço produzida a partir de álcool polivinílico (PVA) acompanhada de um geotêxtil não tecido de baixa gramatura, e coberto com um ligante betuminoso (Figura 3.5). Este tipo de reforço é empregado geralmente na restauração de pavimentos rígidos e flexíveis, como tratamento na reflexão de fissuras. Entre suas principais características destaca-se abertura da geogrelha de 36 mm x 36 mm, gramatura de 230 g/m², área sólida de 0,42, espessura de 1,61 mm e $Jsec_{MD\ 5\%}$ igual a 937 kN/m. A Tabela 3.1 apresenta outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço



Figura 3.5 Amostra Geossintético 4 (G4).

As propriedades mecânicas de todas as amostras foram avaliadas segundo a norma ABNT NBR ISO 10319:2013, com a realização de, no mínimo, sete (7) ensaios de resistência à tração em faixa larga. Os resultados apresentados nas Tabelas 3.1 e 3.2, correspondem ao valor médio de ensaios realizados nos sete corpos de prova.

Tabela 3.1 Propriedades mecânicas, físicas e térmicas - Geossintéticos Grupo I.

Propriedades Avaliadas	Nome do ensaio	Norma	Unidade	Grupo I			
				G1	G2	G3	G4
Mecânicas	Rigidez secante Jsec	NBR ISO 10319:2013	kN/m	500 *	552 *	789 *	937 *
	MD Resistência máxima à Tração	NBR ISO 10319:2013	kN/m	38	61	55	64
	Deformação na ruptura	NBR ISO 10319:2013	%	9,1	11,7	7,6	8,5
	Rigidez secante Jsec	NBR ISO 10319:2013	kN/m	499*	690 *	511*	499 *
	CD Resistência máxima à Tração	NBR ISO 10319:2013	kN/m	34	45	43	34
	Deformação na ruptura	NBR ISO 10319:2013	%	12,1	9,1	9,3	12,1
Físicas	Abertura MD/CD	-----	mm	36/36	40/40	21/21	36/36
	Número de membros por metro MD/CD	-----	Unidade	25/25	25/25	40/40	25/25
	Percentagem de área sólida	-----	%	0,42	1,00	0,45	0,42
	Percentagem de área livre	-----	%	0,58	0,00	0,55	0,58
	Espessura	NBR ISO 9863 1:2013	mm	1,70	2,43	1,29	1,61
	Gramatura	NBR ISO 9864:2013	(g/m ²)	280	520	250	230
	Densidade	ASTM D 792:2013	(g/cm ³)	1,372	1,200	1,543	1,304
	Absorção de asfalto (34% AR - 68% AR)	ASTM D 6140:2005	(l/m ²)	0,56 - 0,87	1,02 - 1,59	0,56 - 0,68	0,55 - 0,96
Térmicas	Temperatura de decomposição Td	ATME 1131:2014	°C	> 433	> 276	> 433	> 433
Tipo de Polímero Constituinte				PET	PVA	PET	PVA
Formato do Geossintético				Geocomposto	Geocomposto	Geogrelha	Geomposto
Tipo de recobrimento				Asfáltico	Asfáltico	Sem	Asfáltico

*: Rigidez secante avaliada a 5% de deformação; MD: direção de fabricação, CD: direção transversal à fabricação; AR: teor de asfalto residual presente na emulsão asfáltica.

Conforme os resultados apresentados na Figura 3.6 e na Tabela 3.1, a rigidez secante média na direção de fabricação avaliada para a deformação de 5% dos geossintéticos do Grupo I, apresenta valores compreendidos entre 500 kN/m – 950 kN/m. As resistências à tração apresentam valores entre 35 kN/m e 65 kN/m.

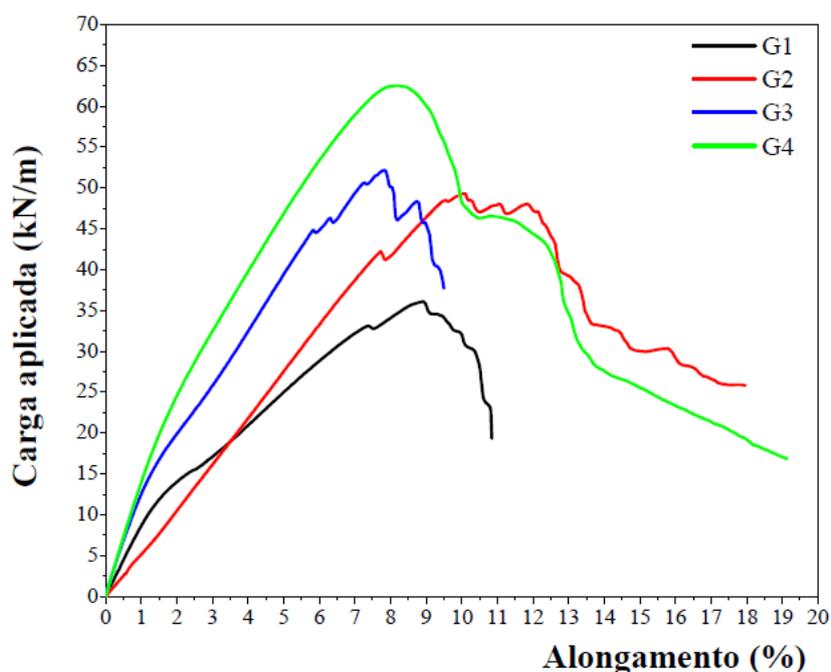


Figura 3.6 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga MD Geossintéticos Grupo I.

GEOSINTÉTICOS DO GRUPO II

Geossintético 5 (G5)

Geocomposto constituído por uma malha de fibra de vidro embutida em camada de poliéster (Figura 3.7). Este tipo de reforço é empregado geralmente na restauração de pavimentos flexíveis, como tratamento para a reflexão de fissuras. Apresenta gramatura de 150 g/m^2 , área sólida de 1,0, espessura de 0,45 mm e $Jsec_{MD 1\%}$ igual a 700 kN/m. A Tabela 3.2 apresenta outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço

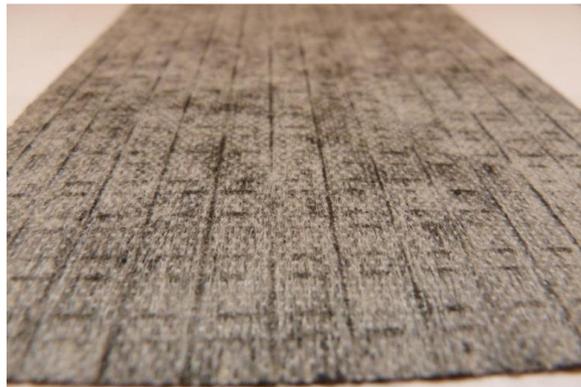


Figura 3.7 Amostra Geossintético 5 (G5).

Geossintético 6 (G6)

Geocomposto constituído por uma malha de fibra de vidro embutida em camada de poliéster (Figura 3.8). Este tipo de reforço é empregado geralmente na restauração de pavimentos flexíveis, no tratamento na reflexão de fissuras. Entre suas principais características podem ser citadas: gramatura de 250 g/m^2 , área sólida de 1,0, espessura de 0,59 mm e $Jsec_{MD 1\%}$ igual a 1200 kN/m. Na Tabela 3.2 são apresentadas outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas deste reforço.

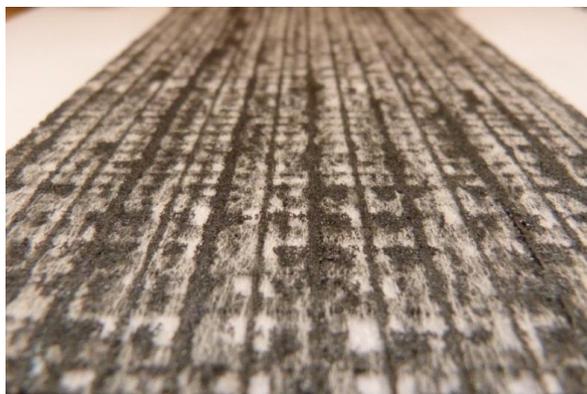


Figura 3.8 Amostra Geossintético 6 (G6).

Geossintético 7 (G7)

Geogrelha reforçada com fibra de vidro com capa de polímero modificado sensível à pressão e temperatura (Figura 3.9). Este tipo de reforço é empregado comumente no tratamento de reflexão de trincas. A abertura deste tipo de geogrelha é de 22 mm x 22 mm, gramatura de 400 g/m², área sólida de 0,47, espessura de 1,80 mm e $Jsec_{MD\ 1\%}$ de 2840 kN/m. Na Tabela 3.2 são apresentadas outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas deste reforço.

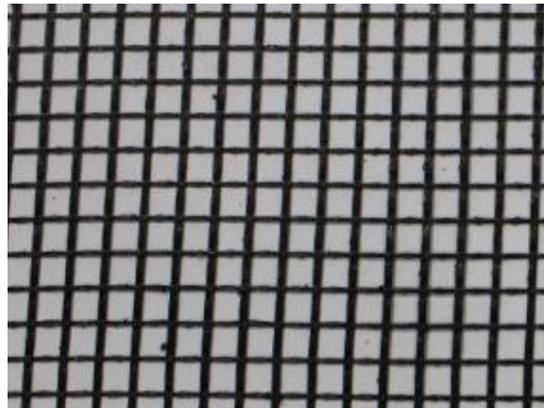


Figura 3.9 Amostra Geossintético 7 (G7).

Geossintético 8 (G8)

Geogrelha reforçada com fibra de vidro com capa de polímero modificado sensível à pressão e temperatura (Figura 3.10). Este tipo de reforço é empregado comumente no tratamento de reflexão de trincas. O polímero que cobre o reforço tem o intuito de melhorar a aderência com a mistura asfáltica. A abertura deste tipo de geogrelha é de 22 mm x 12 mm, gramatura de 600 g/m², área sólida de 0,62, espessura de 1,80 mm e $Jsec_{MD\ 1\%}$ igual a 2465 kN/m. A Tabela 3.2 sumaria outras propriedades físicas, mecânicas e térmicas do reforço do reforço .

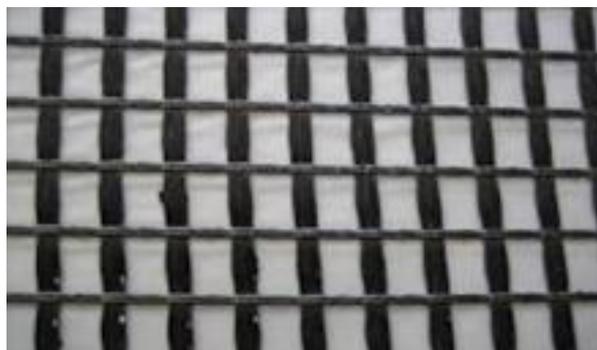


Figura 3.10 Amostra Geossintético 8 (G8).

Conforme os resultados de ensaios de tração apresentados na Figura 3.11 e na Tabela 3.2, a rigidez secante média na direção de fabricação avaliada ao 1 % de deformação dos

geossintéticos do Grupo II apresentam valores compreendidos entre 700 kN/m e 2500 kN/m e resistências à tração na ruptura entre 10 kN/m e 65 kN/m. Devido ao material constituinte dos materiais do grupo II ser fibra de vidro, que apresenta uma alta rigidez e baixa deformabilidade, a rigidez secante só foi avaliada ao 1% de deformação, uma vez que as amostras romperam em média a 2% de deformação.

Tabela 3.2 Propriedades mecânicas, físicas e térmicas Geossintéticos - Grupo II.

Propriedades Avaliadas	Nome do ensaio	Norma	Unidade	Grupo II			
				G5	G6	G7	G8
Mecânicas	Rigidez secante Jsec	NBR ISO 10319:2013	kN/m	704 **	1233 **	2840**	2465 **
	MD Resistência máxima à Tração	NBR ISO 10319:2013	kN/m	10	23	59	63
	Deformação na ruptura	NBR ISO 10319:2013	%	2	2	2,5	3,2
	CD Rigidez secante Jsec	NBR ISO 10319:2013	kN/m	637**	1151**	2621**	5091 **
	CD Resistência máxima à Tração	NBR ISO 10319:2013	kN/m	11	22	33	120
	Deformação na ruptura	NBR ISO 10319:2013	%	2	2	1,7	3,5
Físicas	Abertura MD/CD	-----	mm	-----	-----	22/22	22/12
	Número de membros por metro MD/CD	-----	Unidade	-----	-----	40/40	40/50
	Percentagem de área sólida	-----	%	1,00	1,00	0,47	0,62
	Percentagem de área livre	-----	%	0,00	0,00	0,53	0,38
	Espessura	NBR ISO 9863 1:2013	mm	0,45	0,59	1,80	1,80
	Gramatura	NBR ISO 9864:2013	(g/m ²)	150	250	400	600
	Densidade	ASTM D 792:2013	(g/cm ³)	1,858	2,066	2,092	2,145
	Absorção de asfalto (34% AR - 68% AR)	ASTM D 6140:2005	(l/m ²)	0,58 - 0,87	0,63 - 0,86	0,51 - 0,72	0,54 - 0,79
Térmicas	Temperatura de decomposição Td	ATME 1131:2014	°C	> 377	> 377	> 368	> 368
Tipo de Polímero Constituinte				PET - GF	PET - GF	GF	GF
Formato do Geossintético				Geocomposto	Geocomposto	Geogrelha	Geogrelha
Tipo de recobrimento				Sem	Sem	Polímero termo sensível	

** : Rigidez secante avaliada a 1% de deformação; MD: direção de fabricação, CD: direção transversal à fabricação; AR: teor de asfalto residual presente na emulsão asfáltica, GF: fibra de vidro.

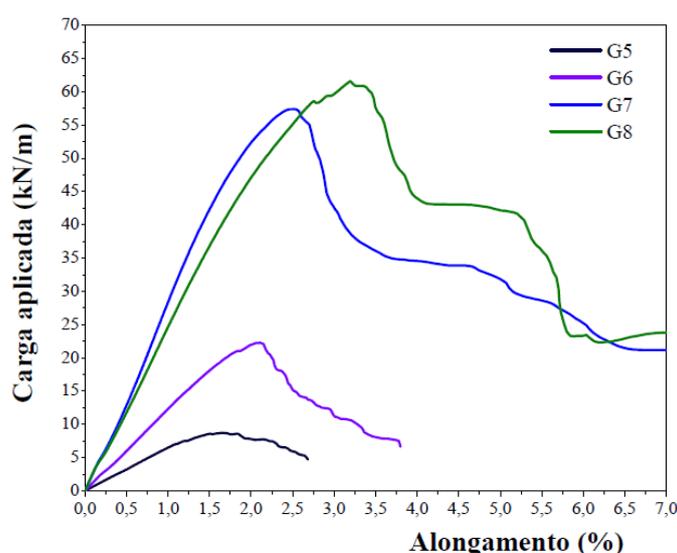


Figura 3.11 Resultados ensaios resistência à tração em faixa larga MD - Geossintéticos do Grupo II.

3.1.2 Emulsão asfáltica

Para garantir uma boa aderência entre a o geossintético e a mistura asfáltica, foi empregada uma emulsão asfáltica catiônica de viscosidade grau I, modificada com polímero tipo SBS (CRR-1-E). Para determinar as principais características do material betuminoso foram realizados ensaios de caracterização, com o intuito de se obterem parâmetros relacionados com: consistência (viscosidade), teor de asfalto residual (composição percentual), impurezas (peneiramento) e avaliação das características do asfalto residual. Dos resultados obtidos é importante destacar que, ao se realizar o ensaio de resíduo por evaporação, a emulsão apresentou 68% em massa de asfalto residual. Na Tabela 3.3 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização da emulsão utilizada.

Tabela 3.3 Resultados ensaios de caracterização emulsão asfáltica SBS.

Nome do ensaio	Norma Utilizada	Resultado	Unidade	Especificação DNIT 128/2010 - EM
Viscosidade Saybolt à 25°C	NBR 14491:2007	22	SSF	70 Máx.
Resíduo por evaporação, % massa	ASTM D 6934/2008	68	%	62 Min.
Peneiramento, 0,84 mm, % massa	NBR 14393: 2012	0,01	%	0,1 Máx.
Ensaio sobre o resíduo recuperado por evaporação NBR - 14896:2012				
Penetração, 100 g, 5s, 25°C	NBR 6576: 2007	60,5	0,1 mm	45 - 150
Ponto de amolecimento	NBR 6560: 2008	59,9	°C	50 Min.

3.1.3 Agregados pétreos

Os agregados pétreos usados para a elaboração da mistura asfáltica foram materiais britados de origem calcária. Com o objetivo de cumprir com os requisitos granulométricos estabelecidos pela norma DNIT 031/2006 – ES (Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço), foram misturados três tipos de materiais: Brita 00, Brita 01 e pó de pedra. As proporções da mistura foram: 60%, 10% e 30% respectivamente. A mistura dos materiais foi definida em função das características granulométricas individuais de cada material. O objetivo foi que ao misturar os materiais em proporções apropriadas, a granulometria de material resultante estive-se localizada entre os limites superior e inferior da especificação. Os resultados da granulometria do material misturado são apresentados na Tabela 3.4 e na Figura 3.12.

Tabela 3.4 Granulometria do material utilizado para a elaboração da mistura asfáltica CBUQ faixa C DNIT 031/2006.

Peneira	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 80	Nº 200
(mm)	25,4	19,1	12,7	9,5	4,75	2	0,42	0,18	0,075
% Passa Material misturado CBUQ	100	100	93	88	59	33	14	11	9
% Passa Especificação DNIT 031/2006	100 - 100	100 - 100	80 - 100	70 - 90	44 - 72	22 - 50	8 - 26	4 - 16	2 - 10

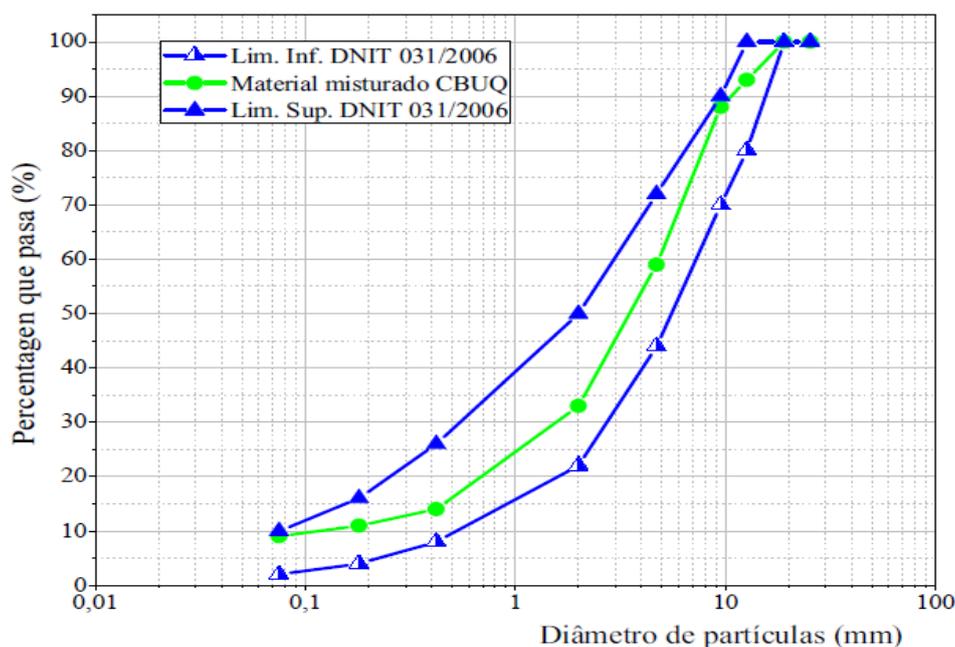


Figura 3.12 Curva granulométrica material dosado elaboração CBUQ.

Da avaliação granulométrica é possível determinar que o material misturado é composto por: 41% de grão, 50% de areia e 9% de material passante da peneira Nº 200. O material apresentou C_u igual a 41,9 e C_c igual a 4,3.

É importante destacar que mesmo o material sendo mal graduado, ele atende a especificação granulometria recomendada pelo DNIT para a elaboração de concreto betuminoso usinado a quente (Figura. 3.12).

Uma vez estabelecida a composição granulométrica do material misturado, foram realizados ensaios para se avaliar as propriedades de forma, limpeza, dureza e relações massa-volume do material dosado. Na Tabela 3.5 são apresentados os resultados dos ensaios realizados. De maneira geral, pode-se concluir que o material cumpre com todas as especificações estabelecidas pela norma DNIT 031/2006.

Tabela 3.5 Resultados ensaios de caracterização no material utilizado para a elaboração de CBUQ.

Tipo de Avaliação	Nome do ensaio	Norma Utilizada	Resultado	Unidade	Especificação DNIT 031/2006
Textura e Forma das partículas	Índice de Forma	DNER 086/094	0,6	*	> 0,5
	Partículas Fraturadas	ASTM D 5821-95	96,0	%	55% - 100% **
	Angularidade da Areia	ASTM C 1252-98	42,5	%	> 40%
Avaliação da limpeza	Passante peneira N°200	DNER 083/094	8,7	%	2% - 10%
	Equivalente de Areia	DNER - ME 054/97	64,0	%	≥ 55%
	Límite de Liquidez WL	NBR 6459/84	0,0	%	0%
	Límite de Plasticidade WP	NBR 7180/84	0,0	%	0%
	Índice de Plasticidade	NBR 7180/84	0,0	%	0%
Avaliação da Dureza	Abrasão Los Angeles	DNER ME 035/98	15,6	%	≤ 50%
Relações massa - volume	Massa específica aparente ponderada (GSa)	NBR NM 53:2009	2,7	(g/cm ³)	-----
	Absorção ponderada do material	NBR NM 53:2009	0,8	%	-----

*Adimensional; ** Valores em função do nível de tráfego.

3.1.4 Cimento asfáltico de petróleo

O cimento asfáltico selecionado para a pesquisa foi o comercialmente conhecido como CAP 50-70 (cimento asfáltico de petróleo de penetração compreendida entre 50 e 70 1/10mm), proveniente da refinaria Gabriel Passos (REGAP-MG). Os ensaios de laboratório realizados visaram comparar as propriedades do material com as estipuladas na norma DNIT 095/2006-EM (Cimentos Asfálticos de Petróleo-Especificações de Material). Dentre os ensaios realizados, destaca-se a determinação da curva reológica do ligante, que permite estabelecer temperaturas de mistura e compactação dos materiais para a confecção da mistura asfáltica.

Na Tabela 3.6 são apresentados todos os resultados dos ensaios de caracterização.

Tabela 3.6 Resultados ensaios de caracterização do CAP 50 - 70.

Nome do ensaio	Norma Utilizada	Resultado	Unidade	Especificação DNIT
Penetração 100 g, 5s, 25°C, 0,1 mm	ASTM D5 - D5M /2013	55	0,1 mm	50 a 70
Ponto de amolecimento	ASTM D36 - D36M/2014 e1	49,8	°C	≥ 46
Viscosidade Brookfield 135 °C-SP 21 20RPM	ASTM D 4402 - D4402M /2013	315	cp	≥ 274
Viscosidade Brookfield 150 °C-SP 21 20RPM	ASTM D 4402 - D4402M /2013	164	cp	≥ 112
Viscosidade Brookfield 177 °C-SP 21 20RPM	ASTM D 4402 - D4402M /2013	61	cp	57 a 285
RTFOT penetração retida	ASTM D 5 - D5M /2013	67	%	≥ 55
RTFOT aumento ponto de amolecimento	ASTM D36 - D36M/2014 e1	3,6	°C	≤ 8
RTFOT - Ductilidade a 25°C	ASTM D 113/2007	> 150	cm	≥ 20
RTFOT Variação em % massa	ASTM D 2872/2012 e1	-0,005	%	-0,5 a 0,5
Ductilidade a 25°C	ASTM D 113/2007	> 150	cm	≥ 60
Ponto de fulgor	ASTM D 92/2012b	346	°C	≥ 235
Índice de suscetibilidade térmica	INVE 724/2007	-1	-----	- 1,5 a 0,7
Densidade relativa a 20/4 °C	ASTM D 70/2009 e1	1,004	-----	-----

Conforme os resultados obtidos na avaliação da viscosidade sob diferentes temperaturas (curva reológica), foram definidas as temperaturas de mistura do cimento asfáltico e agregados pétreos, além da temperatura da compactação da mistura elaborada. As temperaturas dos materiais são apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 Temperaturas mistura e compactação da mistura asfáltica.

Temperaturas dos Materiais	Mistura	Compactação
Cimento asfáltico de petróleo	140°C	-----
Agregados pétreos	160°C	-----
Mistura asfáltica	-----	135°C

3.1.5 Mistura asfáltica

A dosagem dos materiais (agregados – cimento asfáltico) foi realizada seguindo-se a metodologia de dosagem Marshall, determinando-se o teor mínimo de cimento asfáltico para atingir as propriedades de deformação, resistência e volume de vazios. Os requisitos mínimos

que a mistura asfáltica deve cumprir foram os estabelecidos pela norma técnica DNIT 031/2006 (Pavimentos flexíveis – concreto asfáltico – especificação de serviço).

Para determinar o teor ótimo de asfalto pela metodologia Marshall é necessário efetuar variações do teor de asfalto a cada 0,5% (em relação à massa total). Os teores avaliados foram: 4,0%, 4,5%, 5,0%, 5,5% e 6,0%. Estabelecidas as percentagens de combinação de cada material, temperaturas de mistura e compactação, os materiais foram peneirados e pesados para a elaboração dos corpos de prova.

Os materiais previamente à elaboração da mistura, foram aquecidos na estufa por um período de tempo necessário para garantir temperaturas apropriadas (Figura 3.13 a). Uma vez que os materiais atingiram a temperatura de mistura, foram levados para uma balança com capacidade e precisão convenientes, dessa forma garantindo que cada combinação ficasse no teor de asfalto apropriado (Figura 3.13 b). Com os materiais pesados e na temperatura estabelecida, foram levados para um misturador planetário, com capacidade de 20 l, equipado com controle de temperatura (Figura 3.13 c), o tempo de mistura foi o necessário para garantir o cobrimento total de todas as partículas pétreas com o asfalto (tempo aproximado de 3 min). Foi preparada uma quantidade suficiente de mistura CBUQ para elaborar cinco corpos de prova Marshall e duas misturas em estado solto, para determinar estabilidade e fluência Marshall, densidades bulk e densidade máxima medida.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.13 Elaboração de mistura asfáltica para corpos de prova Marshall: (a) aquecimento dos materiais; (b) dosagem do cimento asfáltico; (b) mistura dos materiais.

Uma vez que a mistura asfáltica adquiriu a temperatura de compactação (Figura 3.14 a), foi disposta uma quantidade aproximada de 1.200 g no molde de compactação Marshall. Cada um dos corpos de prova foi compactado aplicando-se 75 golpes de cada lado do corpo de prova, com o soquete padronizado pela norma DNER-ME 043/95 (Figura 3.14 b). Finalizado o

processo de compactação, os corpos de prova foram deixados ao ar livre até atingirem a temperatura ambiente, procedendo-se então à retirada dos moldes (Figura 3.14 c).



Figura 3.14 Compactação de corpos de prova Marshall: (a) mistura elaborada; (b) compactador Marshall; (c) corpos de prova compactados.

Com os corpos de prova compactados e a mistura em estado solto, foram determinadas as relações de vazios e as características de estabilidade e fluência Marshall. Para determinar as relações de vazios nas diferentes misturas, foram realizados ensaios de determinação de densidade aparente dos corpos de prova compactados e da densidade máxima medida da mistura em estado solto (Figura 3.15 a). Previamente à realização da estabilidade e fluência Marshall, os corpos de prova foram submetidos a um processo de imersão em banho maria durante 30 minutos, numa temperatura de 60°C (Figura 3.15 b). Posteriormente ao tratamento térmico, os corpos de prova foram ensaiados aplicando-se um carregamento diametral a uma velocidade de 50,8 mm/min, registrando-se o carregamento máximo (estabilidade) sobre o corpo de prova e sua correspondente deformação (fluência) (Figura 3.15 c).

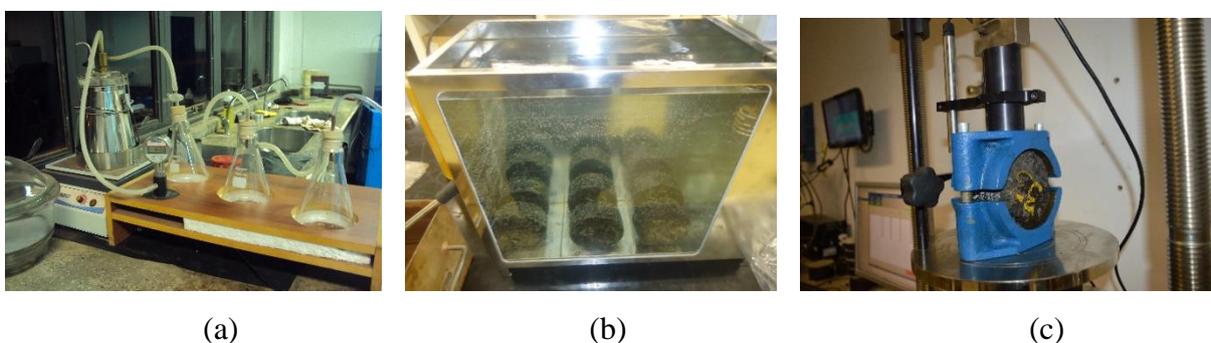


Figura 3.15 Determinação do teor ótimo cimento asfáltico: (a) determinação da densidade máxima medida (Gmm); (b) tratamento térmico dos corpos de prova Marshall; (c) estabilidade e fluência Marshall.

A partir dos resultados obtidos com o teor ótimo de cimento asfáltico (Tabela 3.8), há quatro características que permitem a aprovação ou rejeição (Tabela 3.9) de uma mistura asfáltica a ser utilizada como camada de rolamento. Os principais parâmetros são: percentagem de vazios, relação betume/vazios, estabilidade Marshall e vazios no agregado mineral. De acordo com os resultados obtidos, a mistura asfáltica composta por 4,5% de CAP 50 -70 e 95,5% de agregado mineral de origem calcária cumpre com todos os requisitos da especificação DNIT 031/2006.

Tabela 3.8 Propriedades mistura asfáltica com o teor ótimo de CAP método de dosagem Marshall.

Característica		Resultado	Unidade
Percentagem de agregados	(Ps)	95,5	%
Percentagem de cimento asfáltico	(Pb)	4,5	%
Densidade Aparente	(Gmb)	2,449	(g/cm ³)
Estabilidade Marshall		13528	N
Fluência Marshall		3,75	mm
Relação Estabilidade / Fluência		3607	N/mm
Densidade Máxima medida Rice	(Gmm)	2,527	(g/cm ³)
Volume de vazios	(Vv)	3,09	%
Relação Betume/Vazios	(RBV)	80	%
Massa específica efetiva	(Gse)	2,722	(g/cm ³)
Percentagem asfalto absorvido	(Pba)	0,15	%
Teor de asfalto efetivo	(Pbe)	4,36	%
Vazios do Agregado Mineral	(VAM)	13,75	%
Relação filer/ligante efetivo	(RP)	2,064	-----

Tabela 3.9 Especificações CBUQ DNIT 031/2006.

Características	Método de ensaio	Camada de Rolamento
Porcentagem de vazios (% Vv)	DNER - ME 043	3 - 5
Relação betume / vazios	DNER - ME 043	75 - 82
Estabilidade, mínima (N) (75 Golpes)	DNER - ME 043	5000
Vazios de agregado mineral (% VAM)	DNER - ME 043	16

3.2 INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE DE DEFORMAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS GEOSSINTÉTICOS

A avaliação das propriedades mecânicas dos geossintéticos foi realizada por meio do ensaio de resistência à tração em faixa larga (ABNT NBR ISO 10319:2013), realizado a uma velocidade de deformação axial de 20%/min. Para avaliar os efeitos de velocidades de deformação superiores às estipuladas na norma, foram realizados ensaios com os oito tipos de geossintéticos, nas duas direções da amostra (direção de fabricação e transversal à direção de fabricação). Conforme a norma de ensaio, para obter acurácia nos resultados, o teste deve ser realizado em, no mínimo, sete amostras, adotando-se como critério de aceitação dos resultados um coeficiente de variação menor que 5%. Os parâmetros avaliados foram: rigidez secante, resistência à tração e deformação na ruptura. As velocidades de ensaio utilizadas foram 20%/min, 250%/min, 500%/min, 750%/min e 1000%/min.

O equipamento empregado para a realização dos ensaios foi uma prensa EMIC DL 2000 (Figura 3.16 a). O equipamento conta com um sistema de garras pneumáticas que seguram a amostra durante a realização do ensaio, sendo uma garra fixa e a outra móvel (Figura 3.16 b). O equipamento registra simultaneamente o deslocamento da garra superior e o carregamento. O ensaio finaliza quando o corpo de prova só conserva 10% do carregamento máximo que o corpo de prova resistiu (Figura 3.16 c).



Figura 3.16 Ensaio de resistência à tração em faixa larga: (a) prensa universal EMIC DL 2000; (b) amostra antes do ensaio; (c) amostra após ensaio.

3.3 DEGRADAÇÃO TÉRMICA INTERAÇÃO MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO

Para compreender o desempenho de uma mistura asfáltica reforçada com geossintéticos é importante determinar a contribuição individual que os materiais envolvidos conferem ao composto (mistura asfáltica reforçada). O comportamento final da camada vai depender da interação dos materiais com as solicitações externas e das vantagens e desvantagens que pode gerar a presença do reforço. Pesquisas realizadas em geossintéticos empregados nos recapeamentos asfálticos evidenciam a significativa influência que possuem as suas propriedades mecânicas e térmicas (Norambuena-Contreras *et al.*, 2009; Delbono & Giudice, 2014; Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre, 2015b; Norambuena-Contreras *et al.*, 2016), assim como também o efeito da emulsão asfáltica e da temperatura. As alterações nas propriedades mecânicas geralmente têm sido avaliadas com ensaios de resistência à tração, deixando-se de lado o efeito na microestrutura do material.

A seguir, é apresentada a metodologia empregada na presente pesquisa para a avaliação dos efeitos térmico e da emulsão asfáltica nos geossintéticos por meio do estudo das mudanças micro e macroestruturais dos geossintéticos submetidos ao efeito da degradação térmica durante o processo de instalação da mistura asfáltica.

3.3.1 Preparação dos corpos de prova

Para determinar o efeito que a aplicação de uma emulsão asfáltica tem nas propriedades mecânicas dos geossintéticos, foi realizada uma aplicação do material betuminoso a temperatura ambiente sobre amostras de geossintéticos. O tratamento dos geossintéticos foi realizado aproveitando os trabalhos de reabilitação da malha viária do campus Darcy Ribeiro da Universidade de Brasília – UnB.

A aplicação do ligante foi realizada com ajuda de um caminhão irrigador sobre amostras representativas dispostas na superfície a ser asfaltada (Figura 3.17 a). Depois de aplicada a taxa de emulsão estabelecida (0,4 l/m² de asfalto residual), as amostras foram retiradas e dispostas num local do lado da obra, onde tivessem a menor perturbação possível e pudessem eliminar a água presente na emulsão, permanecendo apenas o asfalto residual (Figura 3.17 b). Ao final do processo de secagem, as amostras foram transportadas para o laboratório para posteriormente serem realizados os ensaios de resistência à tração, espectroscopia e termogravimetria.



Figura 3.17 Efeito da emulsão asfáltica nos geossintéticos: (a) aplicação da emulsão asfáltica no campo; (b) secagem das amostras.

Uma das maiores preocupações no uso de geossintéticos no recapeamento asfáltico é o efeito da degradação térmica gerada pelo contato do reforço com a mistura asfáltica, situação que acontece a uma temperatura superior aos 100°C, e geralmente muito próxima aos 130°C, temperatura esta que muitas vezes é igual ou superior à temperatura de transição vítrea dos polímeros constituintes dos geossintéticos. Para efeitos da pesquisa e visando determinar o efeito térmico nas propriedades mecânicas, térmicas e microestruturais dos geossintéticos, foi efetuado um acompanhamento de processos construtivos de recapeamentos asfálticos no campus universitário Darcy Ribeiro da UnB. O acompanhamento consistiu na medição da taxa de resfriamento da mistura asfáltica, efetuando-se registro do tempo e a correspondente temperatura durante os processos de instalação, compactação e resfriamento (Figura 3.18). O objetivo de registrar a taxa de resfriamento da mistura asfáltica foi, aproveitando-se as medições em condições reais, simular o mesmo processo de obra em condições controladas de laboratório.



Figura 3.18 Recapeamento asfáltico no campus Darcy Ribeiro UnB: (a) instalação; (b) compactação; (c) registro tempo-temperatura.

As informações de campo necessárias para determinar a taxa de resfriamento da mistura asfáltica durante o processo construtivo foram plotadas conforme a Figura 3.19. Da curva de campo é possível estabelecer três etapas diferentes. Na primeira etapa, que acontece nos primeiros 15 minutos, a temperatura se mantém constante (140°C), correspondendo ao processo de instalação da mistura asfáltica. Na segunda etapa, compreendida entre 15 e 55 minutos, acontece o processo de compactação da mistura asfáltica. Nessa etapa, a taxa de resfriamento é de 15°C/10 min. A terceira etapa, compreendida entre 55 e 320 min, corresponde à situação onde a mistura asfáltica atingiu as condições de grau de compactação e volume de vazios, permitindo que a camada resfrie naturalmente até atingir uma temperatura de aproximadamente 25°C. Nesta etapa a taxa de resfriamento foi de 2°C/10 min (Figura 3.19). O acompanhamento do processo construtivo foi realizado entre os dias 23 e 29 de setembro de 2013. Nesta época do ano as condições climáticas prevalentes foram de temperatura média de 25°C e umidade relativa compreendida entre 70% e 90%. É importante destacar que as informações plotadas correspondem à média de vários dias de acompanhamento da construção, em horários diferentes do dia.

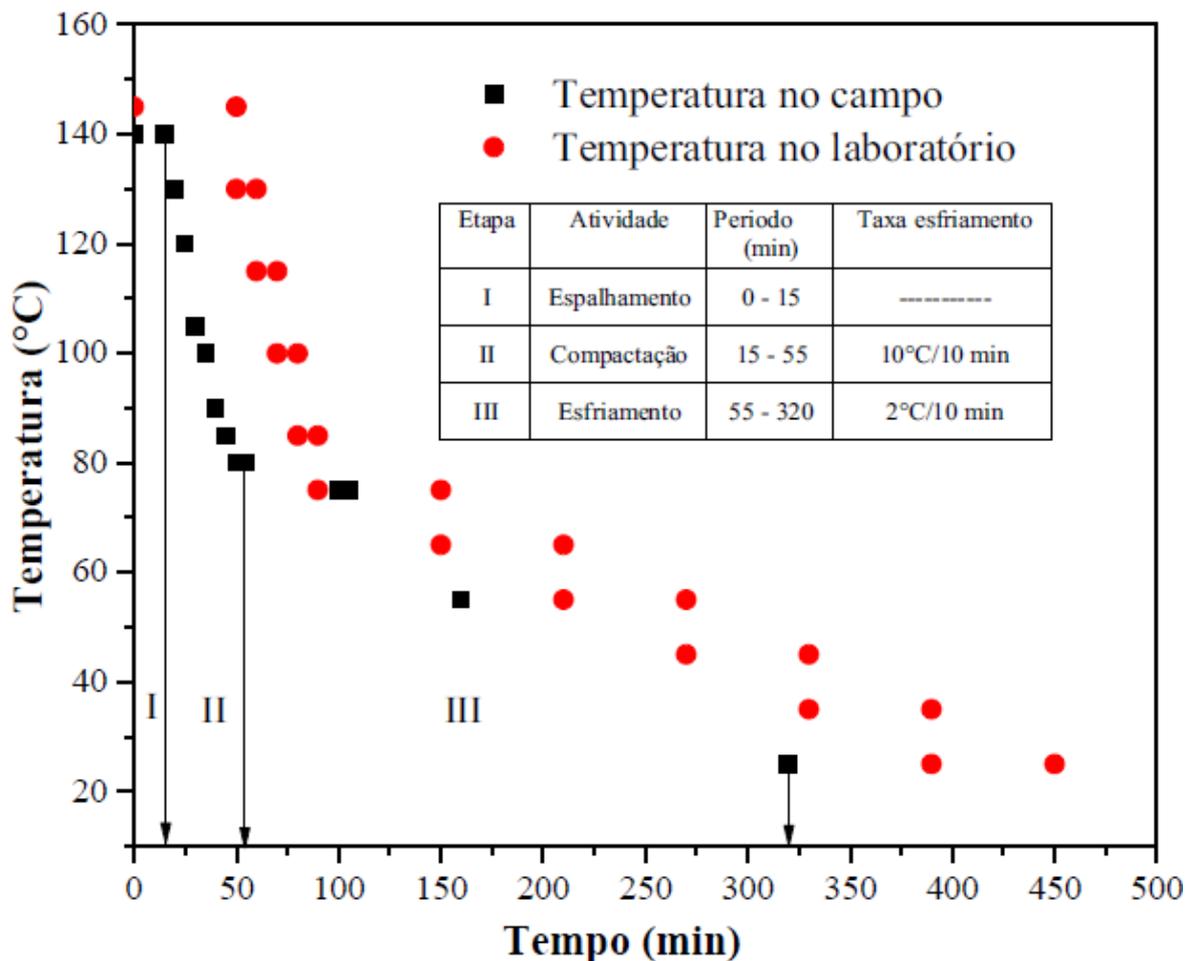


Figura 3.19 Curva de resfriamento no processo construtivo de reapartamento asfáltico.

3.3.2 Simulação da degradação térmica em laboratório

Uma vez estabelecida a curva de perda de temperatura da mistura (Figura 3.19), foram reproduzidas as mesmas etapas e taxas de resfriamento no laboratório numa estufa com controle digital de temperatura e circulação de ar. As mesmas três etapas do campo foram simuladas em amostras com dois tipos de tratamento: estado original e com recobrimento betuminoso.

Na primeira etapa do tratamento térmico em condições de laboratório, foram necessários 40 minutos para a estufa atingir a temperatura do começo de ensaio (145°C). Isto explica o deslocamento da curva de laboratório em comparação à curva de campo (Figura 3.19).

Durante todo o processo de degradação térmica dos geossintéticos foi efetuada a programação da temperatura no controle digital da estufa (Figura 3.20 a) verificando-se ao mesmo tempo a temperatura atingida pelos corpos de prova com um termômetro laser (Figura 3.20 b), e a temperatura real da câmara com um termômetro de espeto (Figura 3.20 c). Para verificar a homogeneidade da temperatura no interior da estufa e ao mesmo tempo dos corpos de prova, foi utilizada uma câmera térmica FLIR T440. O equipamento permite determinar distribuição da temperatura e propriedades térmicas dos materiais (Figura 3.21)

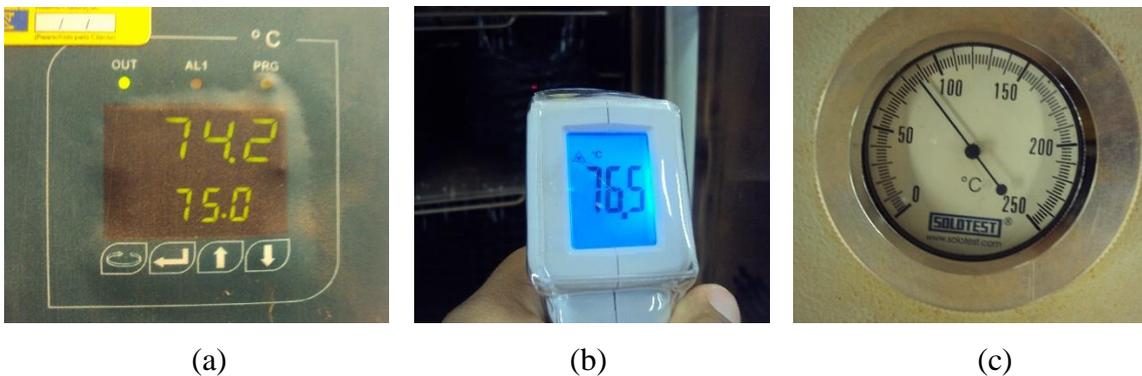


Figura 3.20 Controle temperatura processo degradação térmica: (a) temperatura da estufa; (b) verificação da temperatura nos corpos de prova; (c) temperatura real da estufa.



Figura 3.21 Controle da homogeneidade da temperatura com câmera térmica FLIR T440.

O tamanho dos corpos de prova e quantidade de amostras foram determinados em função dos ensaios que seriam realizados ao final do tratamento térmico (Figura 3.22 a). Os ensaios estabelecidos para determinar o efeito térmico foram: resistência à tração em faixa larga nas duas direções (fabricação e transversal à fabricação), análise termogravimétrica e espectroscopia. Ao final do processo de aquecimento foram percebidas visualmente as primeiras mudanças em alguns dos materiais ensaiados (Figura 3.22 b). As amostras que apresentaram mudanças mais significativas por causa do efeito térmico foram as denominadas G2 (geocomposto fabricado em polivynl alcohol). Estas apresentaram um encolhimento no seu formato original. Finalizado o processo, foram preparadas amostras representativas para realizar os ensaios estabelecidos.

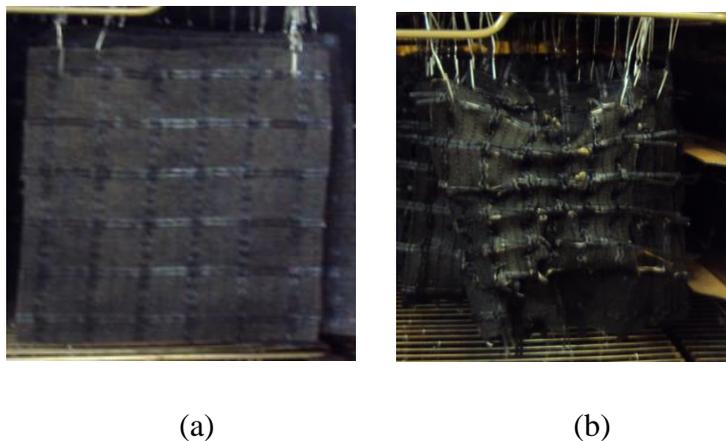


Figura 3.22 Efeito térmico em amostras de geossintéticos: (a) acondicionamento das amostras estufa de laboratório; (b) amostras ao final do ensaio.

A realização de ensaios de caracterização térmica e química utilizam pequenas quantidades de amostras. Devido à necessidade de preservar as amostras sem contaminá-las com outros materiais, as mesmas foram devidamente conservadas em recipientes plásticos individuais com tampa (Figura 3.23 b).

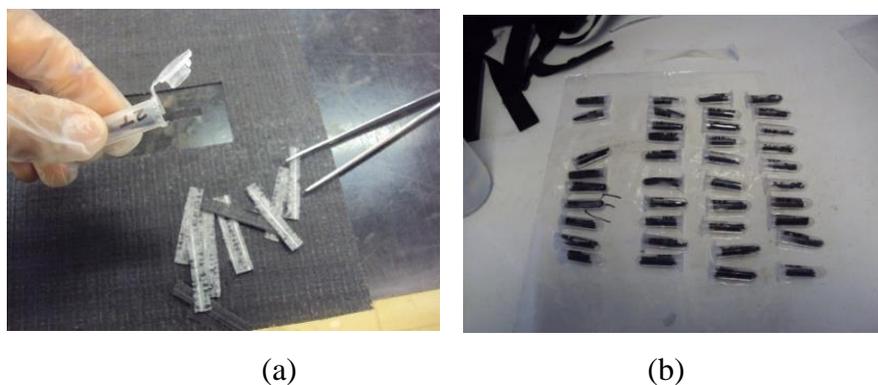


Figura 3.23 Amostragem para ensaios de caracterização química e térmica: (a) obtenção das amostras; (b) conservação das amostras para o ensaio TGA.

3.3.3 Ensaio Termogravimétricos

Os ensaios de termogravimetria foram realizados na central analítica do Instituto de Química da UnB utilizando-se um analisador termogravimétrico (TGA) Shimadzu DTG-60H (Figura 3.24 a), com as seguintes condições de ensaio: atmosfera utilizada = ar sintético, fluência do ar = 30 ml/min, quantidade de amostra = 10 mg, taxa de aquecimento = 10°C/min e temperatura máxima = 800°C. A amostra foi disposta em uma cápsula de alumínio dentro do equipamento e a seu lado foi colocado o recipiente metálico de referência (Figura 3.24 b) para registrar as mudanças da massa durante a realização do ensaio (Figura 3.24 c). A avaliação termogravimétrica foi realizada segundo a norma ASTM E 1131-14.

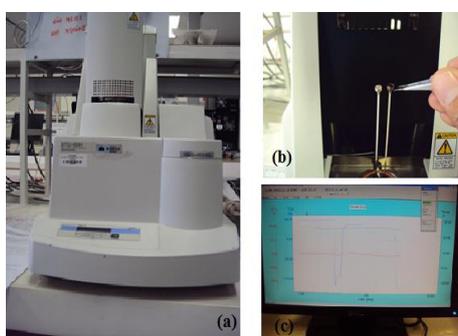


Figura 3.24 Avaliação termogravimétrica: (a) Equipamento Shimadzu DTG-60H; (b) disposição da mostra no equipamento; (c) registro da variação de perda de massa.

3.3.4 Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR)

Os ensaios de espectroscopia por transformada rápida de Fourier (FTIR) foram realizados em amostras representativas dos oito tipos de geossintéticos, em quatro condições diferentes: estado original, com recobrimento betuminoso e com o efeito térmico (amostras estado original com recobrimento asfáltico). Os ensaios foram realizados na central analítica do Instituto de Química da UnB utilizando-se um espectrofotômetro Variam 640 IR (Figura 3.25 a). As amostras foram dispostas dentro do instrumento de medição do equipamento (Figura 3.25 b) para obter os seus respectivos espectros (Figura 3.25 c). Os ensaios foram realizados segundo as normas ASTM D 5477-11, ASTM E 168-06 e ASTM E 1252-98.

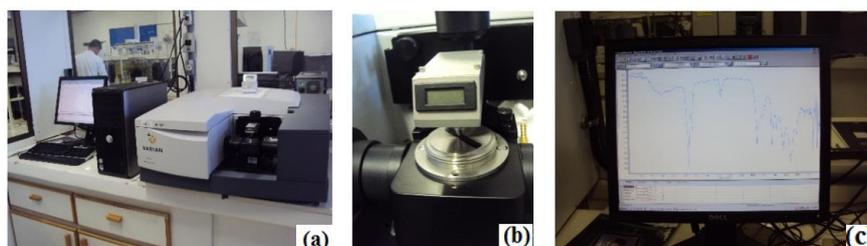


Figura 3.25 Espectroscopia por transformada rápida de Fourier: (a) Espectrofotômetro Variam 640 IR; (b) disposição da amostra durante o equipamento; (c) espectro obtido.

3.4 CALIBRAÇÃO DA COMPACTAÇÃO PARA A ELABORAÇÃO DE CORPOS DE PROVA DE CBUQ

Para determinar as condições de compactação dos corpos de prova utilizados nas avaliações de aderência, análises da reflexão de trincas e resistência à tração na flexão foram preparados vários tipos de misturas de agregados pétreos. Nessas misturas, a granulometria manteve-se constante, sendo variada unicamente a quantidade de material granular (Figura 3.26 a). Isto foi realizado com o propósito de estimar a máxima altura de camada que garantisse a densidade e vazios estabelecidos na metodologia de dosagem Marshall, ao compactar através de um sistema de compactação estática. As misturas asfálticas foram executadas seguindo-se os critérios de viscosidade estabelecidos na caracterização do cimento asfáltico (Figura 3.26 b). A compactação dos corpos de prova foi realizada sob uma pressão estática de 600 kPa, sendo as dimensões do corpo de prova de 0,48 m de comprimento e 0,2 m de largura e alturas variáveis (Figura 3.26 c).

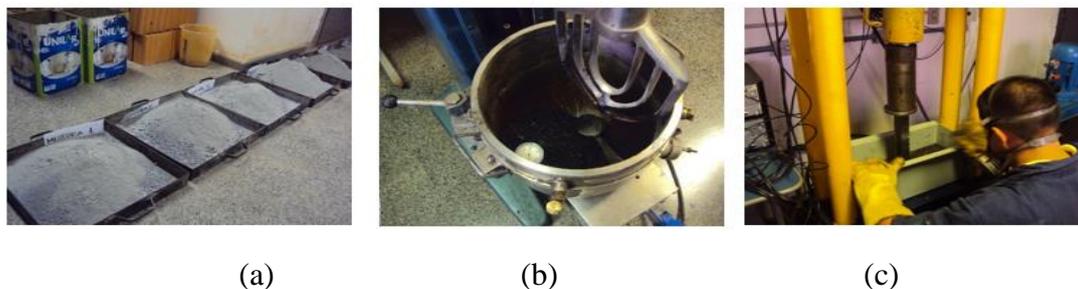


Figura 3.26 Determinação das condições de compactação de corpos de prova: (a) misturas de material granular; (b) elaboração da mistura asfáltica; (c) compactação.

Uma vez efetuada a compactação de vários corpos de prova sob a mesma pressão de 600 kPa e mudando-se a quantidade de mistura, concluiu-se que a espessura máxima na qual poderiam ser compactados os corpos de prova era de 2 cm. Devido a que o processo de compactação era pouco eficiente, foi decidido projetar um sistema que pudesse representar de uma forma aproximada as condições de compactação em campo.

O novo sistema foi planejado para poder executar compactações de misturas asfálticas com e sem a presença de reforço em duas camadas com 5 cm de espessura cada. Os critérios adotados para definir o tamanho das fôrmas metálicas foram: dimensões dos corpos de prova (48 cm comprimento, 22 cm de largura e 10 cm de espessura), espessura das camadas, produtividade na elaboração da mistura em laboratório e área de contato do equipamento de compactação (45 cm x 55 cm). O equipamento de compactação escolhido foi uma placa vibratória unidirecional modelo CF2 da marca Weber MT (Figura 3.27). Este equipamento tem como elemento vibratório um eixo excêntrico, encapsulado em uma caixa protetora e refrigerado a óleo. A sua

amplitude é baixa, porém com uma frequência de golpes (vibração) alta, sendo ideal para solos granulares e asfalto. Como a amplitude é baixa, não pode ser utilizada em camadas de terreno muito grossas. As especificações técnicas do equipamento encontram-se na Tabela 3.10.



Figura 3.27 Placa vibratória unidirecional CF2 Weber MT.

Tabela 3.10 Especificações técnicas da placa vibratória unidirecional CF2 Weber MT.

Característica	Unidade	Medida
Massa	kg	80
Dimensões da base	cm	45 x 55
Potência	hp	5,5
Velocidade de avanço	m/min	25
Força centrífuga	kN	15
Frequência	Hz	98
Profundidade de compactação	cm	Até 30

Em função das dimensões dos corpos de prova e da área de contato da placa vibratória, foi fabricada uma fôrma metálica facilmente desmontável, aparafusada entre a parte inferior e superior, permitindo gerar duas camadas de 50 mm de espessura, além de estar fixa no chão para facilitar o processo de compactação e evitar deslocamentos do sistema. As fôrmas foram elaboradas em chapas metálicas de 7 mm de espessura, 600 mm de largura, 700 mm de comprimento e 50 mm de altura (para cada fôrma) (Figura 3.28 a). O propósito das dimensões do corpo de prova foi de obter, ao final do processo de compactação, três corpos de prova com características similares (Figura 3.28 b). Devido às deficiências de compactação que podem

ocorrer no material perto das paredes da fôrma, foi definido que seriam descartados 50 mm de mistura asfáltica de todos os lados da placa.

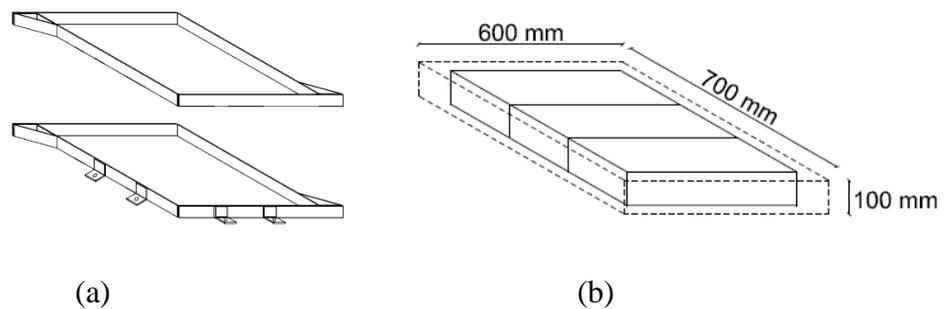


Figura 3.28 Formas para compactação dos corpos de prova em CBUQ: (a) fôrmas metálicas; (b) obtenção dos corpos de prova.

Uma vez elaboradas as formas metálicas de compactação, foi realizada a primeira tentativa (calibração) para fabricação das placas para a obtenção dos corpos de prova. Para cada placa foi necessário confeccionar 52,25 kg de mistura asfáltica, fabricadas em 5 etapas diferentes, com misturas de 10,45 kg (9,98 kg agregados e 0,47 kg de CAP). Antes de começar o processo de compactação foi verificada a temperatura da mistura (Figura 3.29 a). Uma vez aprovada, a mistura foi nivelada com uma régua de nível (Figura 3.29 b).



Figura 3.29 Compactação de calibração dos corpos de prova de mistura asfáltica: (a) controle da temperatura; (b) nivelamento; (c) compactação.

A compactação foi iniciada com o equipamento ligado na sua potência máxima, efetuando-se o processo em todas as direções da placa até a superfície apresentar um acabamento próximo à obtido em campo (Figura 3.29 c).

Para estabelecer se realmente a mistura asfáltica compactada com a placa vibratória atingia a densidade e volume de vazios estabelecidos na metodologia de dosagem Marshall, foi utilizado um medidor de densidade elétrico (Figura 3.30 a). O equipamento foi previamente calibrado para o um tipo de mistura asfáltica similar ao elaborado em laboratório. A calibração foi

realizada com corpos de prova extraídos com densidade conhecida. As configurações do densímetro incluem as seguintes informações: tamanho máximo de agregados, espessura da capa e densidade aparente bulk da mistura asfáltica. O equipamento realiza as leituras em 3s e a profundidade de medição está compreendida entre 25 mm e 100 mm. As determinações da densidade durante a confecção da placa foram realizadas em diversos intervalos de tempo e posições diferentes até se obter um grau de compactação próximo a 100 % e, simultaneamente, um volume de vazios de 4% (Figura 3.30b). O tempo aproximado de compactação da camada foi de 5 minutos, nas condições estabelecidas na presente pesquisa.



Figura 3.30 Controle de compactação da mistura asfáltica: (a) densímetro elétrico; (b) leitora do equipamento.

Estabelecidas as condições de compactação da camada inferior, foi realizada a instalação da fôrma metálica superior (Figura 3.31 a) dispondo-se os parafusos apropriados para que as placas se mantivessem juntas. Na segunda etapa do processo foi disposta a emulsão asfáltica no teor recomendado por cada fabricante de geossintético, aguardado um tempo de aproximadamente 30 minutos até a ruptura da emulsão, efetuando-se a seguir a instalação do geossintético (Figura 3.31 b). A compactação da cada superior foi realizada em condições similares às da camada inferior, garantindo-se temperatura, volume de vazios e grau de compactação (Figura 3.31c).

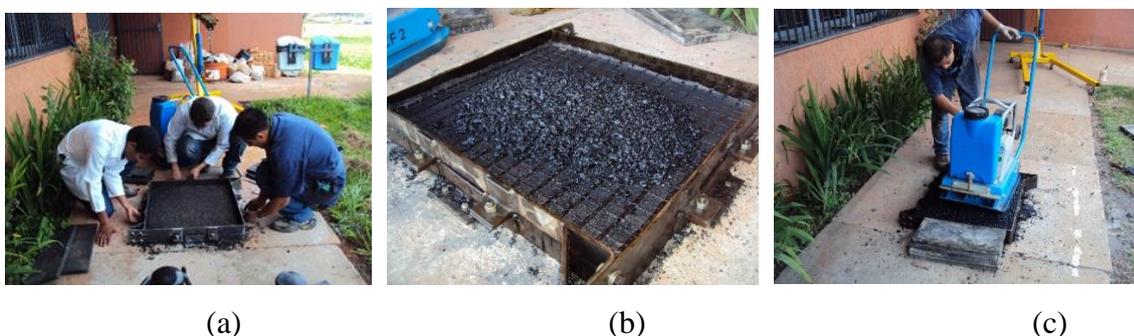


Figura 3.31 Compactação da camada superior das placas CBUQ: (a) instalação da fôrma metálica; (b) instalação do geossintético; (c) compactação.

Devido às diferenças entre os sistemas de compactação da dosagem de laboratório e a compactação com placa vibratória, foi usada uma extratora rotativa para obter corpos de prova cilíndricos para se avaliar propriedades mecânicas, dinâmicas, grau de compactação e volume de vazios (Figura 3.32). Os corpos de prova foram extraídos em presença de água e posteriormente foram secos ao ar para perder a água retida. Isto foi realizado com o intuito de validar a metodologia de compactação e determinar as propriedades mecânicas reais da mistura.

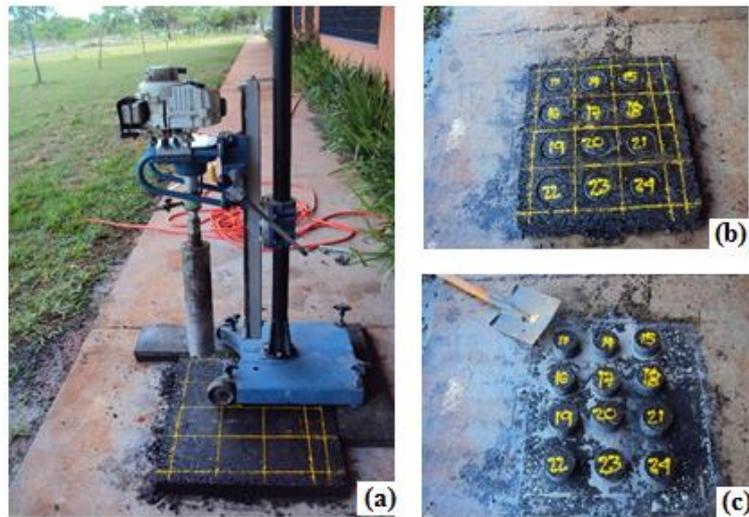


Figura 3.32 Obtenção de corpos de prova cilíndricos das placas compactadas com a placa vibratória: (a) extratora rotativa; (b) extração de corpos de prova; (c) corpos de prova extraídos.

3.5 INSTRUMENTAÇÃO UTILIZADA DURANTE A REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Todos os ensaios foram monitorados por meio de instrumentação apropriada. Em cada ensaio utilizou-se uma célula de carga e medidores de deslocamento linear, situados em locais previamente definidos.

3.5.1 Aquisitor de dados

Para fazer leitura da instrumentação empregada nos ensaios foi utilizado o sistema de aquisição de dados da empresa Lynx, modelo ADS 2002, com condicionador de sinais AI 2164/8 e controlador AC2122VB (Figura 3.33). É importante mencionar que o equipamento de aquisição de dados funciona com software específico. O software empregado para visualizar os sinais emitidos pela instrumentação é o AqDados 7, que permite a aquisição simultânea de todos os canais, além de permitir a programação da frequência com que os dados são adquiridos. O ADS2002 pode ser ligado a qualquer computador por meio de interfaces de comunicação

ethernet para captar sinais digitais e analógicos. O equipamento é composto por 8 canais para ligar a instrumentação desejada.

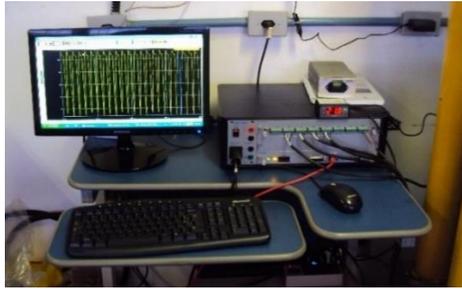


Figura 3.33 Aquisitor de dados Lynx ADS 2002.

3.5.2 Célula de carga

Em todos os ensaios foi utilizada uma célula de carga com capacidade de 100 kN (Figura 3.34), a qual serviu para medir os carregamentos aplicados nas diferentes configurações de testes.



Figura 3.34 Célula de carga da Kratos com capacidade de 100 kN.

3.5.3 Transdutor linear resistivo de posição

Na pesquisa foram utilizados transdutores lineares resistivos de posição modelo PY2, fabricados pela empresa Gefran. Os medidores usados permitem uma medição de deslocamentos de até 100 mm. Os instrumentos foram usados para medir as deformações e deslocamentos nas diferentes configurações de ensaio (Figura 3.35).



Figura 3.35 Transdutor linear resistivo de posição Gefran PY2 100 mm.

3.6 ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO

Para conhecer a aderência entre os diferentes tipos de geossintéticos e a mistura asfáltica foram realizados ensaios de cisalhamento direto na interface conforme a norma UNI/TS 11214 – 2007 (*Mechanical properties of road airfield pavements – interlayer shear performance-related characterization ASTRA test method*). O ensaio basicamente consiste na aplicação de um esforço de cisalhamento em uma amostra de mistura asfáltica composta por duas camadas, submetidas à tensões normais. O objetivo de se avaliar diferentes corpos de prova sob diversos níveis de tensão foi obter a envoltória de resistência da interface, que permite estabelecer o ângulo de atrito e a adesão na interface. As características do ensaio e do equipamento são descritas a seguir.

3.6.1 Características dos corpos de prova

Os corpos de prova utilizados para determinar a aderência da mistura asfáltica-geossintético possuem área quadrada, contendo duas camadas de mistura asfáltica. A interface das duas camadas é composta por geossintético e uma emulsão asfáltica aplicada como tratamento de liga em teores variáveis entre 0,4 l/m² e 1,0 l/m². O teor de asfalto foi escolhido em função das características da macro e microtextura do revestimento, da absorção de cada geossintético, de um fator de correção (Button *et al.*, 1982) e das especificações do fabricante.

As dimensões dos corpos de prova para cada uma das camadas foram: largura de 10 cm e altura de 5,0 cm. A largura foi estabelecida como duas vezes o máximo deslocamento horizontal permitido pelo equipamento e a altura foi estabelecida em função dos estudos realizados por Sutanto (2009) sobre a espessura mínima de corpos de prova para serem usados na avaliação da aderência, que deve ser de pelo menos 50 mm, para assim se evitar o comprometimento da mistura durante o cisalhamento.

As placas de mistura asfáltica com e sem a presença de reforço foram confeccionadas segundo o procedimento apresentado no item 3.5. Uma vez que a placa de mistura asfáltica atingiu a temperatura ambiente, foram retiradas as formas metálicas que conferiam confinamento ao material durante o processo de fabricação. Em seguida foram traçadas as linhas de referência que serviram de orientação para efetuar o corte dos corpos de prova (Figura 3.36 a).

O corte dos corpos de prova foi realizado em três etapas. Na primeira etapa foi usada uma serra mármore com disco de diâmetro de 125 mm que permitiu dar a orientação de corte para a serra

de maior capacidade. Na segunda etapa foi utilizada uma cortadora angular de parede equipada com disco de 355 mm de diâmetro, que possibilitou o corte de toda a espessura da placa (Figura 3.36 b). Na terceira etapa foram obtidas vigas de secção quadrada de 100 mm x 100 mm e comprimento de 500 mm, que foram transportadas até o laboratório de concreto da UnB, para efetuar o corte com um serra de corte de bancada (Figura 3.36 c), obtendo-se cinco corpos de prova cúbicos de 100 mm de aresta (Figura 3.36 d).



Figura 3.36 Obtenção dos corpos de prova para ensaios de aderência: (a) demarcação das linha de corte; (b) corte com serra angular; (c) corte com serra de concreto de bancada; (d) corpos de prova definitivos.

Antes da realização dos ensaios, todos os corpos de prova passaram por um processo de nivelamento e polimento da superfície, garantindo-se a ortogonalidade das faces. O acabamento definitivo das amostras foi realizado com uma esmerilhadeira angular com disco diamantado com 125 mm de diâmetro.

3.6.2 Descrição do equipamento para ensaios de aderência

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de aderência foi projetado por Souza (2011) e testado pela primeira vez por Chrusciak (2012). Basicamente consiste em um equipamento para realização de ensaios de cisalhamento direto de dimensões médias, sob diferentes níveis de tensão, velocidade variáveis e dimensão máxima de corpos de prova de 300 mm x 300 mm.

De acordo com Chrusciak (2012) o sistema de cisalhamento direto é composto por um circuito hidráulico composto por dois cilindros, um reservatório e mangueiras, além de uma prensa de ensaios triaxiais encarregada de acionar o sistema hidráulico a velocidades controladas. A capacidade máxima de carga do conjunto é de 100 kN e deslocamento cisalhante máximo de 50 mm (Figura 3.36 a). A pressão normal é aplicada por um sistema constituído de uma bomba e cilindro hidráulicos, com curso de 100 mm e capacidade de 100 kN.

Durante a realização dos ensaios foram registrados continuamente pela instrumentação apropriada a carga cisalhante, deslocamentos relativos e tensão normal (Figura 3.37 b). Devido aos corpos de prova apresentarem uma secção transversal menor que a máxima disponível no equipamento, foi projetada uma caixa e calço metálicos para reduzir a área de cisalhamento dos corpos de prova (Figura 3.37 c).

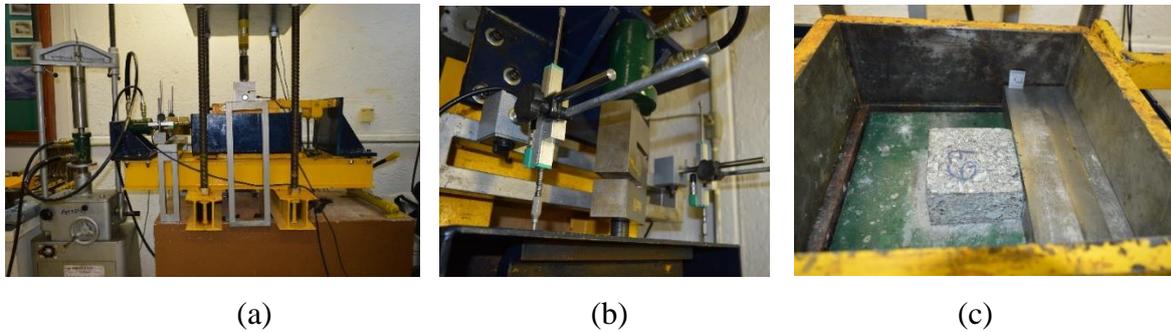


Figura 3.37 Ensaio de aderência tipo ASTRA: (a) equipamento de cisalhamento direto de dimensões médias; (b) instrumentação para cargas cisalhantes e deslocamentos; (c) caixa e calço metálicos.

3.6.3 Ensaio de aderência tipo ASTRA

As variáveis a serem consideradas para a realização dos ensaios foram as seguintes:

- **Velocidade de cisalhamento:** 2,5 mm/min (conforme norma UNIT/TS 11214 - 2007);
- **Pressão normal:** 0,0 kPa, 50,0 kPa, 100 kPa, 150 kPa, 200 kPa, 250 kPa, 300 kPa, 350 kPa e 400 kPa (conforme norma UNIT/TS 11214 – 2007);
- **Tipo de emulsão asfáltica:** RR-1C-E (Emulsão asfáltica catiônica de ruptura rápida, com grau de viscosidade um, modificada com polímeros elastoméricos);
- **Teor de emulsão asfáltica:** quantidade compreendida entre 0,4 l/m² e 1,0 l/m² de asfalto residual (teor aplicado em função da estrutura do geossintético);
- **Critério de finalização do ensaio:** deslocamento horizontal de 50 mm ou cisalhamento da interface; o que ocorresse primeiro;
- **Número de geossintéticos avaliados:** 8;
- **Ensaio de referência:** mistura asfáltica sem geossintético;
- **Resultados obtidos:** envoltória de ruptura da interface.

3.7 AVALIAÇÃO DA REFLEXÃO DE TRINCAS

Para avaliar o fenômeno de reflexão de trincas foram elaborados corpos de prova prismáticos compostos por duas camadas de mistura asfáltica, com e sem presença de reforço, sendo aplicado um carregamento vertical com frequência de 1 Hz. Para simular um revestimento antigo foram simuladas duas condições de trincamento: flexão e cisalhamento, que correspondem ao modo I e II de fratura, respectivamente. O objetivo do ensaio foi obter o número de ciclos necessários para que uma trinca induzida na base do corpo de prova se refletisse na superfície do corpo de prova. O modelo físico da presente pesquisa foi inspirado no desenvolvido por Barraza *et al.* (2011) (Figura 3.38).

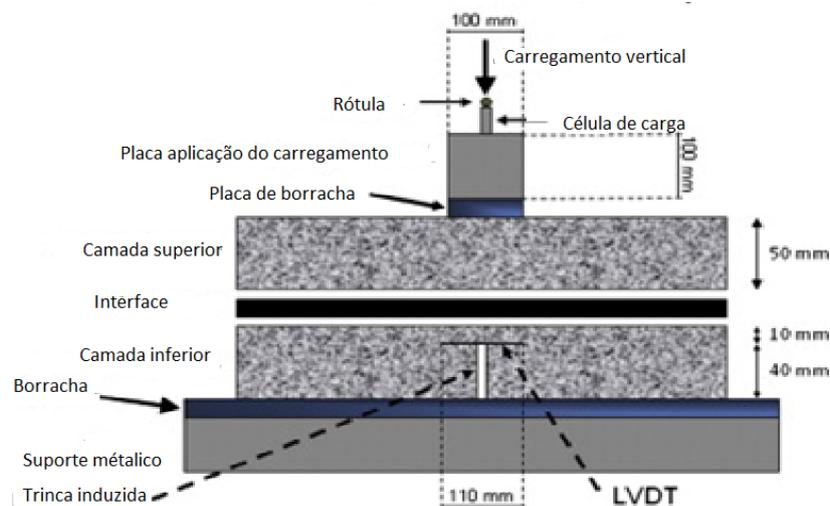


Figura 3.38 Modelo físico para avaliação de reflexão de trincas (modificado de Barraza *et al.*, 2011).

3.7.1 Características dos corpos de prova

As placas de mistura asfáltica com e sem a presença de reforço para a obtenção dos corpos de prova foram confeccionadas segundo o procedimento descrito no item 3.5 desta tese. As dimensões da viga foram as seguintes: comprimento de 48 cm, largura 20 cm e altura por camada de 5 cm. A geometria dos corpos de prova foi estabelecida em função das recomendações de Kim *et al.* (2010) que sugeriram que o comprimento tivesse pelo menos as seguintes condições: duas vezes a largura e 6 vezes a altura da viga. Com relação à largura, estabeleceu-se um valor de 20 cm, para que pudessem ser ensaiados geossintéticos de maiores dimensões (aberturas com 40 mm x 40 mm) e a altura foi definida em função da espessura de recapeamentos asfálticos convencionais.

Posteriormente à elaboração dos corpos de prova, foi retirada a fôrma metálica que permitia o confinamento da mistura durante o processo de compactação, e em seguida foram traçadas as linhas de referência que serviram de orientação para efetuar o corte dos corpos de prova (Figura 3.39a).

O corte e polimento dos corpos de prova, foi realizado de forma similar ao efetuado nas amostras que avaliaram a aderência geossintético – mistura asfáltica (Figura 3.39).

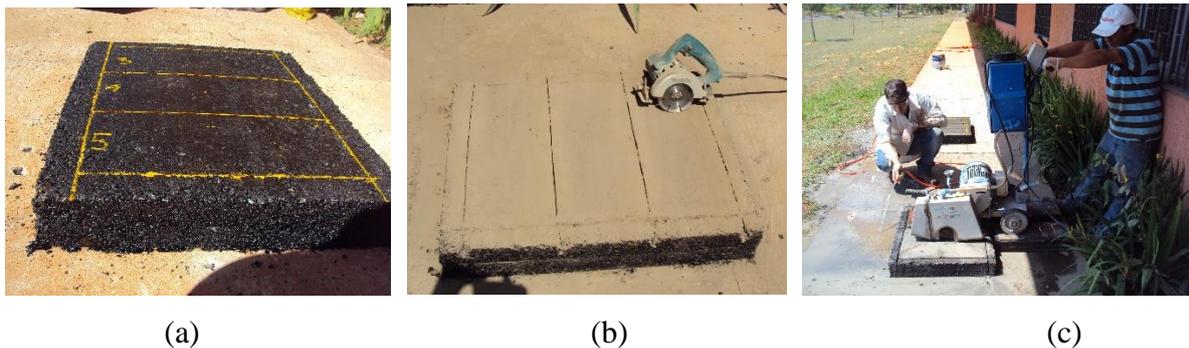


Figura 3.39 Obtenção corpos de prova para ensaios de reflexão de trincas: (a) demarcação das linhas de corte; (b) corte inicial com serra mármore; (c) corte definitivo com cortadora de piso.

Para permitir uma melhor visualização da propagação das trincas, foi aplicada uma tinta branca à base de cal nas faces frontais das placas (Figura 3.40).

Para simular as condições de um revestimento trincado, foram avaliadas duas condições de solicitação da trinca: flexão e cisalhamento, que correspondem aos modos de fratura I e II, respectivamente. A trinca que simula a condição de flexão foi gerada no centro do corpo de prova, com uma altura de $1/3$ da camada inferior e espessura de 3,5 mm (Figura 3.40a). O trincamento por cisalhamento foi gerado na fronteira da placa de aplicação do carregamento (Figura 3.40b).

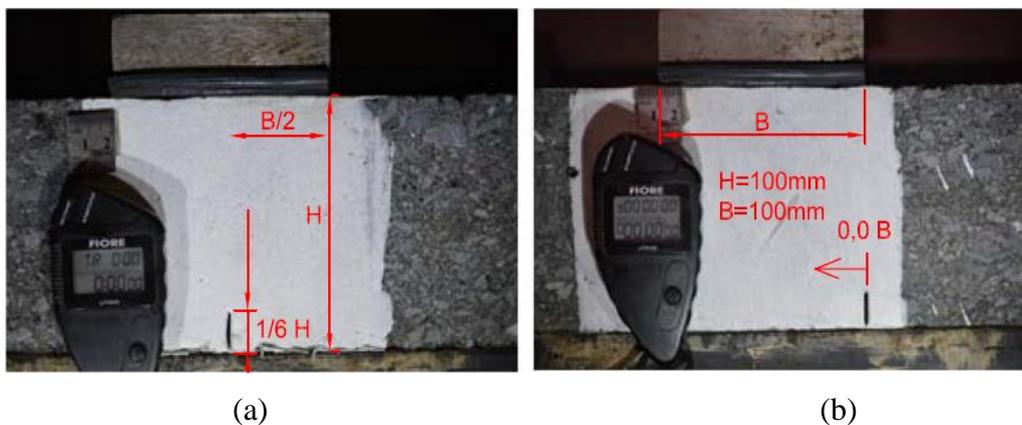


Figura 3.40 Trincamento induzido nos corpos de prova: (a) trincas em flexão Modo I; (b) trincas por cisalhamento Modo II.

3.7.2 Descrição do equipamento para modelo físico reduzido

O equipamento para a realização dos ensaios de reflexão de trincas foi desenvolvido por Obando (2012). Com ele pretendeu-se avaliar o fenômeno de reflexão de trincas em revestimentos asfálticos reforçados e sem reforço. As características do equipamento são descritas a seguir.

Estrutura de reação

A estrutura de reação empregada para o modelo físico foi adaptada para os propósitos da pesquisa, consistindo em prensa empregada tradicionalmente para ensaios de compressão em rochas (Figura 3.41).

Sistema hidráulico

Para simular o carregamento dos veículos num pavimento flexível foi desenvolvido um sistema hidráulico composto basicamente pelas seguintes partes: conjunto motor-bomba, válvula de alívio, válvula solenóide, mangueiras hidráulicas de alta pressão, cilindro hidráulico e temporizador (Figura 3.41).

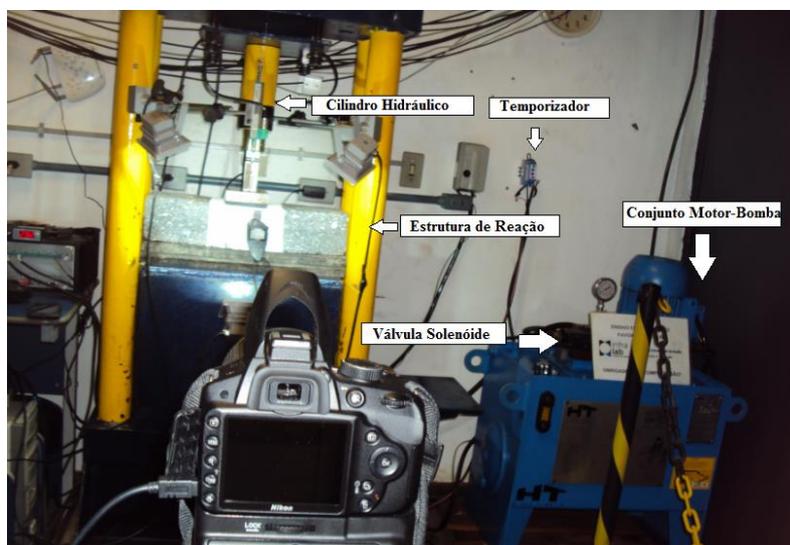


Figura 3.41 Modelo físico para avaliação de reflexão de trincas.

Pulso de carga

A forma do pulso de carga correspondeu ao tipo *haversine*, que consiste na aplicação de um carregamento de 0,2 s de carregamento, 0,2 s de descarregamento e um período de descanso de 0,7 s (Frequência do carregamento: 1,1 Hz). A carga aplicada durante a realização do ensaio apresenta um crescimento linear de 0 kN até 11 kN (Figura 3.42).

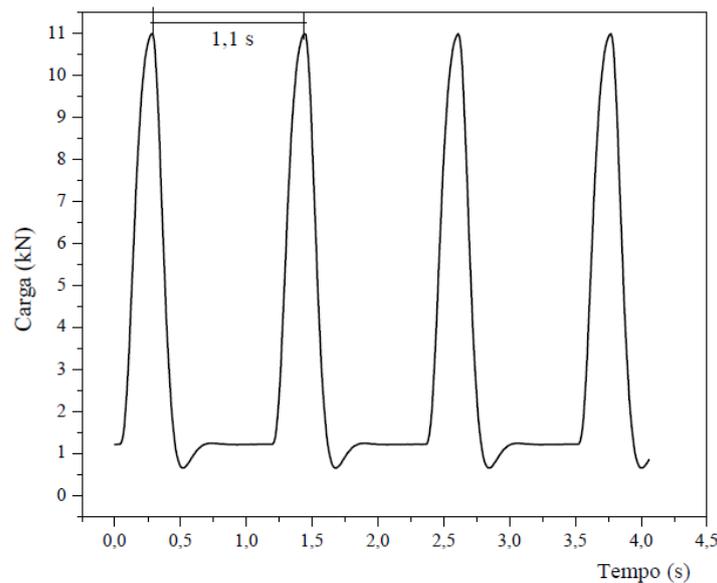


Figura 3.42 Pulsos de carga na avaliação de reflexão de trinca.

Placa de aplicação do carregamento

O carregamento superficial foi aplicado por uma placa de aço com comprimento de 20 cm, largura de 10 cm e altura de 2,54 cm, apoiada sobre uma placa de borracha com 9,00 mm de espessura, com a finalidade de reduzir a rigidez entre a placa de aplicação de carga e o corpo de prova. As dimensões da placa de aplicação do carregamento foram escolhidas em função das dimensões do corpo de prova e do tamanho máximo das partículas presentes na mistura asfáltica. Segundo a granulometria, o tamanho máximo das partículas foi de 12,5 mm, porém a largura da placa foi definida como 8 vezes maior que o agregado de maior tamanho presente na mistura (Figura 3.43).

Placa de apoio do corpo de prova

Para simular as condições de apoio não rígidas de um revestimento asfáltico, foram empregadas duas placas de borracha (Figura 3.43) com as seguintes dimensões: 48 cm de comprimento, 20 cm de largura e 2,54 cm de altura cada uma. O módulo de elasticidade da placa de borracha apresentou um valor de 21 MPa.

Instrumentação

Todos os ensaios foram monitorados por meio de instrumentação apropriada (Figura 3.43), que consistiu em:

- **Célula de carga:** capacidade de 50 kN, para medir a força normal aplicada pelo cilindro na placa metálica de carregamento;

- **Medidor de deslocamento linear:** dois medidores de deslocamento linear permitiram medir deslocamentos de até 100 mm na parte central diretamente sobre a placa de aplicação do carregamento;
- **Aquisição de dados:** aquisitor de dados Lynx, modelo ADS 2002.

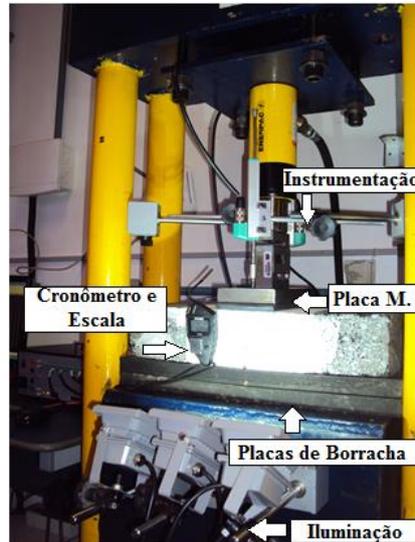


Figura 3.43 Particularidades do modelo físico para avaliação de reflexão de trincas.

Registro fotográfico da propagação da trinca

Durante a realização dos ensaios foram continuamente registradas imagens com uma câmera fotográfica Nikon D3200, equipada com lente 18-55 mm (Figura 3.44). As imagens foram registradas a cada 150 ciclos de carga, utilizando-se um temporizador encarregado de acionar a câmera. Para melhorar a qualidade das imagens registradas, foram instaladas três lâmpadas led em posições estratégicas que permitiram iluminar a face do corpo de prova (Figura 3.43).

Na Figura 3.44 apresenta-se uma vista geral do equipamento para realização dos ensaios.



Figura 3.44 Equipamento para o ensaio de reflexão de trincas.

3.7.3 Condições de ensaio para a avaliação de reflexão de trincas

As variáveis consideradas para a realização dos ensaios foram as seguintes:

- **Frequência do carregamento:** 1 Hz;
- **Tensão normal:** 560 kPa;
- **Área da placa para aplicação do carregamento:** 100 mm x 200 mm;
- **Carga aplicada:** 11,2 kN;
- **Temperatura do ensaio:** 25° C;
- **Posição da trinca:** flexão e cisalhamento;
- **Altura da trinca:** 1/3 da espessura da camada inferior (17 mm);
- **Espessura da trinca:** 3,5 mm;
- **Critério de finalização do ensaio:** trinca induzida se refletir na camada superior;
- **Número de geossintéticos avaliados:** 8;
- **Ensaio de referência:** mistura asfáltica sem reforço;
- **Número de corpos de provas:** mínimo de 3 para cada condição;
- **Resultados obtidos:** velocidade de propagação da trinca, fator de eficiência do reforço, deformações elásticas e plásticas.

3.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

3.8.1 Características dos corpos de prova

As placas de mistura asfáltica com e sem a presença de reforço, para a obtenção dos corpos de prova, foram confeccionadas segundo o procedimento apresentado no item 3.5. As dimensões dos corpos de prova para se determinar à resistência à tração na flexão foram as seguintes: comprimento de 48 cm, largura de 10 cm e altura por camada de 5 cm.

O corte e polimento dos corpos de prova, foi realizado de forma similar ao efetuado nas amostras que avaliaram a aderência geossintético – mistura asfáltica (Figura 3.45).



Figura 3.45 Corpos de prova para avaliação da resistência à tração na flexão: (a) corte inicial; (b) corte definitivo; (c) corpos de prova prontos.

3.8.2 Descrição equipamento resistência à tração na flexão

O equipamento para determinar a resistência à tração na flexão de vigas de mistura asfáltica com e sem a presença de reforço consiste basicamente de uma unidade hidráulica encarregada de transferir óleo a uma velocidade constante para um cilindro hidráulico que carrega a viga até a sua ruptura. O corpo de prova foi disposto em uma condição simplesmente apoiada e com carregamento aplicado no terço central. Para simular a condição de um revestimento trincado, foi gerada uma fissura no centro da viga com uma altura de 17 mm e espessura de 3,5 mm.

Durante a realização do ensaio foram registrados continuamente o carregamento aplicado e seu deslocamento correspondente com o uso de instrumentação apropriada. Para visualizar o processo de propagação da trinca foram dispostas lâmpadas LED na parte inferior do sistema de suporte e registrados continuamente imagens com uma câmera fotográfica de alta resolução. Na Figura 3.46 é apresentada uma visão geral do equipamento desenvolvido para a determinação da resistência à tração na flexão.

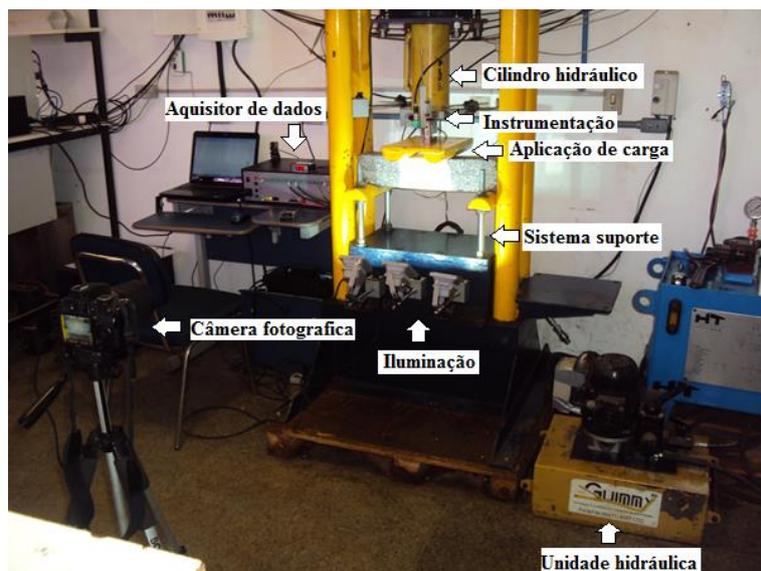


Figura 3.46 Sistema de ensaios resistência à tração na flexão.

3.8.3 Ensaios de resistência à tração na flexão

As variáveis consideradas para a realização dos ensaios foram as seguintes:

- **Tipo de carregamento:** Monotônico;
- **Condições de apoio viga:** simplesmente apoiado;
- **Posição do carregamento:** no terço central;
- **Carga aplicada:** até a ruptura total do corpo de prova;

- **Temperatura do ensaio:** 25° C;
- **Posição da trinca:** flexão;
- **Altura da trinca:** 1/3 da espessura da camada inferior (17 mm);
- **Espessura da trinca:** 3,5 mm;
- **Critério de finalização do ensaio:** ruptura total do corpo de prova;
- **Número de geossintéticos avaliados:** 8;
- **Ensaio de referência:** mistura asfáltica sem reforço;
- **Número de corpos de provas ensaiados:** mínimo de 3 para cada condição;
- **Resultados obtidos:** resistência máxima à tração na flexão, energia de ruptura.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

4.1 CARACTERIZAÇÃO DINÂMICA DA MISTURA ASFÁLTICA

As propriedades dinâmicas da mistura asfáltica foram estudadas a partir de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, lei de fadiga sob aplicação de tensão controlada em corpos de prova Marshall, lei de fadiga em viga apoiada em quatro pontos (*Four Point Bending* - 4PB) sob deformação controlada e determinação da curva mestre da mistura asfáltica. Para efeitos de comparação, os ensaios foram realizados em corpos de prova compactados Marshall e em testemunhos extraídos das placas compactadas com placa vibratória. Nos próximos itens são apresentados os resultados para cada um dos tipos de ensaios realizados.

4.1.1 Determinação da resistência à tração

Os ensaios de resistência à tração (RT) sob compressão diametral em corpos de prova Marshall foram realizados conforme a norma DNER – ME 138/94. Durante a realização do ensaio, o carregamento foi aplicado numa velocidade constante de 48 mm/min, estando a temperatura ambiente em 25°C, até que fosse verificada a ruptura total do corpo de prova (Figura 4.1).



Figura 4.1 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Para cada um dos tipos materiais estudados, foram realizados ao menos cinco ensaios, sendo então obtida a média dos valores de resistência à tração (Tabela 4.1). Conforme Bernucci *et al.* (2008), valores típicos de RT para CBUQ faixa C podem estar compreendidos entre 0,44 MPa e 1,09 MPa. Ao se comparar os resultados dos corpos de prova compactados com placa vibratória com os obtidos para os corpos de prova Marshall, foi evidenciada uma redução de 35% na resistência à tração. Esta redução pode ser explicada em função das diferenças existentes entre as metodologias de compactação, da falta de homogeneidade na mistura

asfáltica e da quebra de partículas devido à extração dos corpos de prova das placas asfálticas (Figura 4.2).

Tabela 4.1 Resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral.

Condição da compactação	Resistência à tração (MPa)
Marshall	1,15
Placa Vibratória	0,74



Figura 4.2 Extração de testemunhos da placa betuminosa compactada com placa vibratória.

Ensaio complementares de estabilidade e de fluência Marshall foram realizados conforme a norma DNER – ME 043/95 para os corpos de prova compactados em laboratório e para os corpos de prova extraídos das placas de CBUQ. Os resultados de estabilidade dos corpos de prova compactados com placa vibratória apresentaram uma diminuição de 64% em relação aos corpos compactados em laboratório (Tabela 4.2). Já a fluência, no caso dos corpos de prova compactados com placa, apresentou um aumento de 45% em relação aos corpos de prova compactados em laboratório (Tabela 4.2). As variações nas propriedades mecânicas podem ter sido ocasionadas devido à segregação da mistura asfáltica e à quebra de partículas das amostras compactadas com placa vibratória.

Tabela 4.2 Resultados de ensaios de estabilidade e de fluência Marshall.

Condição da compactação	Estabilidade (kN)	Fluência (mm)
Marshall	13,53	3,75
Placa Vibratória	5,00	5,42

4.1.2 Módulo de resiliência

Os ensaios de módulo de resiliência (MR) foram realizados conforme a norma DNER-ME 133/94. As condições de ensaio consistiram na aplicação de 500 ciclos de carga em sentido de compressão diametral, com uma frequência de 1,0 Hz e carga máxima de 30% da resistência à tração e temperatura de 25°C. Para cada configuração de ensaio foram testados ao menos cinco corpos de prova. Para a aplicação do carregamento foi utilizado um equipamento triaxial cíclico, pneumático, com a instrumentação devidamente calibrada e ligada ao servo controlador (Figura 4.3). Segundo Bernucci *et al.* (2008), valores típicos de módulo de resiliência podem estar compreendidos na faixa entre 2000 MPa e 8000 MPa. Os resultados obtidos na pesquisa (Tabela 4.3) apresentaram variações consideráveis nos valores de MR, apresentando uma mistura menos rígida nos corpos de prova compactados com placa vibratória em comparação com os corpos de prova compactados em laboratório.

Tabela 4.3 Resultados dos ensaios de módulo de resiliência.

Condição da compactação	Módulo de Resiliência (MPa)	MR/RT
Marshall	4200	3667
Placa Vibratória	2000	2705



Figura 4.3 Equipamento utilizado para a determinação do módulo de resiliência em misturas asfálticas.

4.1.3 Lei de fadiga dos corpos de prova Marshall

Os ensaios de fadiga foram realizados em corpos de prova Marshall compactados em laboratório e com placa vibratória, sendo os mesmos realizados em condições de tensão

controlada. Foram aplicadas tensões normais ao plano vertical diametral com valor de 10% a 50% da tensão de ruptura estática. A temperatura durante a realização dos ensaios foi de 25°C, sendo o carregamento dinâmico aplicado com frequência de 1 Hz e com duração da carga de 0,1 s. Para cada condição de ensaio foram testados ao menos três corpos de prova. Conforme Medina & Motta (2015), os resultados dos ensaios de fadiga podem ser expressos de acordo seguinte correlação:

$$N_f = K \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \quad (4.1)$$

Os valores da diferença de tensão e carga aplicada foram calculados com as seguintes equações:

$$\Delta\sigma = \frac{8 \times F}{100 \times \pi \times D \times h} \text{ (MPa)} \quad (4.2)$$

$$F = \frac{100 \times \pi \times D \times h \times \sigma_t}{2} \text{ (N)} \quad (4.3)$$

Onde:

N_f : número de ciclos de carga que provoca a ruptura por fadiga;

K e n: constantes obtidas experimentalmente por regressão linear dos resultados;

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

F: carga de ensaio aplicada (N);

D: diâmetro do corpo de prova (cm);

h: espessura do corpo de prova (cm);

σ_t = tensão aplicada (MPa).

Os resultados dos ensaios de fadiga sob cargas cíclicas e tensão controlada estão apresentados na Figura 4.4. Os parâmetros K e n foram obtidos a partir da regressão linear dos dados dos ensaios que compõem a curva de fadiga de cada mistura.

A partir dos resultados obtidos na avaliação de vida de fadiga (Figura 4.4), foi possível identificar que os corpos de prova compactados em laboratório apresentaram uma vida de fadiga superior à obtida para os corpos de prova compactados com placa vibratória. Os resultados de vida de fadiga confirmaram a diminuição das propriedades mecânicas, que foram apresentadas para os testemunhos extraídos das placas betuminosas.

Como comentado anteriormente para outros ensaios, a redução em questão pode ser explicada em função de uma possível segregação de partículas durante a instalação e a compactação da

mistura, além da quebra de partículas durante a extração dos corpos de prova com a extratora rotativa.

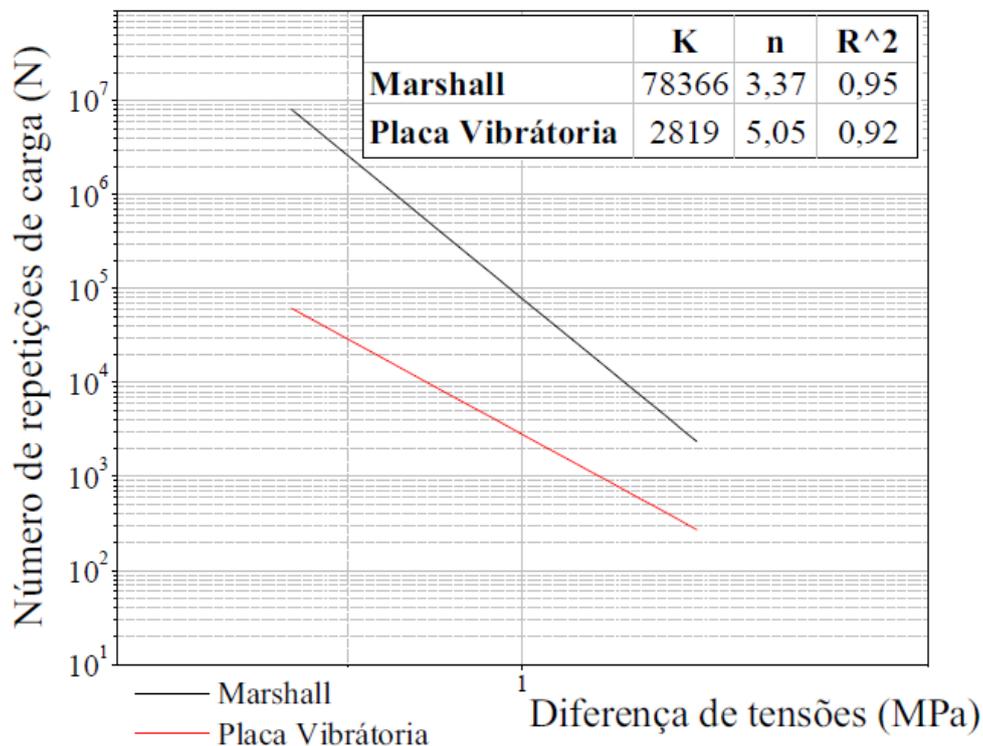


Figura 4.4 Vida de fadiga dos corpos de prova Marshall em condições de tensão controlada.

4.1.4 Lei de fadiga em viga apoiada em quatro pontos (4PB)

Os ensaios de fadiga à flexão em vigas apoiadas em quatro pontos (4PB) foram realizados sob condições de deformação controlada, com temperatura de 25°C (Figura 4.5 a) e frequência de 10 Hz. Os ensaios tiveram como critério de finalização a redução em 50% da rigidez inicial das vigas obtido aos 50 ciclos iniciais do ensaio (ASTM D 7460-10). As deformações de tração iniciais utilizadas na pesquisa foram: 200 $\mu\epsilon$, 300 $\mu\epsilon$, 400 $\mu\epsilon$, 500 $\mu\epsilon$, 600 $\mu\epsilon$, 700 $\mu\epsilon$ e 800 $\mu\epsilon$. Previamente à realização dos ensaios, os corpos de prova foram polidos com a finalidade de garantir as dimensões estabelecidas pela norma de ensaio e a ortogonalidade das faces dos corpos de prova. Foram determinadas as dimensões de cada uma das vigas (Figura 4.5 c) e o respectivo volume de vazios, com o intuito de ensaiar amostras com volume de vazios similares. Previamente à realização de cada ensaio, os corpos de prova foram mantidos à temperatura de ensaio durante duas horas, dispostos na câmara climática numa temperatura de 25°C (Figura 4.5 b) e posteriormente foi disposto o corpo de prova para a realização do ensaio (Figura 4.6).

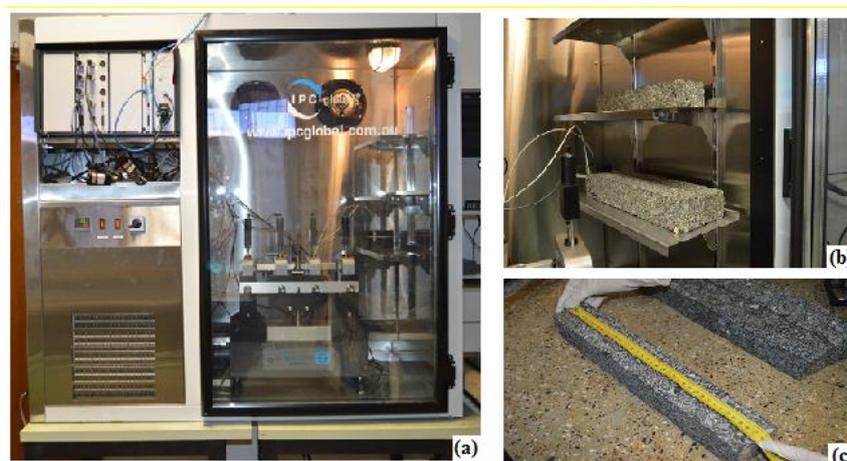


Figura 4.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio de fadiga em quatro pontos (4PB): (a) câmara climática; (b) preparação dos corpos de prova antes do ensaio; (c) dimensões corpos de prova.

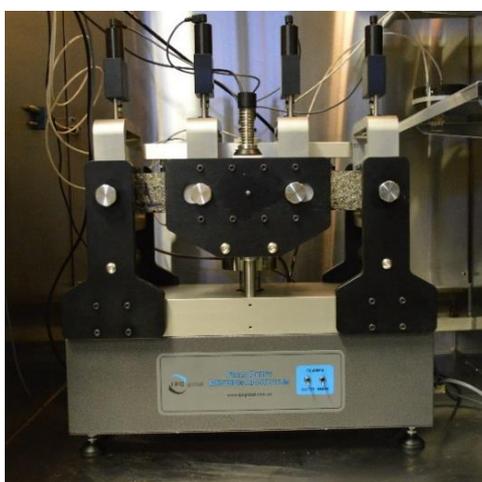


Figura 4.6 Ensaio de fadiga da viga apoiada em quatro pontos (4PB).

Os resultados de rigidez na flexão, de ângulo de fase, de energia dissipada inicial e de número de ciclos de fadiga, obtidos por meio dos ensaios em vigas apoiadas em quatro pontos, estão apresentados na Tabela 4.4. A partir dos resultados obtidos na pesquisa, é possível concluir que com o aumento da deformação de tração são verificadas reduções na rigidez, aumento nos ângulos de fase, aumento da energia dissipada e redução do número de ciclos de fadiga.

$$N=K\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^n \quad (4.4)$$

Os parâmetros obtidos do modelo (equação 4.4) gerados por meio de regressão linear dos resultados do número de ciclos necessários para que o corpo de prova perdesse 50% da rigidez inicial sob uma determinada deformação de tração, são apresentados na Figura 4.7.

Tabela 4.4 Resultados dos ensaios de vida de fadiga de viga apoiada em quatro pontos (4PB) em condições de deformação controlada.

Deformação de tração inicial ($\mu\epsilon$)	Rigidez na flexão inicial (MPa)	Ângulo de fase ($^\circ$)	Energia dissipada (kJ/m^3)	Número de ciclos $N_{50\%}$	Rigidez na flexão ao 50% (MPa)
200	4252	39,4	0,426	2,14E+05	2126
300	4593	36,8	1,018	2,27E+04	2297
400	4330	38,9	1,832	8,89E+03	2165
500	4254	42,8	3,289	5,33E+03	2127
600	3255	43,5	3,934	2,26E+03	1628
700	2771	45,4	4,99	8,94E+02	1386
800	2776	48,8	7,094	8,37E+02	1388

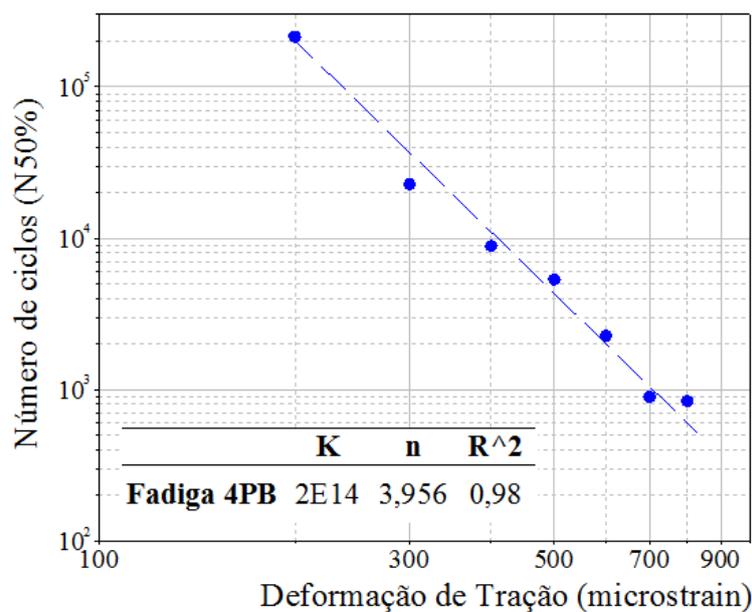


Figura 4.7 Vida de fadiga de vigas apoiadas em quatro pontos (4PB).

Conforme Medina & Motta (2015), as condições de laboratório que melhor simulam as condições de um revestimento rígido em um ensaio de fadiga são obtidas por meio de ensaios de tensão controlada. Por outro lado, para revestimentos delgados e fracos, a condição de ensaio que representa de forma mais apropriada as condições de laboratório é o ensaio de deformação controlada.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), devido às variações significativas da vida de fadiga de misturas asfálticas avaliadas em laboratório e em condições reais de serviço, é importante definir fatores

campo – laboratório (FCL) que permitam um melhor entendimento do comportamento real das misturas asfálticas. Portanto, o ensaio de fadiga tem sido usado mais comumente para fins de comparação entre misturas. Contudo, mesmo nesse caso, é necessário ter cautela antes de obter conclusões a partir unicamente das curvas, uma vez que o estado de tensões de uma mistura asfáltica em condições reais de serviço depende das espessuras das camadas do pavimento e das propriedades resilientes dos materiais.

4.1.5 Curva mestre da mistura asfáltica

Para determinar as características dinâmicas da mistura asfáltica, foram realizados ensaios de módulo dinâmico em corpos de prova prismáticos apoiados em quatro pontos (4PB), realizando os testes sob três temperaturas diferentes e mudando as frequências do carregamento. As temperaturas de ensaio foram: 15°C, 20°C e 25°C, enquanto as frequências utilizadas foram: 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz, 10 Hz e 20 Hz. Os ensaios foram realizados segundo os procedimentos estabelecidos pela norma BS EN 12697-26: 2004. Os resultados obtidos na pesquisa estão apresentados na Tabela 4.5 e na Figura 4.9. Ao analisar os resultados obtidos na pesquisa, é possível concluir que, devido às características reológicas do ligante asfáltico, o módulo dinâmico é maior para baixas temperaturas, apresentando valores crescentes com o aumento da frequência de aplicação do carregamento (Figura 4.8).

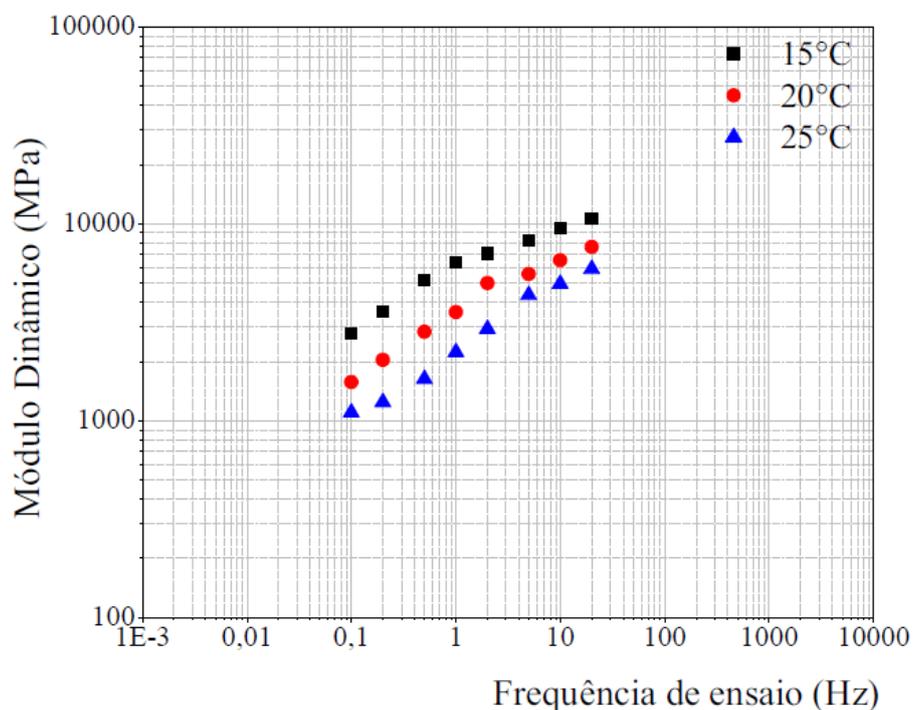


Figura 4.8 Resultados de ensaios de módulo dinâmico de viga apoiada em quatro pontos (4PB).

Tabela 4.5 Resultados ensaios de módulo dinâmico de viga apoiada em quatro pontos (4PB).

Temperatura					
15°C		20°C		25°C	
Frequência de ensaio (Hz)	Rigidez na Flexão (MPa)	Frequência de ensaio (Hz)	Rigidez na Flexão (MPa)	Frequência de ensaio (Hz)	Rigidez na Flexão (MPa)
0,1	2778	0,1	1573	0,1	1103
0,2	3589	0,2	2035	0,2	1245
0,5	5177	0,5	2826	0,5	1634
1	6351	1	3555	1	2231
2	7071	2	4995	2	2929
5	8232	5	5567	5	4345
10	9497	10	6540	10	4962
20	10586	20	7641	20	5908

Conforme Mello (2008), a frequência e a temperatura são fatores determinantes no comportamento de um material termo-elasto-viscoplástico. Devido às limitações laboratoriais e ao tempo de execução dos ensaios, em especial em relação ao módulo dinâmico, são determinadas a Curva Mestre do material. A curva permite a obtenção do módulo dinâmico de uma determinada mistura em qualquer tempo e frequência desejada, baseando-se na superposição tempo-temperatura que caracteriza os materiais viscoelásticos (Mello 2008). O princípio permite que os dados coletados experimentalmente sejam deslocados horizontalmente em relação a uma temperatura de referência (Bernucci *et al.*, 2008) (Figura 4.9).

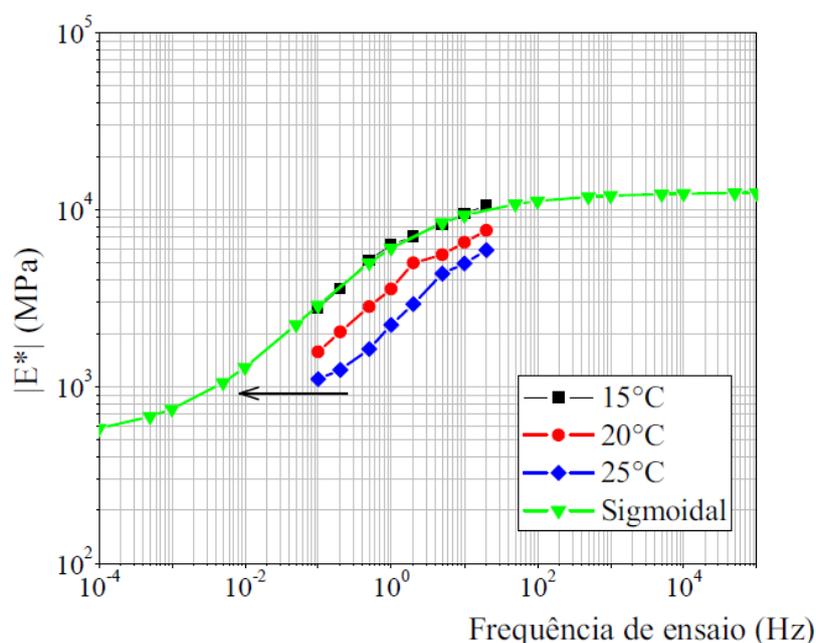


Figura 4.9 Curva Mestre CBUQ Faixa C dos corpos de prova compactados com placa vibratória para temperatura de referência igual a 15°C.

Conforme Sayegh (1967), apud Mello (2008), a obtenção de uma Curva Mestra consiste na transformação de várias curvas isométricas para uma temperatura comum, denominada temperatura de referência (T_R). A obtenção dos parâmetros de translação pode ser feita por diferentes procedimentos, sendo o mais comum o procedimento de ajuste Sigmoidal (Figura 4.9). Na atualidade, o módulo dinâmico constitui um dos principais parâmetros de caracterização na alimentação de softwares para análises mecanicistas de estruturas de pavimentos. A partir dos resultados obtidos na Curva Mestra, é possível obter resultados de módulo dinâmico em diferentes frequências (Tabela 4.6). Para frequências compreendidas entre 1 Hz e 10 Hz, os resultados de módulo dinâmico variam em um intervalo de 6060 MPa à 9300 MPa (Tabela 4.6).

Tabela 4.6 Resultados de módulo dinâmico em diferentes frequências de aplicação do carregamento.

Frequência (Hz)	 E* (MPa)
1	6060
5	8442
10	9300

4.2 EFEITO DA VELOCIDADE DE RUPTURA NAS PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS GEOSSINTÉTICOS

O efeito da velocidade de deformação nas propriedades mecânicas dos geossintéticos foi avaliado por meio da realização do ensaio de resistência à tração em faixa larga. Para cada tipo de geossintético foram realizados no mínimo sete ensaios, sendo os mesmos executados na direção de fabricação das amostras. Adotou-se como critério de aceitação dos resultados um coeficiente de variação inferior a 5% em relação às propriedades mecânicas dos reforços, avaliadas em no mínimo sete amostras. As velocidades de ensaio foram: 20%/min, 250%/min, 500%/min, 750%/min e 1000%/min. Na maioria dos ensaios realizados, os materiais de reforço apresentaram comportamentos similares nas curvas de carga aplicada *versus* deformação, uma vez que com o aumento da velocidade de deformação se verificou o deslocamento das curvas para a esquerda e para cima simultaneamente, apresentando aumento na rigidez secante e na resistência à tração (Figura 4.10).

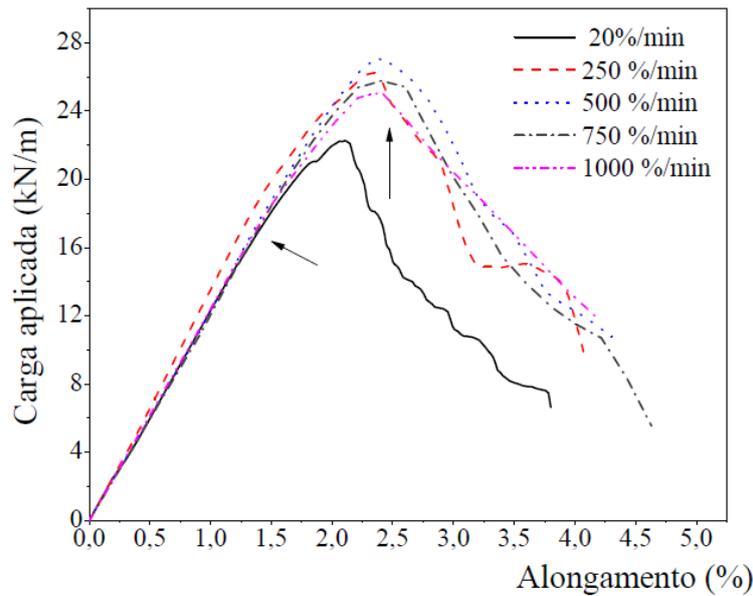


Figura 4.10 Efeito da velocidade de deformação na resistência à tração em faixa larga do reforço G5.

A seguir estão apresentados os resultados obtidos para os oito tipos de reforços ensaiados e as respectivas análises.

4.2.1 Avaliação da rigidez secante (J)

Devido às características particulares dos dois grupos de materiais, a rigidez secante foi avaliada, no caso dos geossintéticos do Grupo I (G1, G2, G3, G4), a uma deformação de 5% e, no caso dos geossintéticos do Grupo II (G5, G6, G7, G8), a uma deformação de 1%. Os resultados obtidos para os materiais dos Grupos I e II estão apresentados na Figura 4.11 e na Tabela 4.7.

Os geossintéticos G1, G2, e G4, pertencentes ao Grupo I, apresentaram aumento na rigidez secante com o acréscimo da velocidade de deformação nos ensaios de resistência à tração. No caso do reforço G3 não foram evidenciadas mudanças significativas na rigidez secante, apresentando um aumento máximo de 5% com relação ao ensaio de referência (20 %/min) (Tabela 4.7 a). Para os reforços G1 G2 e G4 foram evidenciados acréscimos na rigidez secante de 37%, 28% e 17%, respectivamente, em comparação com os ensaios de referências (20%/min) (Figura 4.11 a e Tabela 4.7 a). O comportamento dos materiais pertencentes ao Grupo I pode ser explicado pelas características visco-elásticas dos polímeros que constituem os geossintéticos (PET e PVA) e pela presença de cimento asfáltico no tratamento para a melhoria da aderência com a mistura asfáltica, que provavelmente confere propriedades visco-elásticas adicionais ao reforço.

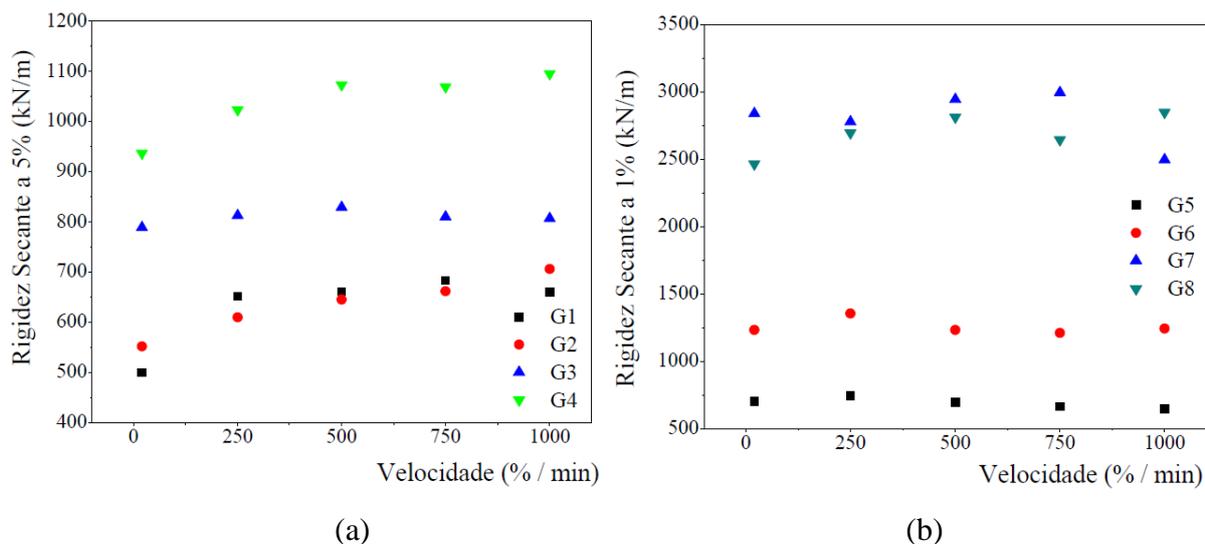


Figura 4.11 Efeito da velocidade de deformação na rigidez secante: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

No caso dos materiais do grupo II ficaram evidentes mudanças pouco significativas na rigidez secante com os acréscimos das velocidades de deformação (Figura 4.11 b). Os reforços G5 e G6 apresentaram um leve aumento na rigidez para uma deformação de 250%/min e, posteriormente, os valores apresentaram quedas na rigidez de até 8% com relação ao valor de referência (20%/min) (Tabela 4.7 b). Os reforços G7 e G8 apresentaram, de forma geral, tendências de aumento da rigidez com o acréscimo da velocidade de deformação (Tabela 4.7 b).

Tabela 4.7 Resultados do efeito da velocidade na rigidez secante: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

Velocidade (%/min)	Rigidez Secante a 5% (kN/m)				Velocidade (%/min)	Rigidez Secante a 1% (kN/m)			
	G1	G2	G3	G4		G5	G6	G7	G8
20	500	552	789	937	20	704	1233	2840	2465
250	652	610	813	1023	250	743	1355	2780	2696
500	661	645	829	1073	500	695	1232	2945	2813
750	683	662	810	1069	750	663	1210	2997	2645
1000	660	706	807	1095	1000	648	1243	2497	2848

4.2.2 Avaliação da resistência à tração na ruptura

De maneira geral, os geossintéticos do Grupo I (Figura 4.12 a) apresentaram uma tendência de aumento da resistência à tração com os acréscimos de velocidade de deformação. Os acréscimos

na resistência à tração foram de 97%, 13%, 15%, e 19% para os reforços G1, G2, G3 e G4, respectivamente (Tabela 4.8a). No caso dos materiais do Grupo II, os reforços G5 e G6 apresentaram pouca variação de comportamento com o acréscimo da velocidade, mantendo-se valores quase constantes (Figura 4.12b) (Tabela 4.8b). Os reforços G7 e G8 apresentaram um comportamento atípico com o aumento da velocidade, apresentando uma queda na resistência à tração para a velocidade de 250 %/min. A partir da velocidade de deformação de 250%/min até a velocidade de 1000%/min, ocorreu o aumento da resistência à tração (Figura 4.12 b) (Tabela 4.8 b).

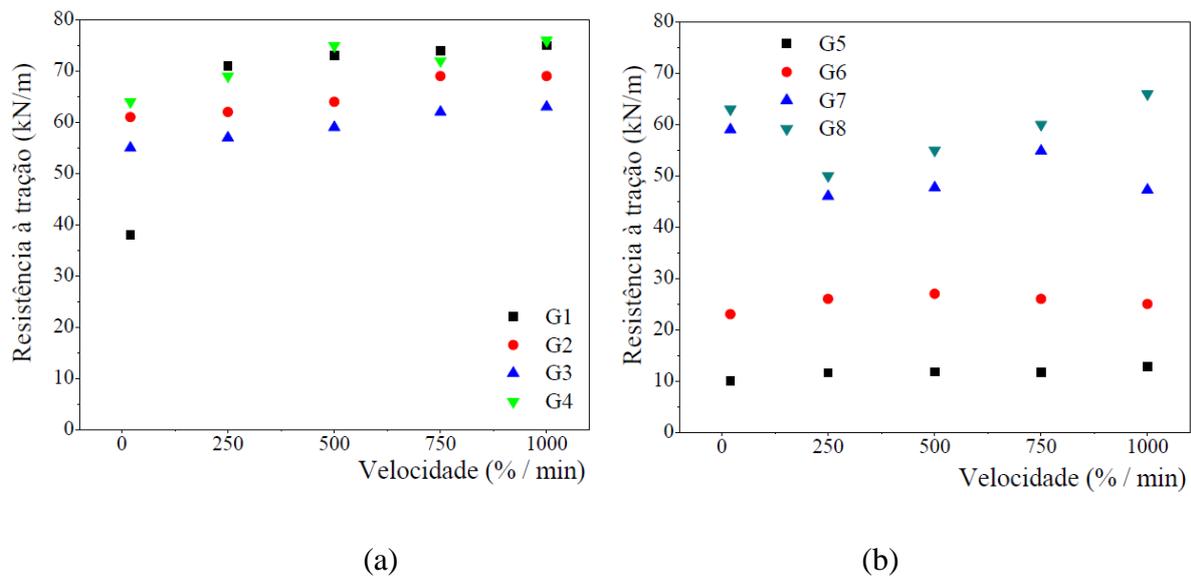


Figura 4.12 Efeito da velocidade de deformação na resistência à tração: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

Tabela 4.8 Resultados do efeito da velocidade na resistência à tração: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

(a)					(b)				
Velocidade (%/min)	Resistência à tração (kN/m)				Velocidade (%/min)	Resistência à tração (kN/m)			
	G1	G2	G3	G4		G5	G6	G7	G8
20	38	61	55	64	20	10	23	59	63
250	71	62	57	69	250	12	26	46	50
500	73	64	59	75	500	12	27	48	55
750	74	69	62	72	750	12	26	55	60
1000	75	69	63	76	1000	13	25	47	66

4.2.3 Avaliação da deformação na ruptura

As deformações na ruptura, no caso dos materiais do Grupo I, apresentaram comportamento diferente para cada um dos tipos de reforço (Figura 4.13 a). O reforço G1 apresentou um

aumento na deformação de ruptura de 40% em comparação com o ensaio de referência, enquanto o reforço G2 não apresentou uma variação significativa na deformação (Tabela 4.9 a). O reforço G3 apresentou um aumento máximo na deformação de ruptura de 12% em comparação com o ensaio de referência, já no reforço G4 apresentou uma queda na deformação de ruptura de até 30%, em comparação com os ensaios realizados na velocidade de 20%/min (Figura 4.13 a) (Tabela 4.9 a). As mudanças da deformação na ruptura, para as diferentes velocidades de ensaio, também podem ser explicadas em função das propriedades reológicas dos polímeros constituintes dos geossintéticos. Para os materiais do Grupo II, as variações foram pouco representativas, mantendo-se quase constantes as deformações de ruptura para as diferentes velocidades de ensaio (Figura 4.13 b) (Tabela 4.9 b).

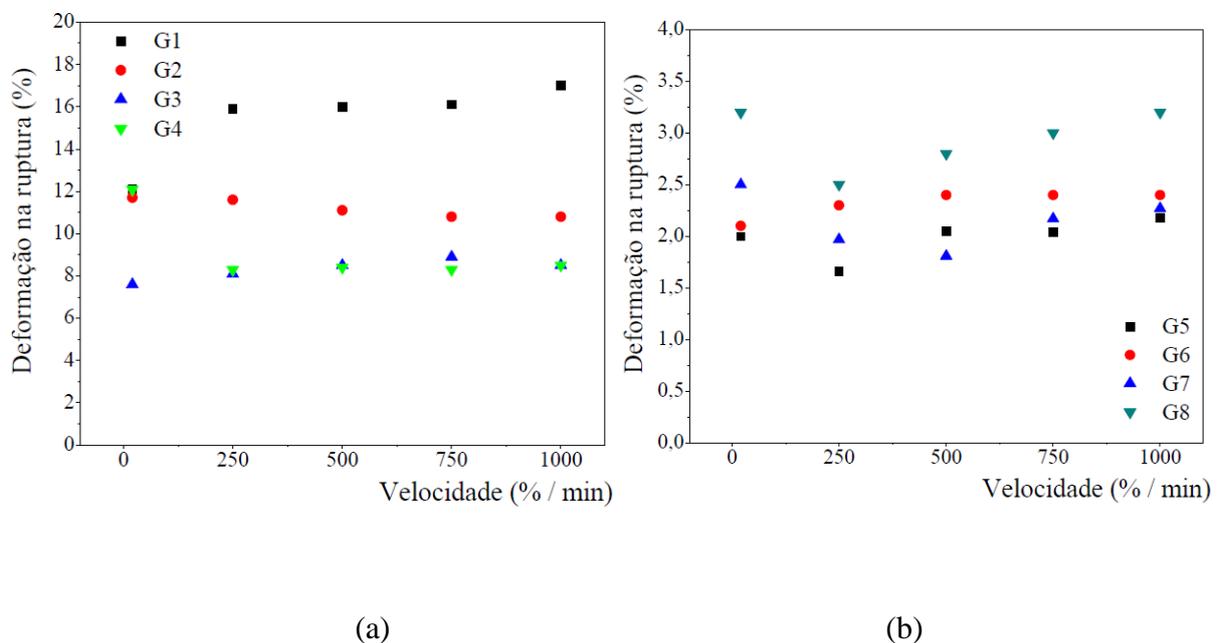


Figura 4.13 Efeito da velocidade na deformação na ruptura: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

Tabela 4.9 Resultados do efeito da velocidade na deformação na ruptura: (a) Materiais Grupo I; (b) Materiais Grupo II.

Velocidade (%/min)	(a) Deformação na ruptura (%)				Velocidade (%/min)	(b) Deformação na ruptura (%)			
	G1	G2	G3	G4		G5	G6	G7	G8
20	12,1	11,7	7,6	12,1	2,0	2,1	2,5	3,2	
250	15,9	11,6	8,1	8,3	1,7	2,3	2,0	2,5	
500	16	11,1	8,5	8,4	2,1	2,4	1,8	2,8	
750	16,1	10,8	8,9	8,3	2,0	2,4	2,2	3,0	
1000	17,0	10,8	8,5	8,5	2,2	2,4	2,3	3,2	

4.3 DEGRADAÇÃO TÉRMICA DOS GEOSSINTÉTICOS

O efeito da temperatura e da emulsão foi avaliado nos oito tipos de reforços em quatro condições diferentes. Para avaliar o efeito térmico no reforço, amostras no estado original foram submetidas ao tratamento térmico descrito no item 3.3.2, designando-se as mesmas como GX TT. A avaliação do efeito da emulsão asfáltica foi realizada nas amostras preparadas conforme procedimento apresentado no item 3.3.1, designando-se estas amostras como GX RA. Para efeitos de comparação, outro grupo de amostras com recobrimento asfáltico foi submetido ao mesmo tratamento térmico descrito no item 3.3.2, designando-se estas amostras como GX RA TT. As mesmas identificações foram mantidas para os outros tipos de reforço. Na Tabela 4.10 é apresentado um exemplo das referências empregadas nas amostras submetidas ao efeito da emulsão e ao tratamento térmico.

Tabela 4.10 Identificação de amostras submetidas ao tratamento térmico

Reforço	Condição	Descrição
G1	G1	Reforço G1 em estado original
	G1 TT	Reforço G1 com tratamento térmico
	G1 RA	Reforço G1 com recobrimento asfáltico
	G1 RA TT	Reforço G1 com recobrimento asfáltico e tratamento térmico

4.3.1 Avaliação das propriedades mecânicas

Os resultados obtidos na avaliação das propriedades mecânicas para as amostras com recobrimento asfáltico e submetidas ao tratamento térmico apresentaram mudanças significativas na resistência à tração, na rigidez secante e na deformabilidade na ruptura, especialmente nos geossintéticos do Grupo I (Figura 4.14).

Os resultados obtidos para as propriedades mecânicas para dos geossintéticos do Grupo I, para diferentes condições de ensaio, estão apresentados na Tabela 4.11. Para o reforço G1, pode-se concluir que o efeito térmico e o tratamento com emulsão asfáltica fizeram com que as curvas carga aplicada *versus* deformação se deslocassem verticalmente, em comparação com a amostra em estado original (Figura 4.14 a). De forma geral, a rigidez secante apresentou variações pouco significativas para as diferentes condições de ensaio, já a resistência à tração e a deformabilidade aumentaram significativamente (Tabela 4.11). A resistência máxima à tração aumentou 65% e a deformabilidade aumentou 94%. As variações nas propriedades mecânicas

podem ser explicadas pelo efeito gerado pela presença do asfalto residual, decorrente do tratamento com a emulsão asfáltica.

As amostras identificadas como G2, fabricadas em Polyvinyl – alcohol com recobrimento asfáltico, apresentaram mudanças significativas nas propriedades mecânicas. A curva carga aplicada *versus* deformação (Figura 4.14b), para a amostra com emulsão asfáltica (G2 RA), apresentou um aumento na resistência à tração de 28%, 25% de aumento na rigidez secante e não ocorreram alterações na deformação de ruptura, em comparação com a amostra de referência (Tabela 4.11). As amostras com o tratamento térmico (G2 TT e G2 RA TT) apresentaram, de forma geral, queda na rigidez e aumento na deformação de ruptura (Figura 4.14b), fazendo com que as curvas carga aplicada *versus* deformação se deslocassem para a direita, diminuindo também a resistência à tração em comparação com a amostra de referência (Figura 4.14b).

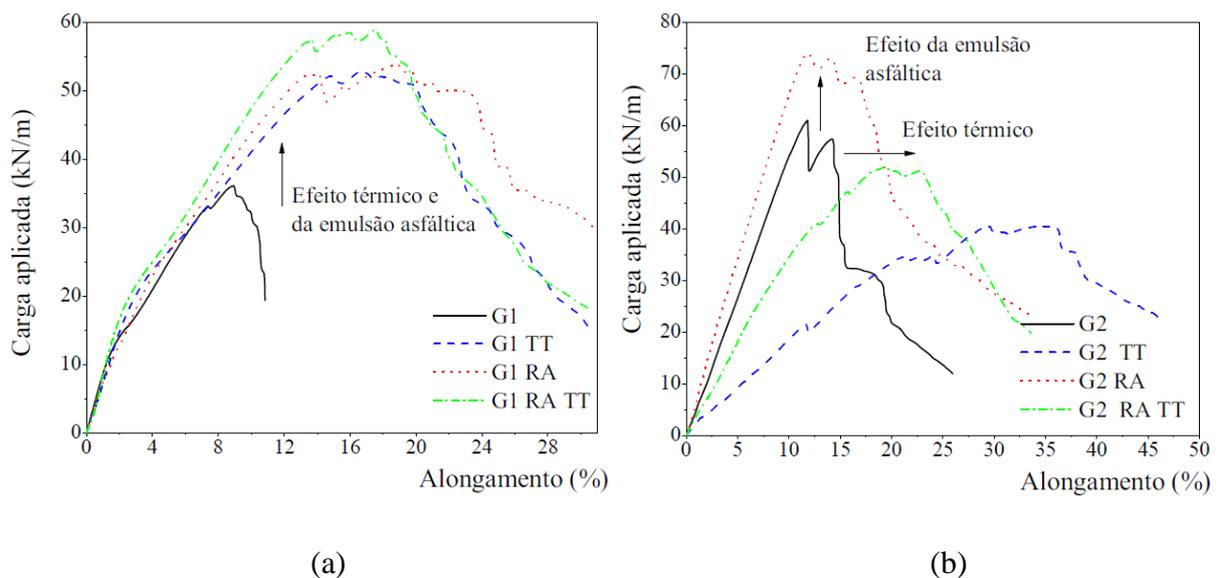


Figura 4.14 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I: (a) G1; (b) G2.

A presença do asfalto residual no reforço gerou uma proteção nas fibras constituintes do geossintético, permitindo uma menor perda das propriedades mecânicas em relação às amostras com o tratamento térmico sem asfalto residual (G2 TT) (Figura 4.14 b). A degradação térmica, que ocorreu no reforço com tratamento térmico sem presença de asfalto residual (G2 TT), gerou uma perda da rigidez secante de 64%, 25% de perda da resistência à tração e um aumento de 3 vezes na deformação de ruptura (Tabela 4.11). O efeito gerado nas propriedades mecânicas devido ao tratamento térmico e à presença de asfalto residual permitiu concluir que a emulsão asfáltica, além de melhorar a aderência com as camadas asfálticas, gera uma proteção contra a

degradação térmica do reforço. A perda nas propriedades mecânicas ocasionadas pela degradação térmica pode estar relacionada com o polímero de fabricação do geossintético (PVA), fato que confirmaria as alterações na geometria do corpo de prova que aconteceram posteriormente à retirada da estufa, sendo verificado um encolhimento das amostras.

Para as amostras nomeadas como G3, pode-se concluir que o efeito térmico apresentou uma significativa influência na rigidez secante e na deformação na ruptura nas amostras em estado original e com recobrimento asfáltico. As curvas de carga aplicada *versus* deformação obtidas durante a realização dos ensaios de resistência à tração em faixa larga, para as amostras submetidas ao tratamento térmico, deslocaram-se para direita, representando aumento na deformação na ruptura, sem apresentar variações consideráveis na resistência máxima à tração (Figura 4.15b).

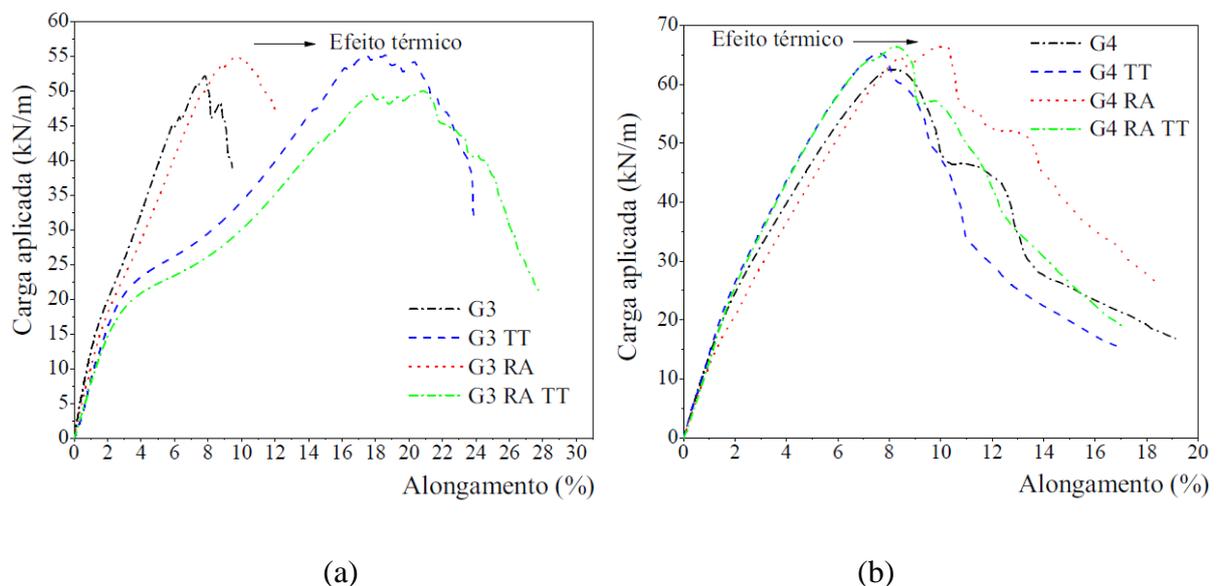


Figura 4.15 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I: (a) G3; (b) G4.

Com relação à rigidez secante, a temperatura gerou uma diminuição de até 43% em relação às amostras de referência, enquanto que a deformação na ruptura aumentou em até 2,5 vezes (Tabela 4.11). As mudanças na rigidez secante e na deformação na ruptura podem ser explicadas em função das alterações geradas nas cadeias moleculares constituintes do reforço, devido ao efeito térmico que, ao ultrapassar a temperatura de transição vítrea, gera mudanças estruturais que amolecem as fibras do reforço.

O reforço G4 apresentou alterações pouco significativas nas propriedades mecânicas após as amostras terem sido submetidas ao tratamento térmico. A presença da emulsão asfáltica gerou

um leve deslocamento da curva carga aplicada *versus* deformação, em comparação com a amostra de referência (Figura 4.15 b). Nas amostras em que foi realizado o tratamento térmico verificou-se, de forma geral, um aumento na resistência à tração e na rigidez secante de 10% em comparação com as amostras em estado original (Tabela 4.11).

Ao normalizar os resultados das propriedades mecânicas para cada uma das condições de ensaio, em relação com a amostra em estado original, foi possível concluir que o efeito térmico gerou variações compreendidas entre 0,63 – 1,85. Valores inferiores a 1,0 indicariam perdas nas propriedades mecânicas, já valores superiores a 1,0 indicariam melhoras no desempenho do reforço (Tabela 4.11). Na Tabela 4.12 estão apresentados, de forma resumida, os efeitos gerados nos reforços do Grupo I ocasionados pela degradação térmica.

Tabela 4.11 Resultados dos ensaios de resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo I sob efeito térmico.

Reforço	Condição	Rigidez secante a 5% (kN/m)	Rigidez normalizada	Resistência à tração (kN/m)	Resistência normalizada	Deformação na ruptura (%)	Deformação normalizada
G1	G1	499	1,00	38	1,00	9,05	1,00
	G1 TT	486	0,97	56	1,47	16,78	1,85
	G1 RA	546	1,09	61	1,61	18,51	2,05
	G1 RA TT	554	1,11	63	1,66	17,58	1,94
G2	G2	552	1,00	61	1,00	11,74	1,00
	G2 TT	196	0,36	46	0,75	33,33	2,84
	G2 RA	692	1,25	78	1,28	12,48	1,06
	G2 RA TT	361	0,65	72	1,18	24,91	2,12
G3	G3	789	1,00	55	1,00	7,62	1,00
	G3 TT	497	0,63	59	1,07	18,4	2,41
	G3 RA	687	0,87	57	1,04	9,73	1,28
	G3 RA TT	445	0,56	53	0,96	18,99	2,49
G4	G4	937	1,00	64	1,00	8,51	1,00
	G4 TT	1024	1,09	66	1,03	7,71	0,91
	G4 RA	877	0,94	70	1,09	9,82	1,15
	G4 RA TT	1022	1,09	68	1,06	8,11	0,95

Entre as diferentes condições de ensaio estudadas na pesquisa, destaca-se a condição de reforços com recobrimento asfáltico e posterior tratamento térmico (RA TT), uma vez que esta condição representaria a condição mais próxima de um geossintético usado em condições reais na construção de um recapeamento asfáltico. Ao analisar a rigidez normalizada na condição AB TT, foi possível concluir que as maiores perdas aconteceram para os reforços G2 e G3, os quais corresponderam a um geocomposto fabricado em PVA, constituído por uma geogrelha e um geotêxtil de gramatura média e alta absorção, enquanto que o reforço G3 consistiu em uma

geogrelha fabricada em poliéster usada para o reforço de camadas de base. Os reforços G1 e G4 consistiram em geocompostos desenvolvidos especificamente para fins de pavimentação e foram fabricados em PET e em PVA, apresentando acréscimos na rigidez de aproximadamente 10% após o recobrimento com emulsão e o tratamento térmico. As mudanças nas propriedades mecânicas, ocasionadas pelo tratamento térmico, podem ter sido resultantes de alterações nas características dos polímeros com que foram fabricados os geossintéticos, da estrutura dos reforços e da contribuição positiva que gerou a presença de cimento asfáltico residual no recobrimento das amostras, prévio ao tratamento térmico.

Tabela 4.12 Resumo dos efeitos nas propriedades mecânicas dos materiais do Grupo I ocasionados pelo tratamento térmico.

Reforço	Tipo de polímero	Efeitos térmicos gerados
G1	PET	Aumento na resistência à tração e na deformação de ruptura. Alteração pouco significativa na rigidez secante.
G2	PVA	Reduções significativas na rigidez secante e aumento na deformação de ruptura. A situação mais crítica aconteceu para as amostras sem recobrimento asfáltico.
G3	PET	Reduções significativas na rigidez secante, aumento na deformação na ruptura e variações pouco significativas na resistência à tração.
G4	PVA	Variações pouco significativas nas propriedades mecânicas do reforço.

Os geossintéticos pertencentes ao Grupo II corresponderam a geocompostos fabricados em fibra de vidro e em poliéster. As amostras G5 e G6 apresentaram formato de geotêxtil, enquanto que os reforços G7 e G8 apresentaram formato de geogrelha com um recobrimento polimérico termo - sensível.

No reforço identificado como G5 o efeito térmico gerou mudanças pouco significativas nas propriedades mecânicas (Figura 4.16a), sendo que a rigidez secante apresentou um acréscimo máximo de 13% (Tabela 4.13). A presença do asfalto residual fez com que a curva alongamento *versus* carga aplicada se deslocasse para cima e para direita. As mudanças geradas pelo asfalto residual foram de 33% na resistência à tração e de 73% na deformação de ruptura.

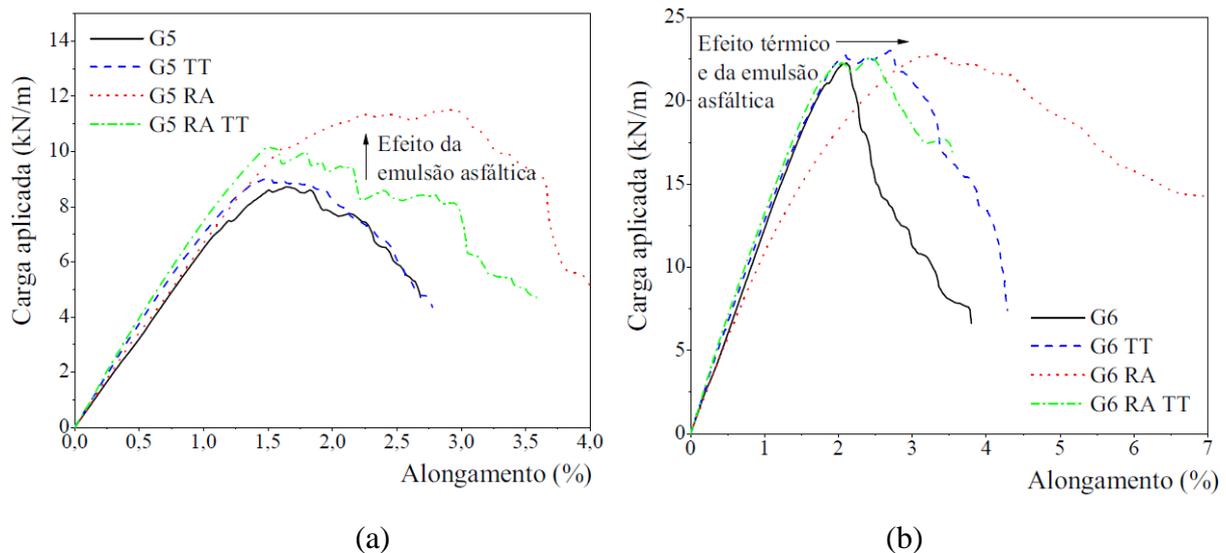


Figura 4.16 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II: (a) G5; (b) G6.

No geossintético identificado como G6, a presença do recobrimento asfáltico e o tratamento térmico não geraram nenhum efeito significativo nas propriedades mecânicas (Figura 4.16 b). O comportamento do mesmo se manteve praticamente constante durante a realização dos ensaios nas quatro condições diferentes (Tabela 4.13). O único parâmetro que apresentou uma mudança foi a rigidez secante, para a amostra com recobrimento asfáltico, com uma queda de 12%, enquanto que houve um aumento de 61% na deformação de ruptura em relação à amostra no estado original (Figura 4.16 b) (Tabela 4.13).

O geossintético identificado como G7 apresentou variações significativas nas propriedades mecânicas devido ao tratamento térmico (Figura 4.17a). As amostras identificadas como G7 TT e G7 RA TT apresentaram quedas consideráveis na resistência à tração. A perda da rigidez secante variou em um intervalo de valores compreendido entre 40% - 65%, e a queda na resistência à tração foi de aproximadamente 30% e houve um aumento na deformação de ruptura de 46%, em comparação com a amostra de referência (Tabela 4.13).

As amostras identificadas como G8 apresentaram, da mesma forma que no reforço G7, quedas consideráveis na resistência à tração e na rigidez secante ocasionadas pelo tratamento térmico (Figura 4.17b). O reforço G8 TT apresentou uma queda de 53% na rigidez secante, 61% de queda na resistência à tração e um aumento de 44% na deformação na ruptura (Tabela 4.17b). As amostras G8 RA TT apresentaram um aumento de 6% na rigidez secante e uma redução de 13% na resistência à tração e na deformação de ruptura (Tabela 4.13).

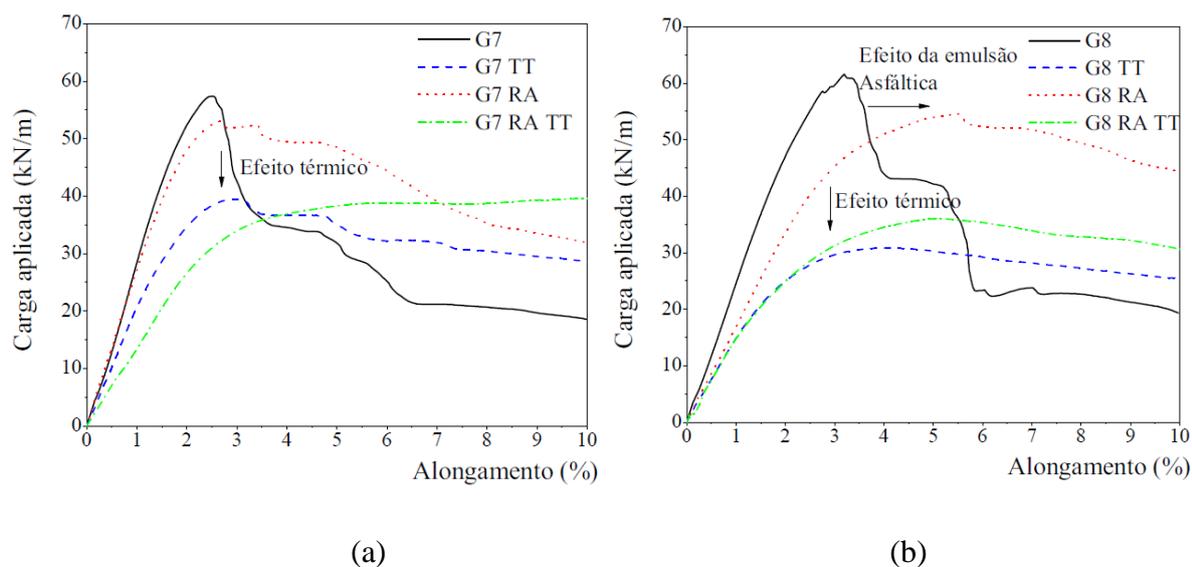


Figura 4.17 Efeito térmico na resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II: (a) G7; (b) G8.

Tabela 4.13 Resultados dos ensaios de resistência à tração em faixa larga dos materiais do Grupo II sob efeito térmico.

Reforço	Condição	Rigidez secante a 1% (kN/m)	Rigidez normalizada	Resistência à tração (kN/m)	Resistência normalizada	Deformação na ruptura (%)	Deformação normalizada
G5	G5	657	1,00	9	1,00	1,68	1,00
	G5 TT	702	1,07	9	1,00	2,91	1,73
	G5 RA	667	1,02	12	1,33	2,91	1,73
	G5 RA TT	747	1,14	11	1,22	1,74	1,04
G6	G6	1233	1,00	23	1,00	2,12	1,00
	G6 TT	1276	1,03	24	1,04	2,56	1,21
	G6 RA	1089	0,88	24	1,04	3,42	1,61
	G6 RA TT	1325	1,07	23	1,00	2,29	1,08
G7	G7	3840	1,00	59	1,00	2,52	1,00
	G7 TT	2288	0,60	42	0,71	2,94	1,17
	G7 RA	2719	0,71	55	0,93	3,69	1,46
	G7 RA TT	1349	0,35	40	0,68	14,7	5,83
G8	G8	2465	1,00	63	1,00	3,21	1,00
	G8 TT	1446	0,59	31	0,49	4,59	1,43
	G8 RA	1715	0,70	56	0,89	5,92	1,84
	G8 RA TT	1826	0,74	49	0,78	5,14	1,60

Na Tabela 4.14 está apresentado um resumo do efeito térmico gerado nos materiais do Grupo II. De forma geral, os reforços G5 e G6 não apresentaram mudanças significativas nas propriedades mecânicas ocasionadas pelo tratamento térmico. Por outro lado, as amostras G7 e G8 apresentaram queda na rigidez secante, redução na resistência à tração e aumento na deformação de ruptura.

Tabela 4.14 Resumo dos efeitos nas propriedades mecânicas dos materiais do Grupo II ocasionados pelo tratamento térmico.

Reforço	Tipo de polímero	Efeitos térmicos gerados
G5	GF - PET	Mudanças pouco significativas nas propriedades mecânicas do reforço.
G6	GF - PET	Mudanças pouco significativas nas propriedades mecânicas do reforço.
G7	GF - PET - PT	Quedas na rigidez secante e na resistência à tração. Aumento na deformação de ruptura
G8	GF - PET - PT	Quedas na rigidez secante e na resistência à tração. Aumento na deformação de ruptura

GF: Fibra de vidro, PET: poliéster, PT: polímero termo - sensível.

Dos resultados obtidos para as amostras dos Grupos I e II foi possível concluir que a presença de asfalto residual nas amostras de geossintéticos gerou o aumento da resistência à tração e da rigidez secante, protegendo adicionalmente o reforço frente aos efeitos gerados pela degradação térmica. Os resultados obtidos na pesquisa confirmam os resultados de diversos autores (Correia, 2010; Correia & Bueno, 2011; Correia *et al.*, 2014; Correia & Zornberg, 2014), os quais avaliaram o efeito da emulsão asfáltica nas propriedades mecânicas dos geossintéticos. Com relação à degradação térmica, que simulou em laboratório o processo construtivo de um revestimento asfáltico, concluiu-se que as mudanças nas propriedades mecânicas dos geossintéticos dependem do tipo de polímero constituinte do reforço, da estrutura do reforço e da proteção gerada pela emulsão asfáltica. As principais alterações consistiram na diminuição da resistência à tração, na redução da rigidez secante e no aumento na deformação de ruptura, confirmando os resultados obtidos por Gonzalez-Torre1 *et al.* (2014) e por Norambuena-Contreras & Gonzalez-Torre (2015).

4.3.2 Espectroscopia infravermelha de transformada de Fourier (FTIR)

Um espectrômetro de infravermelho determina as posições e intensidades relativas de todas as absorções, ou picos, na região do infravermelho e os registra graficamente em um espectro fotograma. O gráfico de intensidade de absorção *versus* número de onda é chamado de espectro infravermelho (Paiva *et al.*, 2013). Para a presente etapa da pesquisa, foram avaliados quatro dos oito tipos de reforços (G2, G3, G6, G8), nas condições originais, com tratamento térmico e de recobrimento asfáltico. A escolha dos tipos de reforços foi realizada em função dos

principais polímeros constituintes dos geossintéticos (Poliéster (PET), Acetato de Polivinila (PVA), Fibra de Vidro (GF) e Fibra de vidro com polímero termo - sensível (GFP)).

Os ensaios de espectroscopia FTIR foram realizados com a finalidade de obter informações estruturais das moléculas que compõem as amostras de geossintéticos submetidos aos diferentes tratamentos térmicos.

Nas Figuras 4.18 e 4.19 estão apresentados os resultados obtidos para os quatro tipos de reforços e a suas diferentes variações.

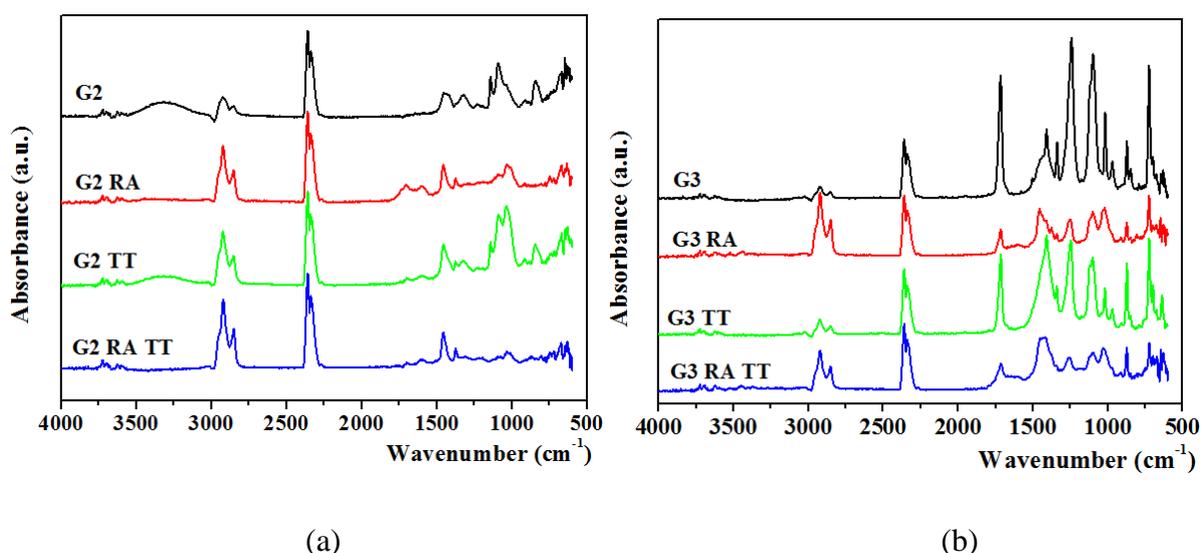


Figura 4.18 Espectro infravermelho nos geossintéticos do grupo I: (a) G2; (b) G3.

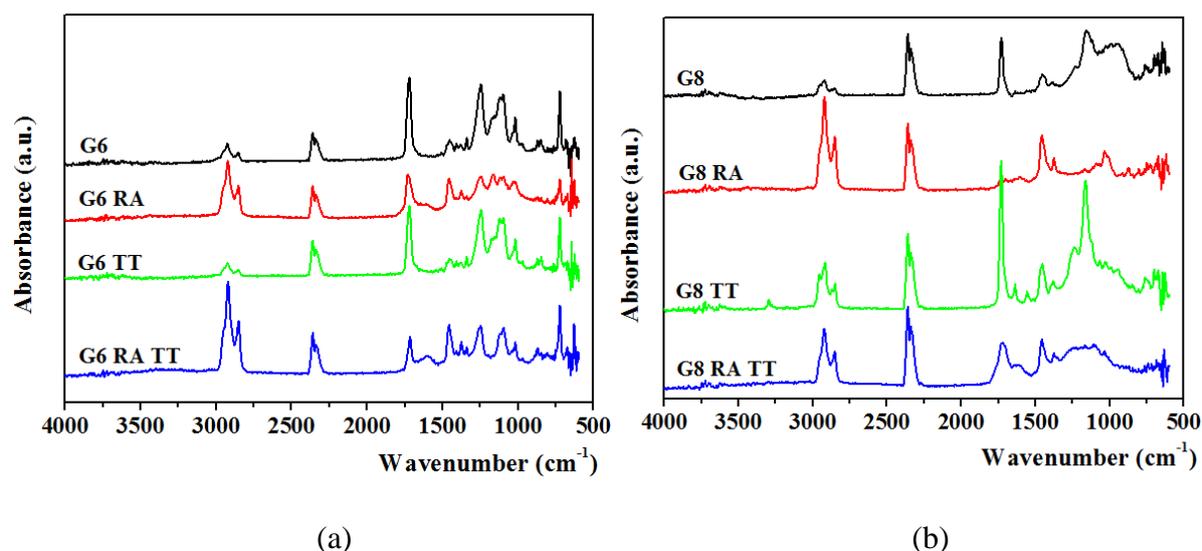


Figura 4.19 Espectro infravermelho nos geossintéticos do grupo II: (a) G6; (b) G8

Para todas amostras, foram observados dois picos nos espectros, um a 2919 cm^{-1} , características de vibrações assimétricas das bandas C-H de CH_3 , e outro pico característico de vibrações

simétricas de CH₂ ao redor da banda 2820 cm⁻¹ (Figura 4.18 e 4.19) (Bringel, 2007; Mothé et al., 2008; Zhang *et al.*, 2011; Delbono, 2014). A impregnação dos geossintéticos com a emulsão asfáltica deu origem a picos característicos do cimento asfáltico de petróleo para as amostras: G2 RA, G3 RA, G6 e G8. Em 3050 cm⁻¹ apresentou um pequeno pico correspondente a vibrações axiais de C-H carbono sp² aromático (Bringel, 2007). Foram verificadas mudanças na região de 1600 cm⁻¹, o qual pode corresponder à vibração C=C, mas a visualização da banda fica oculta devido aos outros picos vizinhos. Uma dificuldade similar acontece para o pico característico do sulfóxido a 1030 cm⁻¹, não obstante a visualização do espectro, G2 RA e G6 RA confirmam a presença do S=O, presente na emulsão asfáltica (Bringel, 2007; Zhang *et al.*, 2011). Os picos a 860 cm⁻¹ e 807 cm⁻¹ sugerem a deformação fora do plano para a cadeia aromática C-H (Bringel, 2007; Mothé *et al.*, 2008).

As amostras com presença de poliéster (G6 e G3) apresentaram em 1715 cm⁻¹ o pico representativo do grupo C=O (Figura 4.18 e 4.19). Em baixa vibrações, foram detectados picos característicos de hidrocarbonetos alifáticos em vibrações próximos a 700 cm⁻¹ produto do balanço do alifático CH₂. A impregnação do geossintético com cimento asfáltico de petróleo gerou um pico a 1450 cm⁻¹ o que provavelmente sugere acréscimos no grupo C=C, derivado da composição química do asfalto (Delbono, 2014).

O reforço G2 em estado original (Figura 4.18) apresentou uma ampliação da banda entre 3550 cm⁻¹ e 3100 cm⁻¹ representando vibrações do Polyvinyl alcohol, contudo depois da adição do cimento asfáltico, a banda desapareceu, indicando modificações na sua estrutura química. Os picos atribuídos às vibrações C=O foram observados nas amostras G2 RA (Figura 4.18). Entre 1450 cm⁻¹ e 1350 cm⁻¹, foram encontrados picos representativos das vibrações =CH₂. Na região de 1150 cm⁻¹ a 650 cm⁻¹ foram visualizados picos típicos de =CH (Delbono, 2014).

Depois do tratamento térmico das amostras com recobrimento betuminoso, foram esperados que apresentasse incrementos nas quantidades de CO₂ e de SO₂, que são os principais produtos da decomposição térmica. Os acréscimos destes produtos podem ser observados por meio dos espectros do FTIR, pela intensificação dos picos 2360 cm⁻¹ e 1374 cm⁻¹. Para os picos 2360 cm⁻¹ não foi observado nenhuma mudança significativa. De fato, foi percebido o desaparecimento ou diminuição do pico 1030 cm⁻¹ (S=O) e a modificação da região ao redor de 1374 cm⁻¹, sugerindo um aumento do SO₂, produto do aquecimento dos grupos sulfóxidos presentes no cimento asfáltico (Xu & Huang, 2010; Ma *et al.*, 2011; Zhang *et al.*, 2011). Outro pico que teve tendência se intensificar foi o correspondente à vibração C=O 1715 cm⁻¹, devido à formação do

grupos das cetonas e o incremento da concentração do ácido carboxílico presente no asfalto (Bringel, 2005; Zhang *et al.*, 2011; Ma *et al.*, 2011).

4.3.3 Análise Termogravimétrica (TGA)

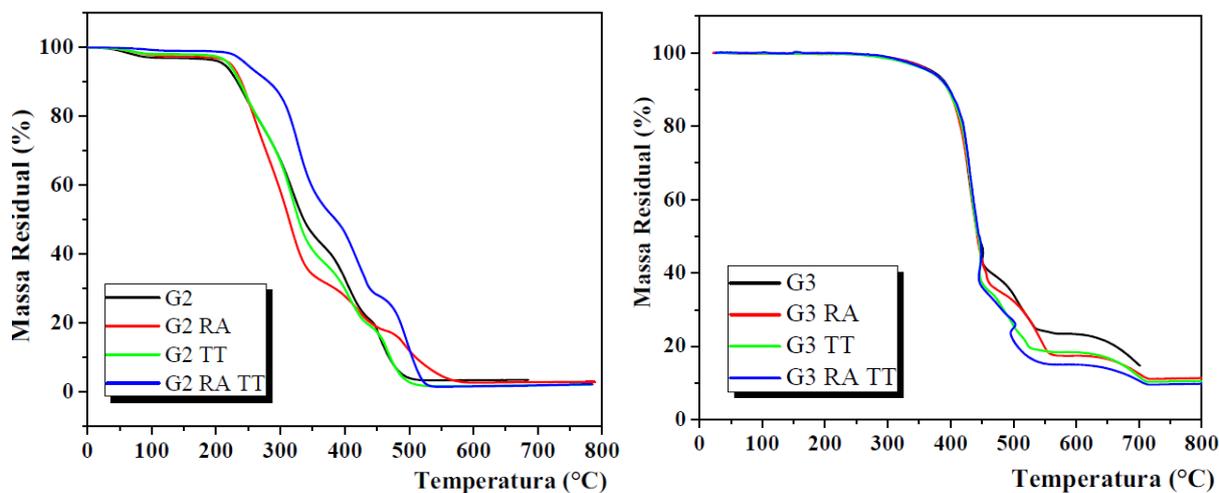
A TGA é uma técnica de análise térmica na qual a variação da massa da amostra é determinada em função da temperatura, enquanto a amostra é submetida a uma variação controlada de temperatura. Dadas as condições dinâmicas da variação de temperatura da amostra para originar curvas TG, fatores instrumentais (razão de aquecimento, atmosfera do forno, tipo de porta amostra) e relacionados às características da amostra podem influenciar a precisão e a exatidão dos resultados experimentais. Pela análise Termogravimétrica é possível identificar dois tipos de temperaturas: T_{onset} e T_d . A primeira corresponde à menor temperatura em que é detectado o início da variação de massa, enquanto que a segunda se refere à temperatura onde a decomposição é máxima.

Nesta etapa da pesquisa, foram realizados ensaios nos reforços G2, G3, G6, G8 nos estados originais, com recobrimento asfáltico, e sob as condições estabelecidas no tratamento térmico. Já os geocompostos G1 e G2 foram avaliados em estado original, sendo caracterizados separadamente a geogrelha e o geocomposto. Os resultados e as respectivas análises estão apresentados a seguir.

Nas amostras identificadas como G2 (Figura 4.20a) a decomposição do material aconteceu em quatro estágios diferentes, verificando-se a primeira decomposição para o material em estado original a uma temperatura de 69°C, com uma respectiva perda de massa de 3%. Esse primeiro estágio ocorreu a uma temperatura relativamente baixa, possivelmente em função da eliminação de solventes presentes na amostra, seja da composição ou do recobrimento asfáltico. O segundo estágio de decomposição ocorreu em um intervalo de temperatura entre 276°C e 358°C, com perda entre 20% e 36% da massa da amostra. O terceiro estágio ocorreu entre 343°C e 473°C, perdendo-se em média entre 24% e 37% da massa de amostra. O quarto estágio de decomposição ocorreu entre 439°C e 541°C, com uma respectiva perda de massa entre 19% e 37% (Tabela 4.15).

Nas amostras G3 (Figura 4.20 b) as temperaturas de decomposição do material se apresentaram em dois estágios diferentes. O primeiro estágio, de maneira geral para as quatro condições de ensaio, ocorreu em um intervalo de temperatura compreendido entre 433°C e 441°C. Nessa faixa de temperatura o material perdeu entre 50% e 62% da sua massa. O segundo estágio de

decomposição ocorreu para as quatro amostras entre 466°C e 538°C, perdendo nessa etapa final entre 18% e 34% de massa (Tabela 4.16).



(a) (b)
 Figura 4.20 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo I: (a) G2; (b) G3.

Tabela 4.15 Resultados de ensaios TG do reforço G2.

Amostra	Condição	Tonset ₁ (°C)	Td ₁ (°C)	Perda m ₁ (%)	Tonset ₂ (°C)	Td ₂ (°C)	Perda m ₂ (%)	Tonset ₃ (°C)	Td ₃ (°C)	Perda m ₃ (%)	Tonset ₄ (°C)	Td ₄ (°C)	Perda m ₄ (%)
G2	G2	59	69	3	254	276	20	332	354	31	424	439	19
	G2 RA	67	99	2	278	282	29	330	343	36	433	455	13
	G2 TT	63	93	2	250	278	21	336	357	37	433	450	37
	G2 RA TT	259	276	9	340	358	36	444	473	24	520	541	26

Tabela 4.16 Resultados de ensaios TG do reforço G3.

Amostra	Condição	Tonset ₁ (°C)	Td ₁ (°C)	Perda m ₁ (%)	Tonset ₂ (°C)	Td ₂ (°C)	Perda m ₂ (%)
G3	G3	427	433	57	450	466	23
	G3 RA	406	436	62	456	538	22
	G3 TT	421	434	62	450	515	18
	G3 RA TT	420	441	50	446	458	34

Os materiais do Grupo I (reforços G2 e G3) apresentaram, na etapa final do ensaio termogravimétrico, quantidades residuais de amostra menores que 10%, o que significaria a decomposição total da amostra, sobrando apenas as cinzas resultantes do processo de aquecimento progressivo das amostras até se atingir a temperatura final de ensaio de 800°C. Ao comparar a temperatura média do processo de instalação da mistura asfáltica (110°C - 145°C)

com as temperaturas médias de decomposição dos materiais do Grupo I, foi evidenciado que o reforço G2 apresentou a primeira etapa de decomposição numa temperatura de 69°C, na amostra de referência, enquanto que a amostra com recobrimento asfáltico (G2 RA) apresentou uma temperatura média de decomposição de 99°C. A condição de ensaio com a presença de asfalto residual evidenciou um benefício na proteção do reforço frente à degradação térmica. O efeito térmico gerou no reforço G2 um encolhimento da amostra (Figura 4.21), gerando degradações térmicas que foram confirmadas por meio do ensaio de resistência à tração.

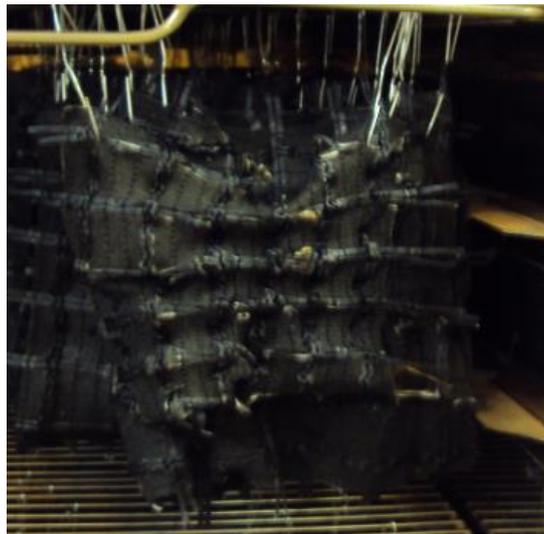


Figura 4.21 Degradação térmica do reforço G2.

No reforço G3 não foi verificada degradação térmica para temperaturas inferiores a 145°C. Devido às características estruturais dos reforços G1 e G2 (Geocompostos), a geogrelha e o geotêxtil foram avaliados de forma isolada por meio da análise Termogravimétrica (TG) (Figura 4.22). Os resultados apresentados na Figura 4.22 e nas Tabelas 4.17 e 4.18 evidenciaram que o tratamento térmico não gerou mudanças relacionadas à perda de massa para temperaturas inferiores a 145°C. Os resultados evidenciariam que os geotêxteis presentes nos reforços G2 e G3 não desaparecem durante o processo construtivo do revestimento asfáltico, ou durante as condições de serviço do geossintético (Figura 4.22). Dependendo do teor de emulsão asfáltica aplicado no reforço em condições de serviço e considerando-se que o reforço não desaparece posteriormente à construção do revestimento asfáltico, o geossintético eventualmente pode ter as funções de, além de ser empregado como reforço, atuar como redutor na propagação de trincas e de atuar como uma camada impermeabilizante que evitaria a penetração da água para as camadas inferiores da estrutura.

Tabela 4.17 Resultados de ensaios TG do reforço G1.

Amostra	Etapa de decomposição	Tonset (°C)	Td (°C)	Perda m (%)
Geotêxtil do reforço G1	Etapa 1	320	326	13
	Etapa 2	411	413	58
	Etapa 3	447	468	15
	Etapa 4	640	659	4

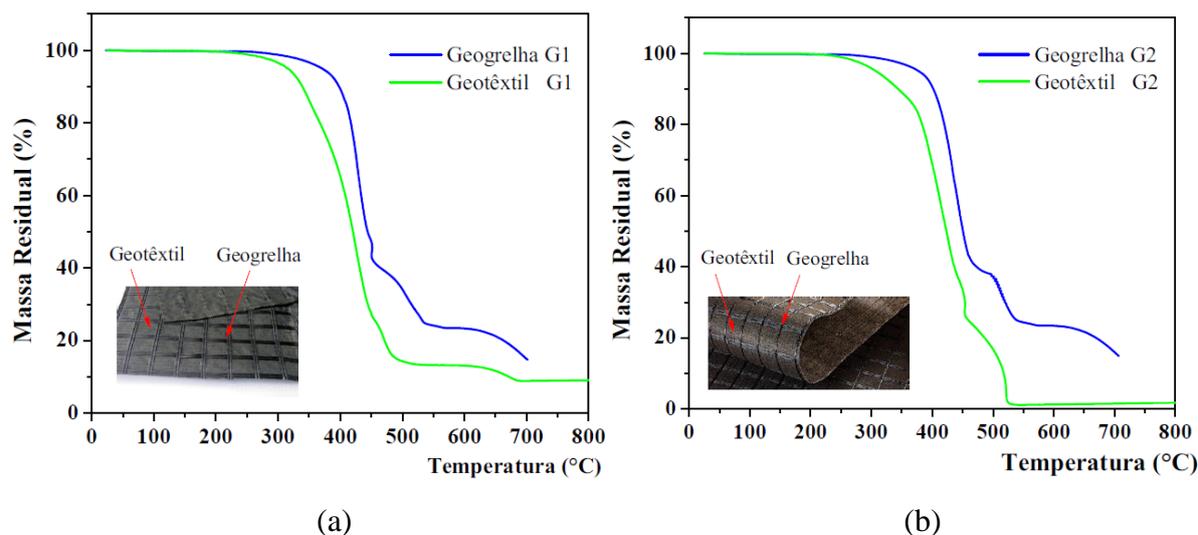


Figura 4.22 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo I: (G1); (G2).

Tabela 4.18 Resultados de ensaios TG do reforço G2.

Amostra	Etapa de decomposição	Tonset (°C)	Td (°C)	Perda m (%)
Geotêxtil do reforço G2	Etapa 1	322	326	14
	Etapa 2	414	420	53
	Etapa 3	504	507	25

Os ensaios de TG realizados nas amostras do Grupo II (Figura 4.23) indicaram um comportamento similar no que se refere aos estágios de decomposição e às temperaturas de decomposição, ao se comparar as amostras G6 e G8. De maneira geral, o processo de decomposição para as duas amostras foi estabelecido em um intervalo compreendido entre 377°C e 401°C, com uma perda de massa entre 17% e 39%, respectivamente (Tabela 4.19). É importante destacar que os materiais pertencentes ao Grupo II têm como principal material constituinte a fibra de vidro, o que faz com que os mesmos apresentem uma menor perda de massa durante a realização da avaliação termogravimétrica.

Tabela 4.19 Resultados de ensaios TG - Geossintéticos do Grupo II:(a) G6; (b) G8.

(a)					(b)				
Amostra	Condição	Tonset ₁ (°C)	Td ₁ (°C)	Perda m ₁ (%)	Amostra	Condição	Tonset ₁ (°C)	Td ₁ (°C)	Perda m ₁ (%)
G6	G6	351	377	27	G8	G8	368	386	17
	G6 RA	359	401	31		G8 RA	370	394	27
	G6 TT	363	378	23		G8 TT	381	388	39
	G6 RA TT	370	390	31		G8 RA TT	328	395	28

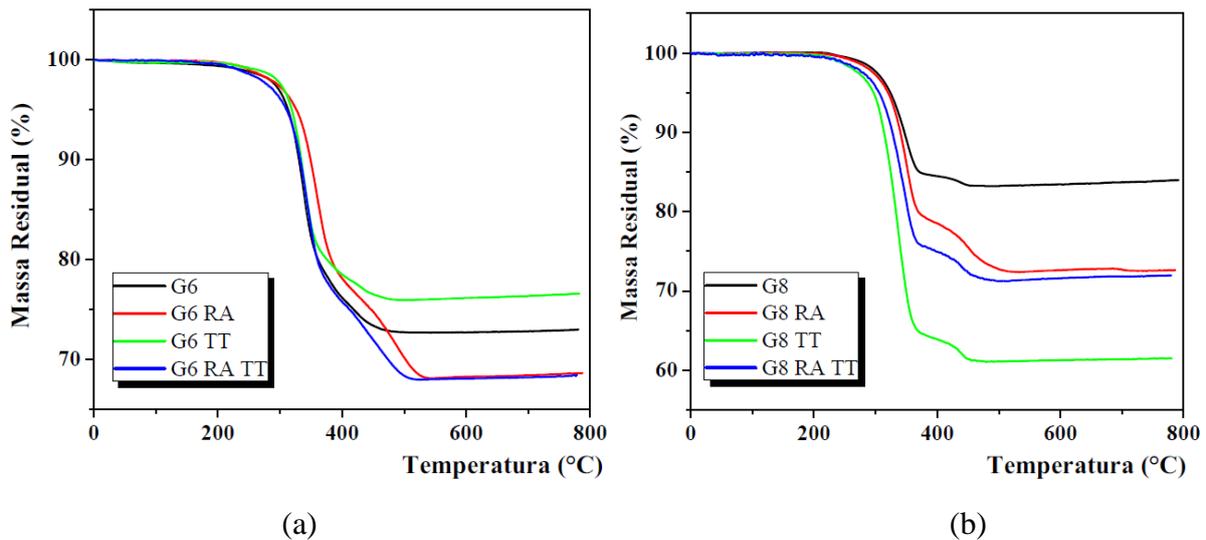


Figura 4.23 Curvas TG dos geossintéticos do Grupo II: (a) G6; (b) G8.

Posteriormente à avaliação Termogravimétrica (TG) dos reforços do Grupo II (G6 e G8), ficou evidente que para a etapa da avaliação a porcentagem de massa residual remanescente variou entre 65% - 85%, permitindo confirmar que a presença da fibra de vidro, mesmo em temperaturas elevadas, não resulta em uma decomposição significativa (Tabela 4.19).

Para os quatro tipos de reforços avaliados (G2, G3, G6 e G8) e para os gotêxteis presentes nas amostras G1 e G2, foram calculadas as temperaturas que geraram perdas de massa de 1% a partir do início da avaliação termogravimétrica (Figura 4.24). Ao comparar as temperaturas que geraram perdas de 1% em relação à temperatura de instalação da mistura asfáltica, verificou-se que a maioria das amostras apresentaram perdas de massa com temperaturas superiores a 248°C, o que significa que a temperatura de instalação da mistura não geraria mudanças significativas. O único reforço que apresentou perda de massa de 1%, para uma temperatura inferior à de instalação da mistura asfáltica, foi o G2, justificando as perdas nas propriedades mecânicas geradas pelo tratamento térmico.

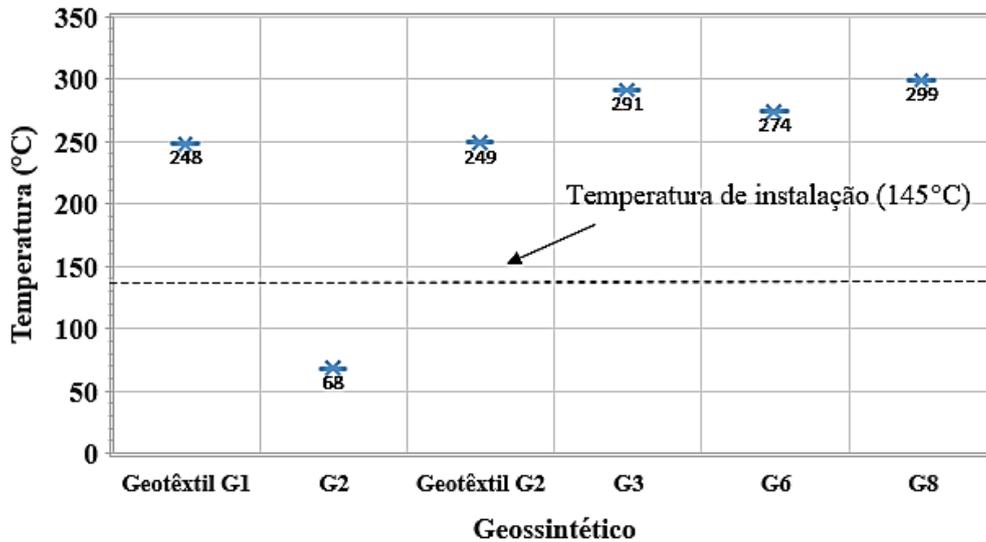


Figura 4.24 Temperaturas de perda de massa de 1% em ensaios TGA - reforços dos Grupo I e II.

4.4 ADERÊNCIA MISTURA ASFÁLTICA – GEOSSINTÉTICO

4.4.1 Determinação teor de emulsão

A escolha da quantidade de cimento asfáltico necessária para aderência dos diferentes tipos de reforços com o CBUQ foi realizada em função dos seguintes critérios: metodologia proposta por Button *et al.* (1982) e metodologia do manual de instalação fornecido pelo fabricante. A metodologia proposta por Button *et al.* (1982) foi desenvolvida com a finalidade de estimar a taxa de ligante que um geotêxtil necessita para ser instalado em revestimentos asfálticos.

A equação de cálculo sugerida por Button *et al.* (1982) recomenda a determinação das quantidades de asfalto que é absorvida pela superfície betuminosa e pelo geotêxtil. Na presente pesquisa, a quantidade de emulsão que é absorvida pela superfície betuminosa foi quantificada por meio da determinação da macrotextura do revestimento por meio da realização do ensaio de mancha de areia, segundo a norma ASTM E 965 (2006). O ensaio determinou a rugosidade em função do volume de areia utilizado e da área coberta pelo material, sendo feito o cálculo da profundidade média dos vazios superficiais preenchidos pela areia (Figura 4.25). Segundo a classificação da metodologia estabelecida por Button *et al.* (1982), a superfície das placas elaboradas em CBUQ apresentou uma textura ligeiramente porosa e oxidada e, portanto, sugere-se aplicar um teor de asfalto residual compreendido entre $0,23 \text{ l/m}^2$ e $0,36 \text{ l/m}^2$. Na presente pesquisa adotou-se um valor de $0,295 \text{ l/m}^2$ (Qc).



Figura 4.25 Ensaio mancha de areia: (a) fase inicial do ensaio; (b) espalhamento da areia; (c) determinação do diâmetro da mancha de areia.

A quantidade de cimento asfáltico que o reforço tem a capacidade de absorver foi determinada por meio do ensaio padronizado pela norma ASTM D 6140 (2005). O ensaio consistiu basicamente na determinação da quantidade de asfalto máxima que fica impregnada nos poros do reforço ao submeter as amostras à saturação em uma emulsão asfáltica, durante um tempo previamente estabelecido.

Para a realização do ensaio foram deixados em imersão 5 corpos de prova para cada tipo de reforço, durante 30 minutos, estabelecendo previamente a área e a massa dos mesmos (Figura 4.26 a). A emulsão asfáltica utilizada para a realização dos ensaios foi composta por 68% de asfalto residual e 32% de água, diluída antes da realização do ensaio numa proporção de 50% - 50%, metade água destilada e metade emulsão asfáltica (Figura 4.26 b) (DNIT 145/2012-ES). Depois do tempo estabelecido, as amostras foram deixadas em processo de secagem durante 24 horas à temperatura de 25°C (Figura 4.26 c). O objetivo do processo de secagem foi eliminar a água presente na emulsão e deixar apenas o asfalto residual. Ao final das 24 horas foram determinadas as massas das amostras, as quais foram comparadas com as massas iniciais (Figura 4.26 d), determinando-se a quantidade de asfalto absorvido em kg/m^2 ou em unidades equivalentes de l/m^2 .



Figura 4.26 Asfalto residual absorvido pelo geossintético: (a) preparação das amostras; (b) saturação por 30 min; (c) secagem; (d) determinação da massa.

Com as informações da quantidade de asfalto residual que é absorvida pelo geossintético e pela superfície das placas elaboradas em CBUQ, foram determinadas as quantidades teóricas

necessárias para colar os reforços conforme Button *et al.* (1982). Os cálculos estão apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20 Teor de asfalto residual adotado na interface com o geossintético - CBUQ (Qd).

Amostra	Qsmin. (l/m ²)	Qsmáx. (l/m ²)	Qdmin. (l/m ²)	Qdmáx. (l/m ²)	Qd. fabricante (l/m ²)	Qd adotado (l/m ²)	Emulsão asfáltica (E.A. 34% A.R.) (l/m ²)
G1	0,11	0,42	0,56	0,87	> 0,6	0,60	1,76
G2	0,57	1,14	1,02	1,59	> 1,8	1,00	2,94
G3	0,11	0,23	0,56	0,68	**	0,60	1,76
G4	0,10	0,51	0,55	0,96	> 0,6	0,60	1,76
G5	0,13	0,42	0,58	0,87	> 0,7	0,60	1,76
G6	0,18	0,41	0,63	0,86	> 0,7	0,60	1,76
G7	0,06	0,27	0,51	0,72	***	0,60	1,76
G8	0,09	0,34	0,54	0,79	***	0,60	1,76

Qsmin: Teor de asfalto mínimo absorvido;

Qsmáx: Teor de asfalto máximo absorvido;

Qdmáx: Teor de asfalto máximo calculado ($Qdmáx=0,36 + Qsmáx \pm Qc$);

Qdmin: Teor de asfalto mínimo calculado ($Qdmin=0,36 + Qsmin \pm Qc$);

Qc: Quantidade de asfalto que demanda a superfície existente;

Qd adotado: Teor de asfalto adotado;

Emulsão asfáltica: Qd adotado / % Asfalto residual na emulsão;

*: Valores mínimos sugeridos;

**: Não tem especificação;

***: Geogrelha recoberta com polímero autoadesivo, sensível à temperatura e à pressão.

A instalação dos geossintéticos foi realizada nas três etapas descritas a seguir: Na primeira etapa, foi disposta a quantidade de emulsão, previamente determinada para cada reforço, aplicando o material à temperatura ambiente e estando a mesma previamente diluída em água destilada numa proporção 1:1, com a finalidade de garantir uniformidade na distribuição da taxa de asfalto residual (DNIT 145/2012-ES) (Figura 4.27 a). Na segunda etapa, foi aguardado o tempo necessário para que ocorresse a ruptura da emulsão asfáltica, ou seja, a separação do cimento asfáltico da fase aquosa, ocorrendo a evaporação da água e resultando apenas a taxa residual (Figura 4.27 b). Na última etapa, foi realizada a instalação do geossintético com ajuda de um rolo de lã, o qual permitiu fixar apropriadamente o reforço na superfície betuminosa (Figura 4.27 c).



Figura 4.27 Instalação do geossintético: (a) distribuição da emulsão; (b) ruptura da emulsão; (c) instalação do geossintético.

4.4.2 Ensaio de aderência ASTRA - geossintéticos do Grupo I

Os ensaios de aderência foram realizados à temperatura ambiente (25°C), velocidade de cisalhamento de 2,5 mm/min e tensões normais que variaram entre 0 kPa e 350 kPa. Para cada uma das condições foram ensaiados no mínimo 3 corpos de prova. A avaliação em diferentes condições de tensão normal permitiu obter a envoltória de cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica. Os três parâmetros que constituem a envoltória são: adesão, tensão normal e ângulo de atrito, de acordo com a seguinte equação:

$$\tau = a + \sigma_n \cdot \tan\phi \quad (4.5)$$

τ : resistência ao cisalhamento (kPa);

a : adesão (kPa);

σ_n : tensão normal (kPa);

ϕ : ângulo de atrito (°).

Para cada um dos ensaios realizados foi obtida a curva tensão cisalhante *versus* deslocamento relativo (Figura 4.28). Tanto para os ensaios sem reforço como para os ensaios reforçados a tendência foi a mesma, similar à obtida normalmente na mecânica dos solos, onde a medida que ocorre o aumento da tensão normal é necessária uma maior tensão horizontal para efetuar a ruptura da interface. Devido às características visco-elásticas da interface, não é possível observar uma ruptura de pico claramente definida para as tensões maiores (Figura 4.28).

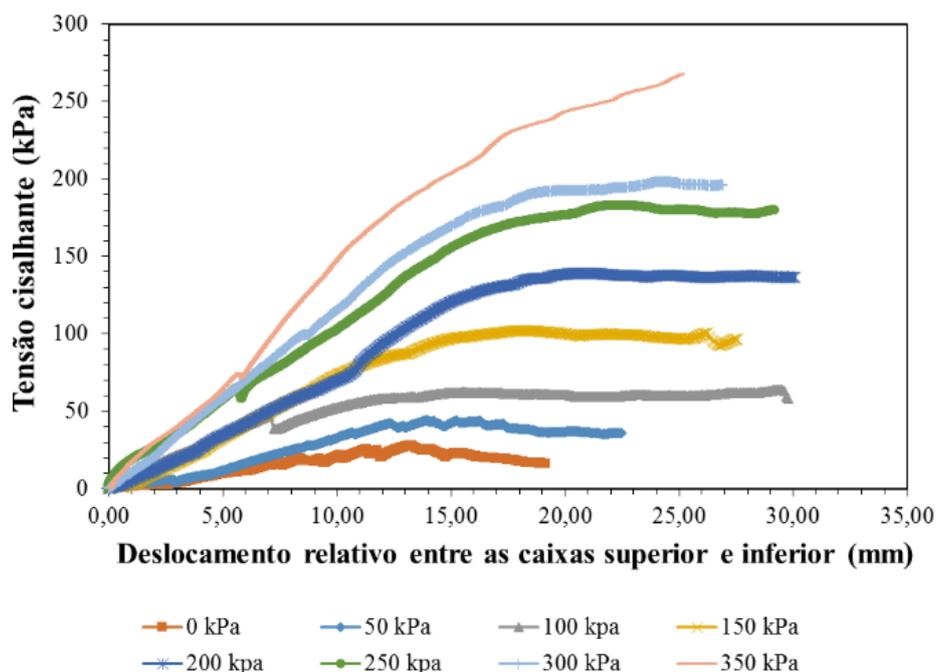


Figura 4.28 Curva tensão cisalhante versus deslocamento relativo da interface geossintético G1 - CBUQ.

Na Figura 4.29 estão apresentadas as envoltórias de cisalhamento na interface para os materiais do Grupo I e para a condição de referência (sem reforço). Os resultados obtidos na pesquisa apresentam variações pouco significativas no ângulo de atrito para os diferentes tipos de reforço, em comparação do estado original.

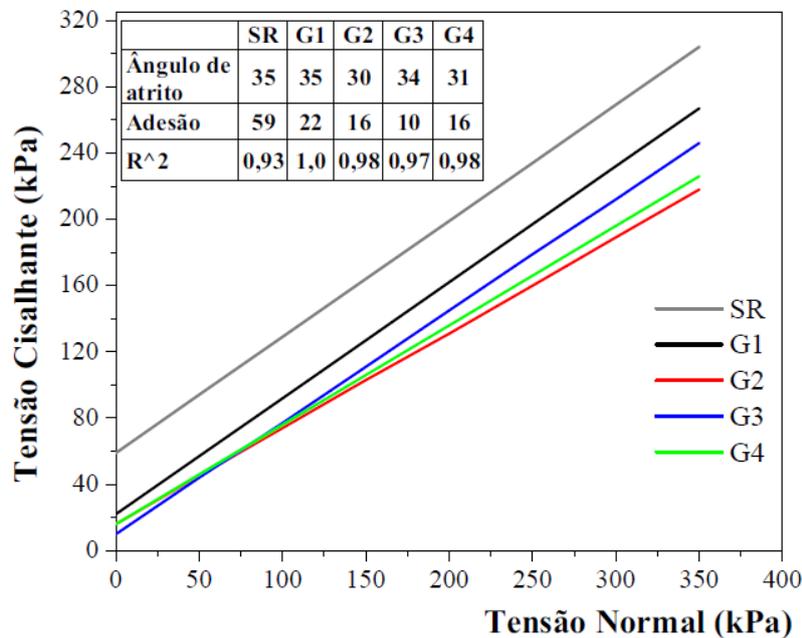


Figura 4.29 Envoltórias de cisalhamento na interface geossintético - CBUQ - materiais Grupo I.

Os valores de ângulo de atrito variaram entre 30° - 35°. A adesão apresentou uma redução significativa nos ensaios com a presença do reforço em comparação com os ensaios sem reforço na interface. Para a condição sem reforço foi obtida uma adesão de 59 kPa, enquanto que para a situação mais crítica, com a presença do reforço, foi obtido um valor de 10 kPa. Este ensaio com a presença do reforço resultou em uma redução na adesão de 83%, devido à presença do geossintético.

Cada uma das configurações de ensaio, com e sem a presença de reforço, foram analisadas de forma individual e estão apresentadas na sequência.

Os ensaios de referência foram realizados em corpos de prova sem a presença de reforço (SR). Na interface entre as camadas foi disposto um teor de emulsão de 0,4 l/m² de asfalto residual (DNIT 145/2012-ES), avaliando-se a resistência ao cisalhamento para um intervalo de tensões compreendido entre 0 kPa e 350 kPa. Ao terminar o ensaio foram verificadas as evidências de atrito geradas pelas partículas de agregado pétreo entre as duas camadas, ao se constatar a

existência de riscos deixados pelas partículas (Figura 4.30 b). Os ensaios sem reforço apresentaram ângulo de atrito de 35° e adesão de 59 kPa.

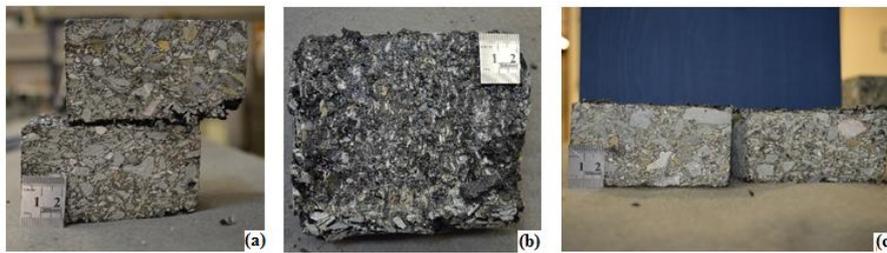


Figura 4.30 Ensaio de aderência sem presença de reforço com $\sigma_n = 200 \text{ kPa}$ (SR): (a) cisalhamento das camadas; (b) riscos deixados pelas partículas; (c) corpo de prova cisalhado.

Os ensaios realizados nos corpos de prova com o reforço G1 apresentaram reduções na adesão e no ângulo de atrito com relação aos ensaios de referência. Entre as principais características do reforço, relacionadas à aderência, destaca-se a abertura da geogrelha de 36 mm x 36 mm, a porcentagem de área sólida de 0,42, a espessura de 1,70 mm e a absorção de asfalto residual de 0,56 l/m². A quantidade de asfalto utilizada na colagem do reforço com a mistura asfáltica foi de 0,6 l/m².

Os ensaios realizados para o reforço G1 resultaram em uma envoltória de resistência ao cisalhamento na interface com adesão de 22 kPa e ângulo de atrito de 35°. Ao comparar os resultados obtidos com os ensaios de referência (sem reforço), a adesão apresentou uma redução de 63% e o ângulo de atrito não apresentou alteração. A redução da adesão confirma os resultados obtidos por outros autores (Tabela 4.21), podendo ser explicada em função da presença do reforço gerar uma descontinuidade entre as camadas superior e inferior, podendo ser mais crítica a situação em função da estrutura do reforço, do teor de asfalto residual e da espessura do geossintético. Ao finalizar o ensaio foi estabelecido como critério de aceitação do resultado, ou seja o cisalhamento aconteceu efetivamente na interface (Figura 4.31). Ao separar as camadas do corpo de prova, verificou-se que o geotêxtil ficou conservado após a instalação e a compactação da mistura asfáltica, apresentando alguns orifícios resultantes do atrito entre as partículas granulares e o reforço (Figura 4.31 c).



Figura 4.31 Ensaio de aderência do Geossintético 1 (G1) com $\sigma_n=200 \text{ kPa}$: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço com presença de orifícios.

Para os ensaios realizados nas amostras reforçadas com o geossintético G2 foram mantidas as mesmas condições da condição sem reforço. Entre as principais características do reforço, relacionadas com a aderência, destaca-se a abertura da geogrelha de 40 mm x 40 mm e espessura de 2,43 mm e a absorção de asfalto residual de 1,02 l/m². A quantidade de asfalto residual utilizada na colagem do reforço com o revestimento asfáltico foi de 1,0 l/m². É importante destacar que o fabricante do produto sugere a aplicação de 1,8 l/m² de asfalto residual na colagem do geossintético, entretanto foram realizadas várias tentativas com a quantidade de asfalto sugerida e as mesmas resultaram no derramamento do material nas laterais das placas asfálticas, impossibilitando o uso da quantidade sugerida pelo fabricante. O critério para a aceitação dos resultados foi que a ruptura deveria ocorrer efetivamente na interface do corpo de prova (Figura 4.32 a). A envoltória de resistência ao cisalhamento na interface apresentou adesão de 16 kPa e ângulo de atrito de 30°. Ao comparar os resultados obtidos com a amostra de referência, foram evidenciadas reduções de 73% e 15% na adesão e no ângulo de atrito, respectivamente. A redução da aderência na interface pode ser explicada em função da estrutura e da espessura do geocomposto. Após a realização dos ensaios, foram observadas nas camadas do corpo de prova sulcos deixados no reforço pelas partículas de agregado (Figura 4.32 b). No material de reforço foram evidenciados danos pouco significativos gerados durante a realização dos ensaios (Figura 4.32 c).



Figura 4.32 Ensaio de aderência do Geossintético 2 (G2) com $\sigma_n=200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

Também foram realizados ensaios de aderência em corpos de prova com o reforço G3, que corresponde a um tipo de geossintético fabricado em poliéster, utilizado geralmente para o reforço de solos. Entre as principais características do reforço, relacionadas com a aderência, destaca-se a abertura da geogrelha de 21 mm x 21 mm, a porcentagem de área sólida de 0,45, a espessura de 1,29 mm e o asfalto residual absorvido de 0,56 l/m². Uma vez que o material em questão não possui de uso em misturas asfálticas, foi empregado um teor de asfalto residual de

0,6 l/m². A resistência ao cisalhamento na interface resultou em adesão de 10 kPa e ângulo de atrito de 34°. Ao comparar os resultados obtidos com o ensaio de referência observou-se uma redução de 83% na adesão, enquanto que o ângulo de atrito se manteve constante. Após a realização dos ensaios evidenciou-se que a ruptura ocorreu na interface, sendo visíveis riscos deixados pelas partículas de agregado (Figura 4.33 b).

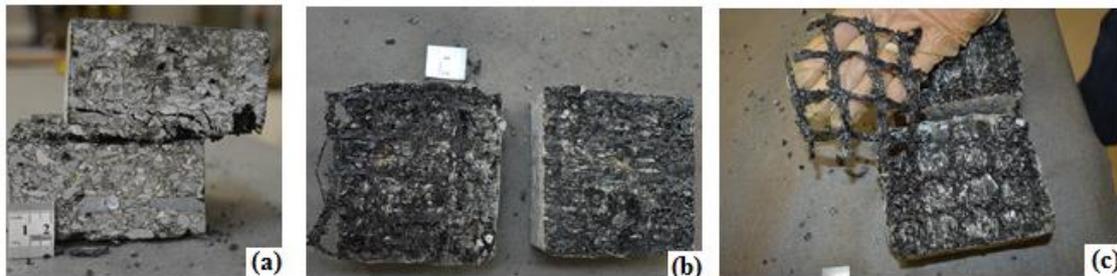


Figura 4.33 Ensaio de aderência do Geossintético 3 (G3) com $\sigma_n=200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

Os ensaios de aderência realizados nos corpos de prova com a presença do geossintético 4 (G4), que é um tipo de geocomposto fabricado em polivinil álcool com recobrimento asfáltico, apresentaram reduções na adesão e no ângulo de atrito na interface, com relação aos ensaios sem reforço. Entre as principais características do reforço, relacionadas com a aderência, destaca-se abertura da geogrelha de 36 mm x 36 mm, a porcentagem de área sólida de 0,42, a espessura de 1,61 mm e a absorção de asfalto residual de 0,55 l/m². A quantidade de asfalto residual utilizada na colagem do geossintético com a mistura asfáltica foi de 0,6 l/m², que coincide com a quantidade mínima sugerida pelo fabricante. Os ensaios de resistência ao cisalhamento na interface resultaram em adesão de 16 kPa e 31° de ângulo de atrito. Ao comparar os resultados obtidos com as amostras de referência, a adesão teve uma redução de 73% e o ângulo de atrito reduziu 12%, em relação às amostras sem a presença do reforço. Após a finalização dos ensaios, foram desprendidas as duas camadas do corpo de prova para verificar se realmente a ruptura ocorreu na interface (Figura 4.34 a). Dos ensaios realizados, observou-se atrito gerado pelas partículas de agregado com o reforço (Figura 4.34 b), sendo muito difícil de verificar o estado do geossintético pois o mesmo se aderiu completamente à amostra (Figura 4.34 c).

De forma geral, a presença dos geossintéticos correspondentes ao grupo I resultaram na diminuição da aderência, em comparação com as amostras sem reforço. As reduções ocorreram em uma faixa de valores compreendida entre 63% - 83 % para a adesão, e de 12% ao 15% para o ângulo de atrito.



Figura 4.34 Ensaio de aderência do Geossintético 3 (G3) com $\sigma_n=200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

Para estabelecer, por meio de um valor único, os efeitos de diferentes tipos de reforço na aderência, foi calculada a resistência ao cisalhamento na interface (τ) para uma tensão normal de 560 kPa (Figura 4.35). Pode-se identificar que a situação mais crítica de redução da resistência ao cisalhamento ocorreu para amostra G2, apresentando um valor de 339 kPa, o que representa uma perda de 25% com relação à condição de referência (SR). A redução em questão da resistência ao cisalhamento pode ser explicada uma vez que a espessura deste tipo de reforço é maior em relação aos outros. O reforço que apresentou a situação mais favorável de resistência ao cisalhamento, em comparação com a condição sem reforço, foi a amostra G1, apresentando um valor de 414 kPa, que correspondeu a uma redução de 8%.

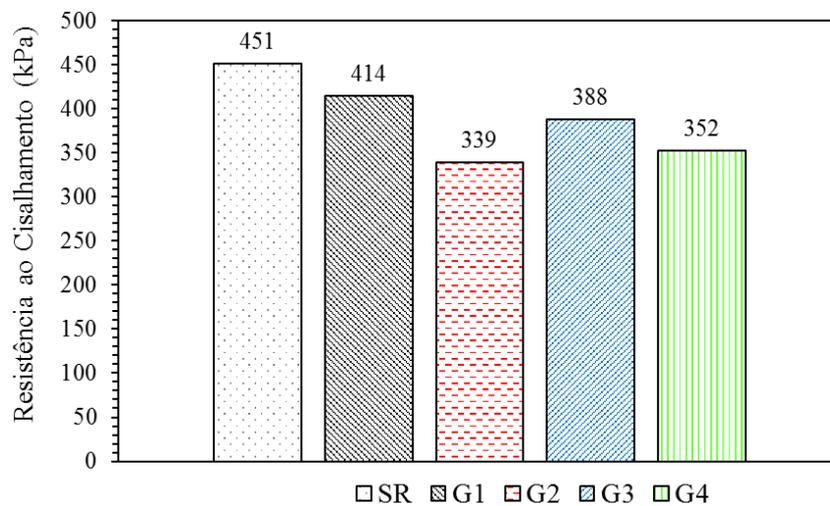


Figura 4.35 Resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica dos materiais do Grupo I - $\sigma_n=560$ kPa.

4.4.3 Ensaio de aderência ASTRA dos geossintéticos do Grupo II

Os ensaios de aderência da interface geossintético – CBUQ para os materiais do Grupo II apresentaram reduções significativas na adesão e no ângulo de atrito, de forma similar ao que

ocorreu com os materiais do Grupo I. A adesão e o ângulo de atrito para a condição dos ensaios de referência (SR) apresentaram valores de 59 kPa e 35°, respectivamente. Os diferentes tipos de reforço que constituem os geossintéticos do Grupo II apresentaram valores de adesão e ângulos de atrito compreendidos, respectivamente, entre: 20 kPa e 59 kPa e 25° e 35° (Figura 4.36).

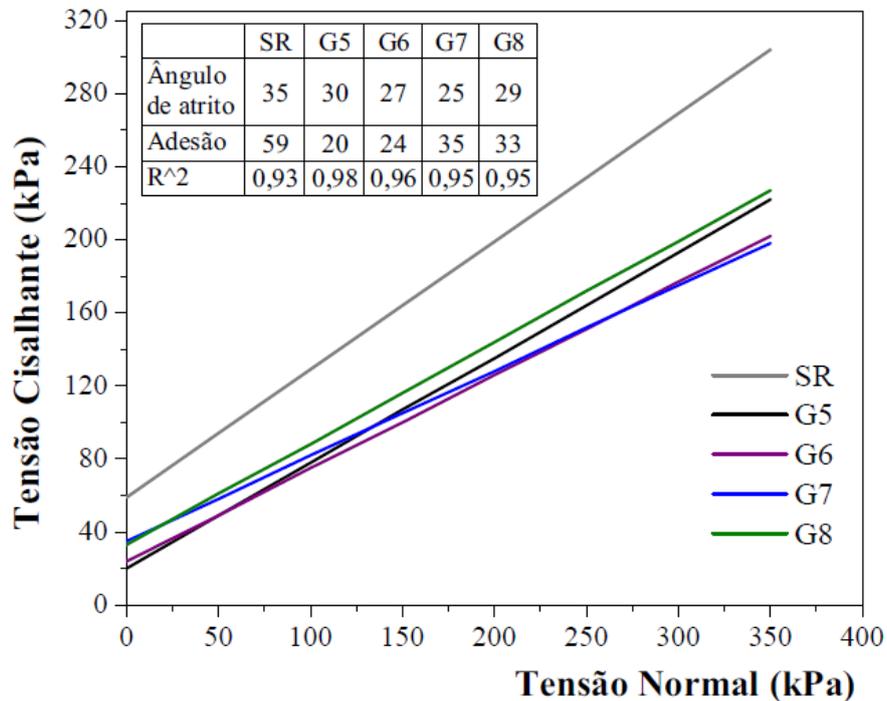


Figura 4.36 Envoltórias de cisalhamento na interface geossintético - CBUQ dos materiais do Grupo II.

Os ensaios de aderência realizados nos corpos de prova reforçados com o geossintético nomeado como G5, que se trata de um geocomposto fabricado com poliéster e fibra de vidro, apresentaram reduções na aderência em comparação com os ensaios sem reforço. Entre as principais propriedades relacionadas com a aderência da amostra G5 destacam-se a porcentagem de área sólida de 100%, a espessura de 0,45 mm e a absorção de asfalto residual de 0,58 l/m². A quantidade de asfalto residual empregada na colagem do reforço com o CBUQ foi de 0,6 l/m². Os resultados do ensaio de aderência da interface geossintético – CBUQ indicaram uma adesão de 20 kPa e um ângulo de atrito de 30°. Os valores representam reduções de 66% e 14% da adesão e do ângulo de atrito, respectivamente, com relação aos ensaios sem a presença de reforço. Após a finalização do ensaio foram separadas as duas camadas do corpo de prova para verificação do estado do reforço e visualização dos riscos deixados pelas partículas de agregado (Figura 4.37). Uma vez que algumas das fibras constituintes do geossintético ficaram grudadas nas camadas de CBUQ, foi difícil recuperar de forma integral o

reforço (Figura 4.37 b). O que ficou visível foi a interação entre as partículas de agregado e o reforço, resultando em riscos no mesmo (Figura 4.37 c).



Figura 4.37 Ensaio de aderência do Geossintético 5 (G5) com $\sigma_n = 200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

Os ensaios de aderência realizados nos corpos de prova com a presença do geossintético G6 apresentaram, da mesma forma que os ensaios realizados sob os outros tipos de reforço, reduções da aderência na interface. O reforço G6 apresentou características similares em relação ao geossintético G5, sendo a sua espessura e absorção de asfalto levemente maior. O teor de asfalto residual utilizado na colagem do reforço com o CBUQ foi de $0,6 \text{ l/m}^2$. Dos resultados obtidos, a envoltória de cisalhamento na interface resultou em adesão de 35 kPa e em ângulo de atrito de 25° . Ao comparar os resultados obtidos com os ensaios de referência (SR), evidenciou-se uma redução de 41% para a adesão e de 29% para o ângulo de atrito. Após a finalização do ensaio, foi feita a separação das duas camadas para verificação do estado do reforço (Figura 4.38). Ao ser retirada parte das fibras do reforço, foram revelados riscos deixados pelas partículas de agregado pétreo sobre a superfície do reforço (Figura 4.38 b).



Figura 4.38 Ensaio de aderência do Geossintético 6 (G6) com $\sigma_n = 200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

Os ensaios realizados nos corpos de prova com o reforço G7 apresentaram redução na adesão e no ângulo de atrito, de forma similar ao observado nos outros tipos de reforços avaliados. Entre as propriedades físicas do reforço mais relevantes, relacionadas à aderência, destacam-se

a espessura de 1,80 mm, a abertura de 22 mm x 22 mm, a porcentagem de área sólida de 47% e o teor de absorção de asfalto residual de 0,51 l/m². Este tipo de reforço possui um tratamento com polímeros termo sensíveis com o objetivo de melhorar a aderência. Para fins de pesquisa, foi utilizado um teor de asfalto residual de 0,6 l/m² na colagem do reforço ao CBUQ. Os resultados obtidos na envoltória de resistência da interface apresentaram valores de 35 kPa de adesão e 25° de ângulo de atrito. A presença do reforço G7 resultou na redução de 41% da adesão e de 29% do ângulo de atrito, em comparação com os ensaios de referência. Após a finalização do ensaio, foram separadas as duas camadas do corpo de prova (Figura 4.39 a) para verificação do estado do reforço e do atrito gerado pelas partículas de agregado pétreo no reforço (Figura 4.39 c).

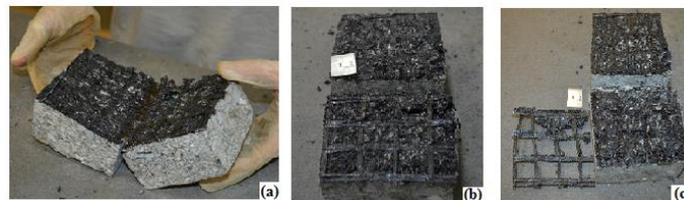


Figura 4.39 Ensaio de aderência do Geossintético 7 (G7) com $\sigma_n = 200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

O reforço G8 resultou, da mesma forma que os outros reforços do Grupo II, na diminuição da adesão e do ângulo de atrito com relação aos ensaios de referência (SR). O geossintético G8 apresentou características similares ao G7, sendo maior a sua porcentagem de área sólida (62%). O teor de asfalto utilizado na colagem do reforço com o CBUQ foi de 0,6 l/m². Com base na envoltória cisalhante na interface, verificou-se 33 kPa de adesão e 29° de ângulo de atrito. Ao comparar os resultados obtidos com os ensaios sem reforço, pode-se concluir que a presença do reforço G8 na interface das duas camadas gerou redução de 44% na adesão e de 17% no ângulo de atrito. Após a finalização do ensaio foram separadas as camadas superior e inferior dos corpos de prova para verificação do estado do reforço (Figura 4.40). Na Figura 4.40(b) pode-se visualizar as trajetórias deixadas pelas partículas de agregado pétreo na interface.



Figura 4.40 Ensaio de aderência do Geossintético 8 (G8) com $\sigma_n=200$ kPa: (a) cisalhamento das camadas; (b) separação das camadas; (c) reforço após finalização do ensaio.

O uso dos reforços pertencentes ao Grupo II resultou em reduções significativas na aderência geossintético - mistura asfáltica. A envoltória de resistência da interface indicou reduções compreendidas entre 41% e 66% nas adesões, enquanto que os ângulos de atrito sofreram reduções compreendidas entre 14% e 29%, em comparação com os ensaios de referência.

Uma vez que a análise individual das reduções nos parâmetros adesão e ângulo de atrito não permite estabelecer qual tipo de geossintético apresenta a situação mais crítica na aderência, foi calculada a resistência ao cisalhamento (τ) para uma tensão normal de 560 kPa (Figura 4.41). De forma geral, a presença dos reforços pertencentes ao Grupo II gerou reduções na resistência ao cisalhamento na interface. A situação mais crítica ocorreu para o reforço G7 (296 kPa), enquanto que a situação mais favorável ocorreu para os materiais G5 e G8 (343 kPa). As reduções percentuais, em relação aos ensaios de referência, ficaram compreendidas no seguinte intervalo: 24% - 34%.

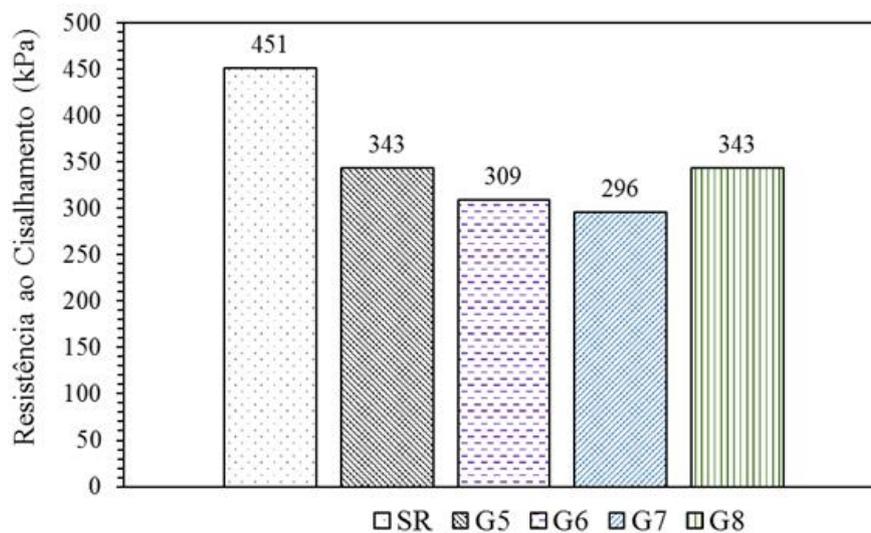


Figura 4.41 Resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica dos materiais do Grupo II - $\sigma_n = 560$ kPa.

Ao comparar o intervalo de perda de resistência ao cisalhamento dos materiais do Grupo I (8% - 25%) com as perdas do Grupo II (24% - 34%), fica evidente que os materiais fabricados em poliéster e em polivinil álcool apresentam melhores condições de aderência em comparação com os fabricados em fibra de vidro. É provável que os materiais do Grupo I, que foram fabricados com o uso de um geotêxtil de baixa gramatura e recobrimento asfáltico, tenham se beneficiado por tal característica no que se refere à aderência com as misturas asfálticas. Para obter conclusões definitivas com relação à aderência da mistura asfáltica com o geossintético, sugere-se ensaiar outros teores de emulsão asfáltica, estabelecendo-se qual configuração apresenta as melhores condições de aderência.

Para efeitos de comparação dos resultados, valores de típicos de ângulo de atrito e de adesão, obtidos por diversos autores com o ensaio ASTRA para situações com e sem a presença de reforço, estão apresentados na Tabela 4.21.

Tabela 4.21 Valores de referência no ensaio de aderência ASTRA da interface Geossintético - CBUQ.

Autor	Condição	Adesão (kPa)	Ângulo de atrito (°)
Ferrotti et al. (2011)	Sem reforço	32	31
	Geossintético	15 - 22	46 - 49
Ferrotti et al. (2012)	Sem reforço	67	46
	Geossintético	43 - 52	17 - 40
Pasquini et al. (2014)	Sem reforço	58	31
	Geossintético	22 - 34	13 - 17
Canestrari et al. (2015)	Sem reforço	12-90	38 - 39
	Geossintético	10-85	34 - 39
Canestrari et al. (2016)	Sem reforço	48	31
	Geossintético	32	14

De acordo com os valores de referência de adesão e de ângulo de atrito da interface geossintético – CBUQ, avaliados com o ensaio ASTRA segundo os autores na Tabela 4.21, é possível concluir que o intervalo de valores de adesão e de ângulo de atrito, para amostras com e sem a presença de geossintéticos, podem variar entre: 10 kPa e 90 kPa e 13° e 49°, respectivamente. Os valores de adesão e de ângulo de atrito obtidos na presente pesquisa estão compreendidos entre 10 kPa e 59 kPa e 30° e 35°, respectivamente. Ao analisar os resultados obtidos na pesquisa e os resultados de outros autores, pode-se concluir que a presença do geossintético gera reduções significativas de adesão na interface. O efeito pode ser mais ou menos significativo em função da rugosidade da superfície, da estrutura do reforço, do tipo e do teor de emulsão asfáltica utilizada, dentre outros fatores.

Ao ser feita a normalização dos resultados da resistência ao cisalhamento (τ) para os oito tipos de reforços estudados, com relação aos ensaios sem a presença do reforço, conclui-se que a presença do geossintético diminui a aderência na interface, estando os valores compreendidos no intervalo entre 0,66 e 0,92 (Figura 4.42). A situação mais favorável para a aderência ocorreu para o reforço G1, que é um geocomposto fabricado em poliéster com recobrimento asfáltico. A situação mais crítica, por sua vez, ocorreu para o reforço G7, que consistiu em uma geogrelha fabricada em fibra de vidro com recobrimento sensível à pressão e à temperatura. A redução

significativa da aderência pode ter sido ocasionada em função da presença do asfalto residual, o qual gerou uma película acima do polímero termo - sensível que pode ter dificultado a aderência na interface. Para determinar de forma mais apropriada a aderência geossintético – CBUQ, sugere-se a determinação experimental do teor ótimo de asfalto residual que garante a melhor condição de aderência com a mistura asfáltica.

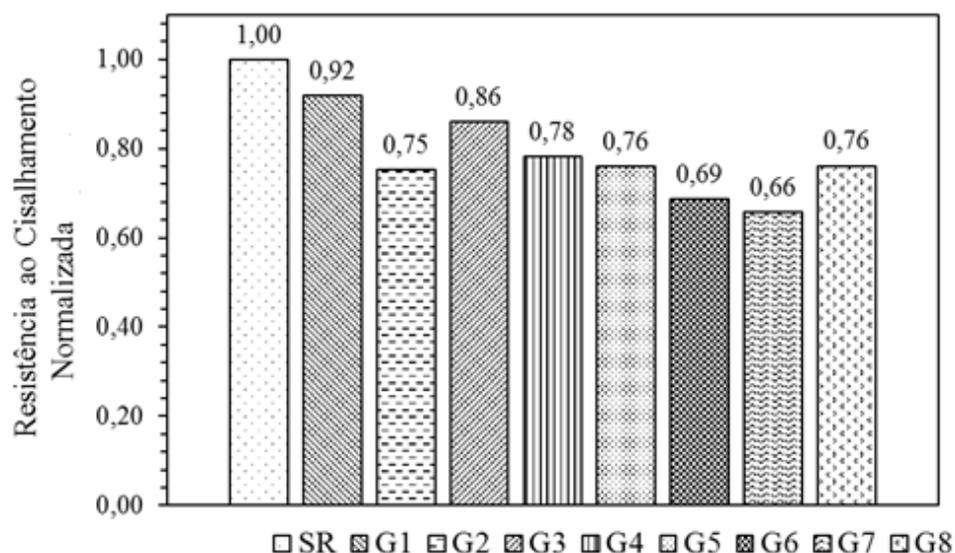


Figura 4.42 Normalização dos resultados de resistência ao cisalhamento na interface geossintético – mistura asfáltica - $\sigma_n = 560$ kPa.

4.5 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Para determinar a resistência à tração na flexão foram realizados ensaios em corpos de provas prismáticos com e sem a presença de reforço, aplicando um carregamento estático com velocidade controlada (Figura 4.43a). Durante a realização dos ensaios, foram registradas informações de deslocamento vertical e de carga aplicada que, posteriormente, permitiram obter as mudanças nas propriedades mecânicas em função da presença do reforço. Nos ensaios realizados sem a presença do reforço (SR), a trinca que foi induzida na base do corpo de prova começou a se propagar verticalmente, contornando as partículas de agregado pétreo, sem chegar a ocasionar quebra de partículas (Figura 4.43b). A ruptura final do corpo de prova ocorreu de forma rápida, após a trinca atingir a interface das camadas superior e inferior (Figura 4.43c). Ao finalizar o ensaio, verificou-se que a propagação da trinca ocorreu através dos materiais mais finos constituintes do CBUQ.



Figura 4.43 Ensaio de resistência à tração na flexão das vigas sem reforço: (a) fase inicial do ensaio; (b) propagação da trinca; (c) ruptura total.

Os ensaios com a presença de reforço apresentaram um comportamento diferente em relação ao observado nos corpos de prova sem reforço. Nos corpos de prova com reforço a trinca induzida refletiu-se até atingir a interface das camadas superior e inferior, gerando o aparecimento de trincas horizontais (Figura 4.44b). As trincas propagadas horizontalmente fizeram com que as camadas inferior e superior ficassem descoladas, sem apresentar uma ruptura total do reforço ou do corpo de prova. Ao finalizar o ensaio, evidenciou-se que, além da separação das duas camadas, a propagação da trinca gerou a ruptura da mistura asfáltica e, na maioria dos casos, sem comprometer as fibras constituintes do geossintético (Figura 4.44c).

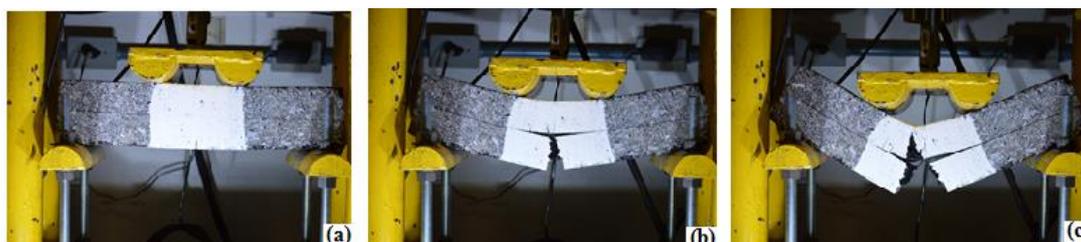


Figura 4.44 Ensaio de resistência à tração na flexão das vigas sem reforço: (a) fase inicial do ensaio; (b) propagação da trinca; (c) ruptura total.

Durante a realização dos ensaios foram evidenciadas três etapas de propagação das trincas: pré-trinca, propagação e ruptura total do corpo de prova (Figura 4.45). As três etapas foram estabelecidas por meio do registo fotográfico e dos dados registrados pela instrumentação, durante a realização dos ensaios. A etapa de pré-trinca é muito similar para os corpos de prova com e sem a presença de reforço (Figura 4.45), permitindo concluir que a carga máxima suportada pelas vigas ($P_{máx}$), observada quando a trinca induzida atinge a metade do corpo de prova, depende só das características da mistura asfáltica e não da presença do reforço. Uma vez que a trinca atingiu a interface entre as duas camadas, iniciou-se a fase dois (2) do processo de propagação da trinca, caracterizada por uma queda rápida da resistência até a ruptura total (Figura 4.45a).

Para as vigas reforçadas a propagação da trinca ocorreu de uma forma diferente à observada nas vigas sem reforço. Nos casos com reforço, uma vez que a trinca atingiu a interface, a mesma começou a se propagar horizontalmente, aumentando os deslocamentos sem acréscimos de carga (Figura 4.45b). Na etapa final do ensaio, o carregamento apresentou um segundo pico, até que ocorresse o colapso total do corpo de prova (Figura 4.45b).

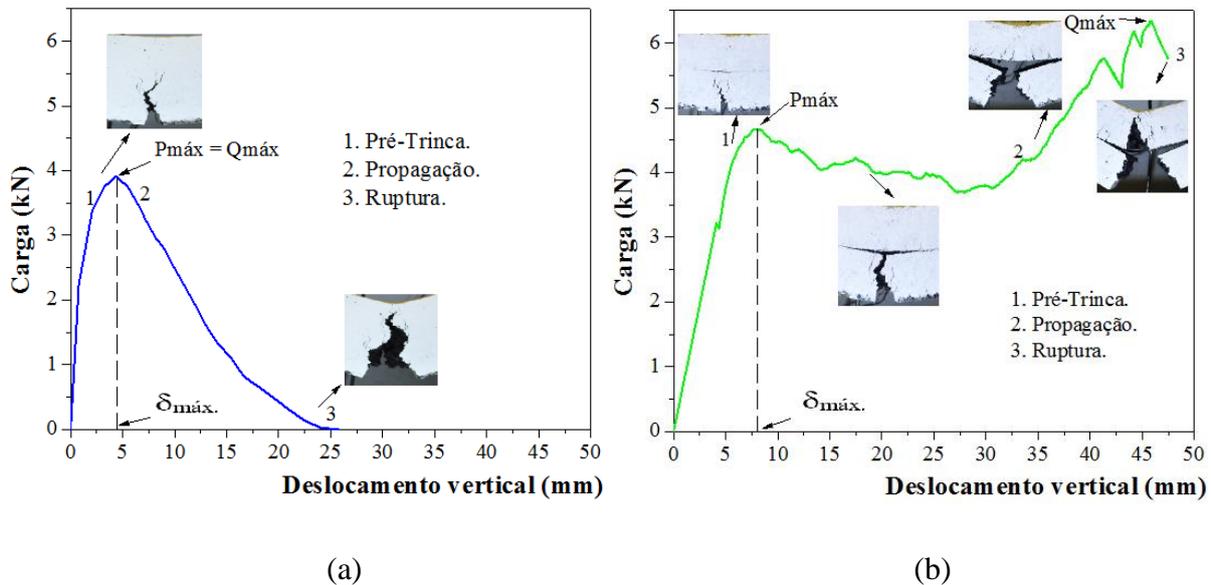


Figura 4.45 Etapas da propagação de trincas nos ensaios de resistência à tração na flexão: (a) corpos de prova sem reforço; (b) corpos de prova reforçados.

Dos dados dos ensaios foram obtidas as seguintes grandezas: $P_{máx}$ (carga suportada até a trinca atingir a interface), $\delta_{máx}$ (deslocamento vertical para $P_{máx}$) e $Q_{máx}$ (máximo carregamento suportado até a ruptura total da viga). Das informações de carga e deslocamento obtidas por meio da instrumentação, foram calculados os seguintes valores: PE (energia pré-fissuração), T (energia de fratura) e f_{ct} (resistência à tração na flexão). A energia pré-fissuração (PE) foi calculada como a área abaixo da curva com limites de integração iguais a 0 e $\delta_{máx}$. A energia de fratura (T) foi determinada como a área abaixo da curva com limites de integração iguais a zero e o deslocamento vertical total. A resistência à tração na flexão (f_{ct}) foi obtida em função das características geométricas dos corpos de prova, e o máximo carregamento suportado ($Q_{máx}$) foi determinado no momento em que ocorreu a ruptura total do corpo de prova.

Para facilitar a interpretação dos resultados, todos os cálculos foram divididos para os materiais do Grupo I e de forma separada para os materiais do Grupo II, e são apresentados a seguir.

4.5.1 Resultados dos ensaios - materiais do Grupo I

No caso dos materiais do Grupo I, a curva carga suportada *versus* deslocamento vertical (Figura 4.46) apresentou tendências similares às curvas obtidas por outros autores (Pasquini *et al.*, 2014; Romeo *et al.*, 2014; Canestrari *et al.*, 2015). As amostras de referência atingiram uma carga máxima e romperam rapidamente devido à propagação vertical da trinca (Figura 4.46).

Os corpos de prova reforçados apresentaram um desempenho superior ao obtido para as vigas sem reforço. De forma geral, a presença do geossintético conferiu às vigas construídas em CBUQ um comportamento mais dúctil, permitindo maiores níveis de deformação sem causar a ruptura total do corpo de prova (Figura 4.46). Posteriormente à ruptura da camada inferior do corpo de prova e à propagação das trincas de forma horizontal, ocorreu um segundo pico de carga ($Q_{m\acute{a}x}$) até que fosse registrada a quebra total do corpo de prova. Uma vez finalizado o ensaio, verificou-se que a ruptura final do corpo de prova não necessariamente gerou o rompimento do reforço.

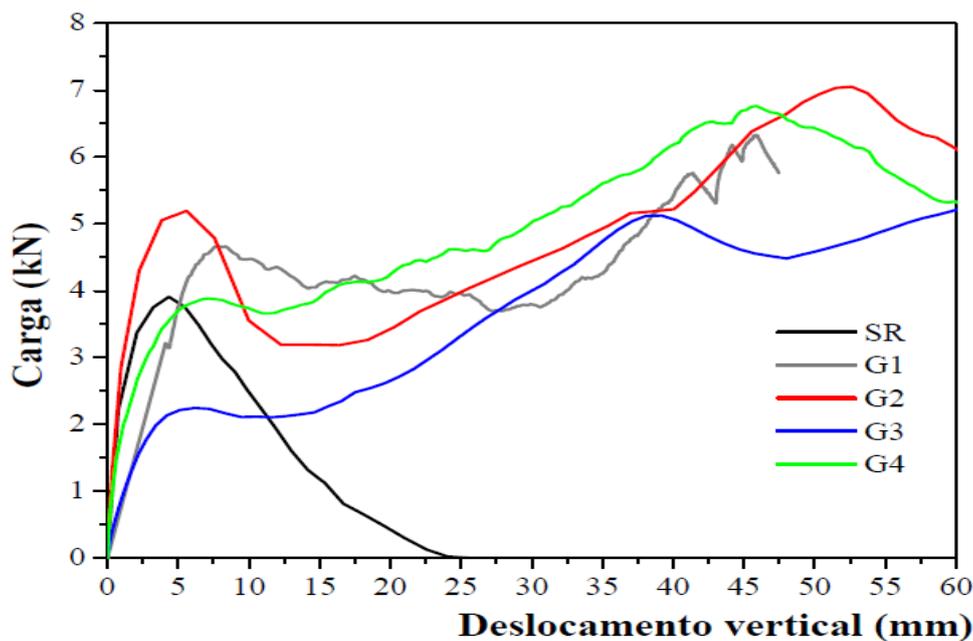


Figura 4.46 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do Grupo I.

Os resultados obtidos a partir do gráfico carga *versus* deslocamento vertical (Tabela 4.22) indicaram valores de $P_{m\acute{a}x}$ compreendidos entre 2,24 kN e 5,59 kN para os corpos de prova reforçados, enquanto que para as amostras de referência verificou-se um valor de 3,90 kN. Os valores de $P_{m\acute{a}x}$ representam a carga máxima quando ocorre a ruptura da camada inferior do corpo de prova. Ao comparar os resultados obtidos com os resultados apresentados por outros autores (Tabela 4.23), é possível concluir que os valores estão coerentes com a literatura

existente, confirmando o fato que o valor de $P_{m\acute{a}x}$ é independente da presença ou não do reforço, sendo função unicamente das propriedades da mistura asfáltica.

Tabela 4.22 Energias de pré-fissuração e de fratura – materiais do Grupo I.

Condição	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	PE (Nm)	T (Nm)
SR	3,90	4,35	8,48	44,8
G1	4,66	7,95	18,52	200,5
G2	5,59	5,19	14,51	333,0
G3	2,24	6,15	6,89	330,0
G4	3,85	7,60	14,63	335,0

Os resultados de energia de pré fissuração (PE), que dependem basicamente das propriedades mecânicas da mistura asfáltica, apresentaram, para os corpos de prova G1, G2 e G4, resultados superiores aos sugeridos na literatura (Tabela 4.23). Os resultados de energia de fratura (T), apresentados na Tabela 4.22, foram de 44,8 Nm para o ensaio de referência, e de valores compreendidos entre 200 Nm – 335 Nm para os reforços do Grupo I. Ao analisar os resultados, os valores obtidos para energia de fratura foram aproximadamente sete vezes maiores que os do ensaio de referência e, sendo assim, os resultados podem ser explicados em função da interação da mistura asfáltica com o reforço.

A resistência máxima à tração na flexão foi calculada com base na geometria dos corpos de prova e na carga máxima suportada até a ruptura total da viga ($Q_{m\acute{a}x}$). O resultado para o ensaio de referência foi de 2407 kPa e, para as amostras com reforço, variaram entre 1908 kPa e 2870 kPa (Tabela 4.24). Ao comparar os resultados da pesquisa com os apresentados por Fonseca (2015), pode-se concluir que os valores apresentados são similares entre as duas pesquisas, sendo que Fonseca (2015) obteve valores médios de resistência à tração na flexão de 2840 kPa.

Tabela 4.23 Valores de referência das propriedades mecânicas - ensaios de resistência à tração na flexão.

Autor	Condição	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	PE (Nm)	T (Nm)
Pasquini et al. (2014)	Sem reforço	5,31	2,01	6,36	14,19
	Geossintético	4,41 - 5,47	2,05 - 3,04	7,06 - 9,30	22,70 - 31,10
Canestrari et al. (2015)	Sem reforço	4,24	1,59	4,19	7,88
	Geossintético	4,77 - 4,79	1,74 - 1,75	5,01 - 5,61	16,00 - 44,66

Tabela 4.24 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão – materiais do Grupo I.

Tipo de reforço	Q _{máx} (N)	L (mm)	B (mm)	H (mm)	fct (kPa)
SR	3908,37	420,00	93,57	85,37	2407,39
G1	6331,56	420,00	94,76	108,36	2389,84
G2	7052,44	420,00	94,50	104,50	2870,28
G3	5276,30	420,00	102,08	106,67	1907,95
G4	6761,48	420,00	96,33	101,97	2835,38

4.5.2 Resultados dos ensaios – materiais do Grupo II

Os gráficos de carga *versus* deslocamento vertical para os ensaios de resistência à tração na flexão apresentaram tendências similares às obtidas para os materiais do grupo I. Os geossintéticos do grupo II apresentaram valores de P_{máx} para os ensaios com a presença de reforço entre 6,08 kN e 6,51 kN. Os valores obtidos foram coerentes com relação aos obtidos por outros autores (Tabela 4.4). Os corpos de prova reforçados, posteriormente à ruptura da camada inferior, apresentaram, da mesma forma que para os corpos de prova do grupo I, um aparente acréscimo de resistência final até que ocorresse a ruptura definitiva do corpo de prova (Figura 4.47). Na etapa posterior à ruptura da camada inferior fica evidente a contribuição gerada pela presença do reforço, atingindo-se um segundo pico de carga até que ocorra a ruptura definitiva do corpo de prova.

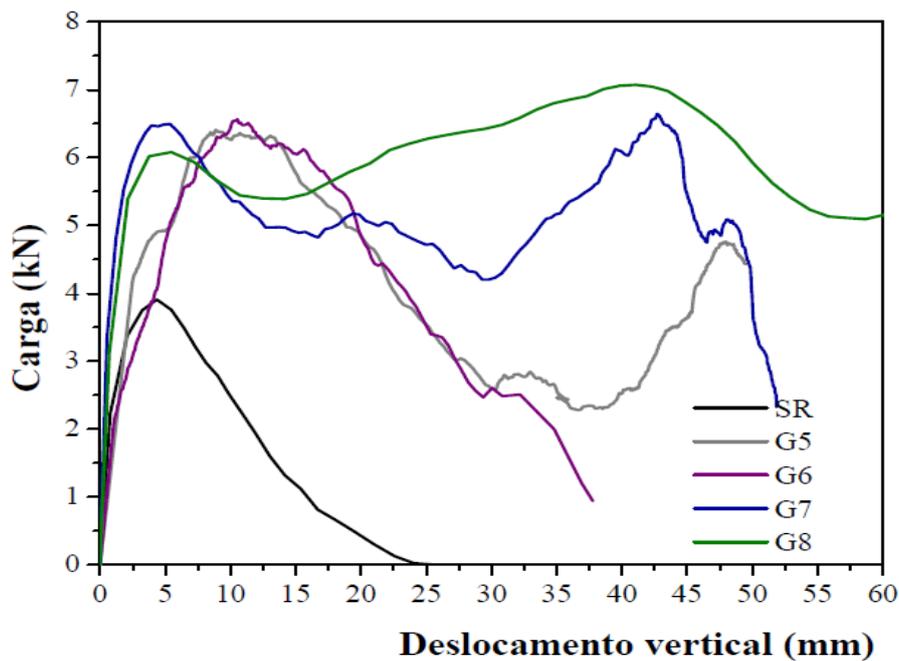


Figura 4.47 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do grupo II.

A energia de pré-fissuração obtida para os materiais do grupo II apresentou valores compreendidos entre 2,24 Nm e 16,53 Nm. Os resultados obtidos foram maiores em relação aos materiais do grupo I e também em relação aos valores obtidos por outros autores (Tabela 4.23). Resultados maiores de energia de pré-fissuração (PE) podem estar relacionadas à propriedades mecânicas superiores da mistura asfáltica constituinte da camada inferior do corpo de prova. Os resultados da energia de fratura (T) apresentaram valores até dez vezes superiores em relação aos corpos de prova de referência (Tabela 4.25).

Tabela 4.25 Energias de pré-fissuração e de fratura - materiais do Grupo II.

Condição	$P_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)	PE (Nm)	T (Nm)
SR	3,90	4,35	8,48	44,8
G5	6,29	11,86	37,30	201,0
G6	6,51	10,65	34,67	155,0
G7	6,50	5,36	17,42	267,0
G8	6,08	5,46	16,60	464,0

A resistência à tração na flexão (f_{ct}), para os materiais do grupo II (Tabela 4.26), apresentou valores similares aos obtidos para os materiais do grupo I e aos obtidos por Fonseca (2015).

Tabela 4.26 Resultados dos ensaios de resistência à tração na flexão - materiais do Grupo II.

Tipo de reforço	$Q_{m\acute{a}x}$ (N)	L (mm)	B (mm)	H (mm)	f_{ct} (kPa)
SR	3908,37	420,00	93,57	85,37	2407,39
G5	6409,72	420,00	93,87	105,48	2577,47
G6	6566,06	420,00	93,04	102,88	2800,64
G7	6644,22	420,00	89,21	102,09	3001,62
G8	7074,14	420,00	97,67	103,00	2867,49

Das diferentes propriedades mecânicas, obtidas a partir do ensaio de resistência à tração na flexão, a única que apresentou mudanças significativas e que permitiu visualizar o efeito benéfico da presença do reforço, foi a energia de fratura (T). Para efeito de comparação, os resultados de energia de fratura foram normalizados com relação ao valor obtido para o corpo de prova sem a presença de reforço (Figura 4.48). Os resultados obtidos indicaram contribuições compreendidas entre 3,5 e 10,4 vezes, que permitiram visualizar que,

posteriormente à ruptura da camada inferior do corpo de prova, ocorre um segundo pico de carga e acúmulo de energia adicional até que ocorra a ruptura final da viga.

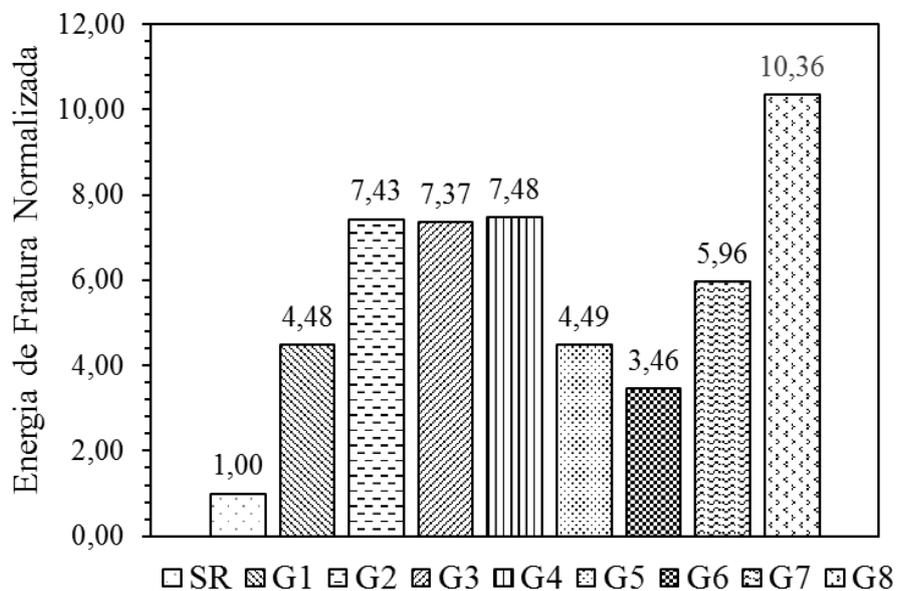


Figura 4.48 Energia de fratura (T) normalizada.

Os valores da energia de fratura normalizada obtidos para os corpos de prova com a presença do reforço sugerem que a vida útil da mistura numa situação real de serviço seria prolongada, com absorção das tensões advindas do tráfego e do clima, até apresentar uma ruptura definitiva do revestimento. As melhorias evidenciadas no desempenho da mistura asfáltica, devidas à presença do reforço, permitiriam realizar intervenções de manutenção e de reabilitação em intervalos de tempos maiores, obtendo-se assim pavimentos mais duráveis e com menores custos de manutenção.

4.6 ANÁLISE DA REFLEXÃO DE TRINCAS

Para a determinação do efeito gerado pela presença do reforço no fenômeno de propagação de trincas, foram realizados ensaios em corpos de prova prismáticos com trinca induzida nos modos de fratura I e II (Flexão e cisalhamento). A tensão aplicada foi de 560 kPa, numa frequência de 1 Hz, sendo o critério de finalização do ensaio o número de ciclos mínimo até a trinca induzida atingir a superfície do corpo de prova. No total foram utilizados oito tipos de reforços, divididos nos grupos I e II, além da amostra de referência. Para cada uma das condições de ensaio foram testados no mínimo cinco corpos de prova. Durante a realização dos ensaios foi utilizada instrumentação devidamente calibrada e ligada a um sistema de aquisição de dados.

Para a condição sem reforço (SR) com o trincamento por flexão, foi verificado que o ensaio terminou rapidamente, propagando-se a trinca de forma quase vertical (Figura 4.50 a).



Figura 4.49 Extração corpos de prova cilíndricos após a finalização do ensaio de reflexão de trincas.

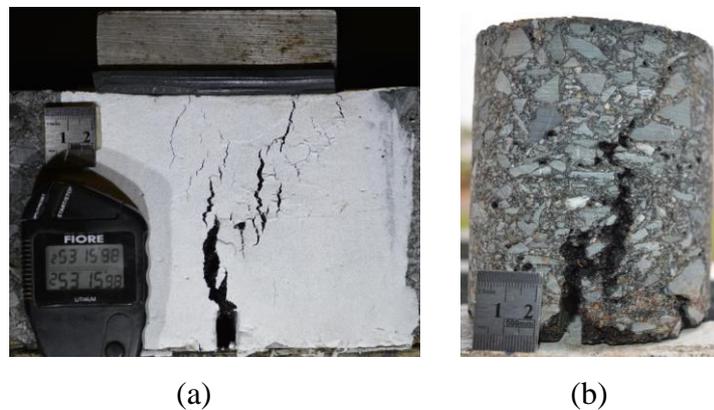


Figura 4.50 Ensaio de reflexão de trinca da viga sem reforço: (a) finalização do ensaio com trinca induzida na posição de flexão; (b) corpo de prova extraído.

Após à finalização do ensaio foi extraído um corpo de prova na região central, onde foi aplicado o carregamento, com o objetivo de visualizar a propagação da trinca no centro da viga. Do corpo de prova extraído, verificou-se que a trinca se propagou através da aragem asfáltica, contornando as partículas granulares sem resultar na quebra dos agregados graúdos (Figura 4.50b).

Os ensaios realizados nos corpos de prova sem a presença de reforço com trinca induzida na posição de cisalhamento, apresentaram a finalização do ensaio em um tempo menor em relação às amostras sem reforço com trincamento por flexão. Ao finalizar o ensaio foi observada uma propagação aproximadamente vertical da trinca induzida (Figura 4.51), diminuindo a intensidade do trincamento na camada superior do corpo de prova. Durante a realização do ensaio surgiram trincas por fadiga, de menor intensidade em relação à propagação da trinca induzida.

Os ensaios de reflexão de trincas realizados para os corpos de prova com a presença do reforço G1 precisaram um número de ciclos maior em relação às amostras de referência para que ocorresse a ruptura dos mesmos. A trinca induzida na camada inferior se propagou de forma rápida até que fosse atingido o reforço e, a partir desse momento, ocorreu uma mudança significativa na intensidade, na velocidade e direção da evolução das trincas. Na camada superior do corpo de prova, a abertura e a intensidade das trincas foi menor, ocorrendo também diminuição na velocidade de propagação das mesmas e mudança na direção de propagação, contornando as partículas graúdas (Figura 4.52). Durante a realização dos ensaios ficou evidente o aparecimento de trincas secundárias nas condições de flexão e de cisalhamento (Figura 4.52), as quais contribuíram para ruptura final do corpo de prova.



Figura 4.51 Finalização do ensaio de reflexão de trinca sem reforço com trincamento por cisalhamento.

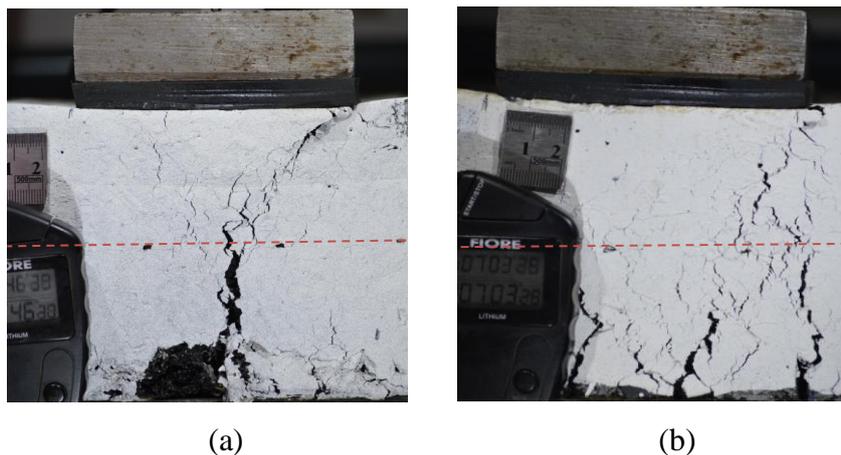


Figura 4.52 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G1: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

Com a avaliação da reflexão de trincas nas vigas com o reforço G2, nas condições de flexão e cisalhamento (Figura 4.53), evidenciou-se o aparecimento de trincas no sentido horizontal, perpendiculares à direção das trincas propagadas. O aparecimento das trincas horizontais

consiste em uma manifestação típica de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos, que provoca o aumento nas tensões de cisalhamento na interface, o descolamento das camadas e o aparecimento de trincas de menor intensidade por efeito da fadiga (Figura 4.53).

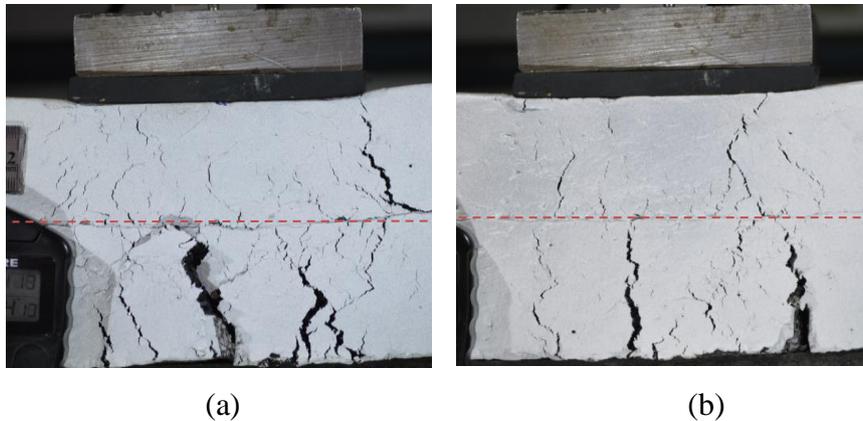


Figura 4.53 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G2: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

Os ensaios realizados em corpos de prova reforçados com o geossintético G3 resultaram em comportamento similar ao obtido para os reforços 1 e 2. Nas condições de ensaio estudadas, não ficou evidente o aparecimento de trincas no sentido horizontal (Figura 4.54). Durante a realização dos ensaios, verificou-se o aparecimento de trincas oriundas da fadiga da mistura asfáltica, começando na camada inferior e se propagando até a interface, onde o avanço da evolução das trincas foi impedido. As trincas que determinaram a finalização do ensaio foram aquelas originadas pelo puncionamento ocasionado pela placa de aplicação de carregamento (Figura 4.54).

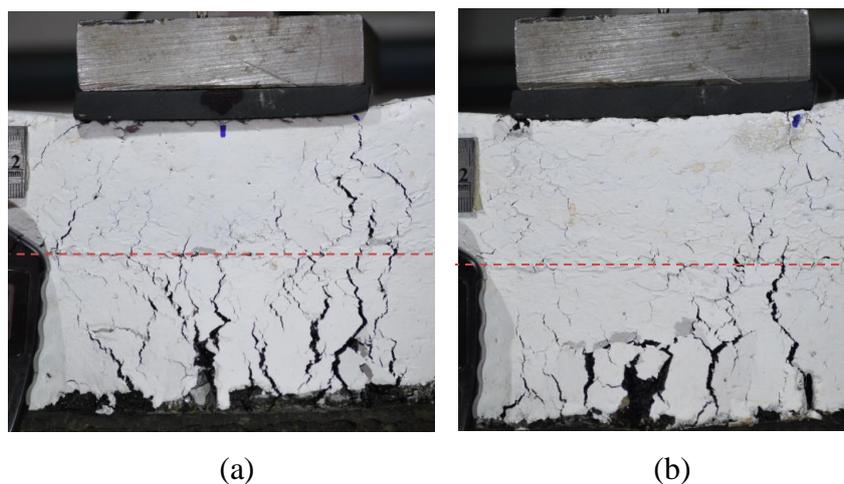


Figura 4.54 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G3: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

Os corpos de prova reforçados com o geossintético G4 apresentaram um comportamento similar com o reforço G3 em relação à propagação de trincas. Na condição de flexão, ocorreu uma propagação do trincamento a partir da trinca induzida na camada inferior até a interface, onde ocorreu mudança de intensidade e de direção (Figura 4.55). Nas camadas inferior e superior foram evidenciadas trincas secundárias de fadiga, com o posterior aparecimento de trincas geradas pelo puncionamento da placa de aplicação do carregamento, definindo a finalização do ensaio (Figura 4.55b).

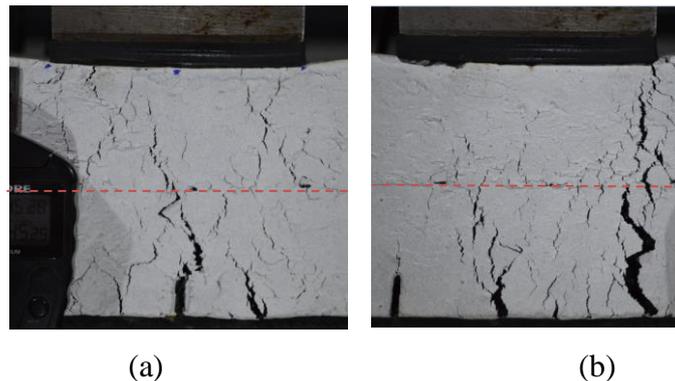


Figura 4.55 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G4: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

A propagação de trincas para os corpos de prova reforçados com o geossintético G5 (fibra de vidro) se comportou de forma diferente em relação à propagação observada no caso dos geossintéticos do grupo I (G1, G2, G3, G4). As trincas induzidas se propagaram da camada inferior até a interface (Figura 4.56), onde mudaram de direção, sem reduzir consideravelmente sua intensidade. É importante destacar que os geossintéticos do grupo I corresponderam a geogrelhas e a geocompostos fabricados em poliéster e em Polyvinyl alcohol, enquanto que os materiais do grupo II corresponderam a geocompostos e a geogrelhas fabricados em fibra de vidro e em Poliéster. Os reforços G7 e G8 apresentaram um tratamento com um polímero termo-sensível. O reforço G5 correspondeu a um geocomposto fabricado em formato de geotêxtil, que apesar de ter retardado a velocidade de propagação, não diminuiu a intensidade das trincas (Figura 4.56).

Os corpos de prova reforçados com o geossintético G6 apresentaram um comportamento similar ao comportamento observado com o reforço G5. Os dois materiais apresentam propriedades similares em relação à estrutura, ao formato e à composição, entretanto apresentam propriedades mecânicas e gramatura distintas. O reforço G6 é um material com maior rigidez secante, maior resistência à tração e maior gramatura. Nas imagens obtidas após a finalização do ensaio, pode-se observar que a trinca propagada durante o ensaio à flexão não

mudou de direção e não diminuiu a sua intensidade (Figura 4.57a). No caso do ensaio realizado na condição de cisalhamento, a trinca refletida mudou levemente de direção, sem, no entanto, diminuir a intensidade na camada superior do corpo de prova (Figura 4.57b).

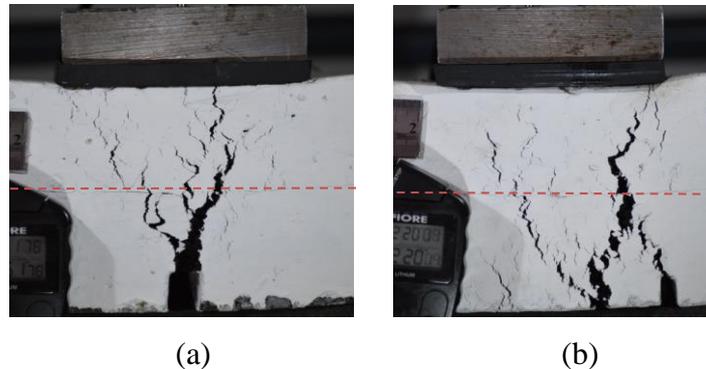


Figura 4.56 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G5: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

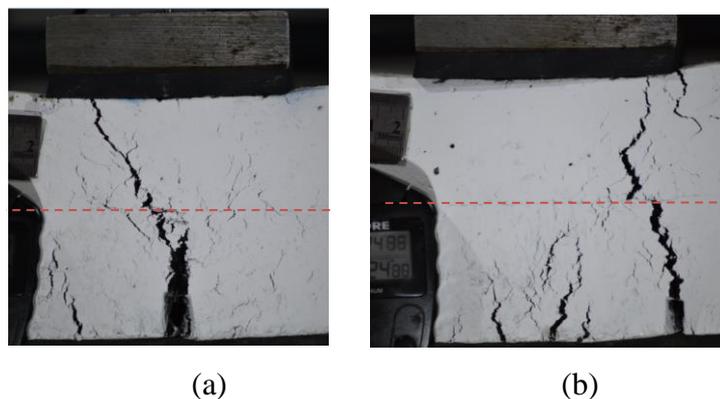


Figura 4.57 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G6: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

Os corpos de prova reforçados com o geossintético G7, avaliados nas condições de flexão e de cisalhamento, apresentaram reduções significativas na velocidade de trincamento e na intensidade da trinca refletida (Figura 4.58). Nas condições avaliadas, a trinca induzida se refletiu na camada inferior com uma intensidade considerável e, uma vez que atingiu o reforço, diminuiu a intensidade e a direção de propagação. Ficou evidente também o surgimento de trincas por fadiga que, junto com o efeito de puncionamento gerado pela placa de aplicação do carregamento, determinaram a finalização do ensaio (Figura 4.58).

Os ensaios realizados com os corpos de prova reforçados com o geossintético G8 apresentaram um comportamento similar ao observado no caso do reforço G7. Os dois materiais são similares em suas estruturas, nas composições químicas e nas propriedades físicas, ocorrendo apenas

alterações das propriedades mecânicas, uma vez que o reforço G8 apresenta maior rigidez e maior resistência à tração. Ao finalizar os ensaios verificou-se que as trincas induzidas na camada inferior não se propagaram para a camada superior, sendo estabelecido como critério de finalização do ensaio o momento em que a trinca gerada pela punção da placa de aplicação de carga atingiu a interface geossintético – CBUQ (Figura 4.59).

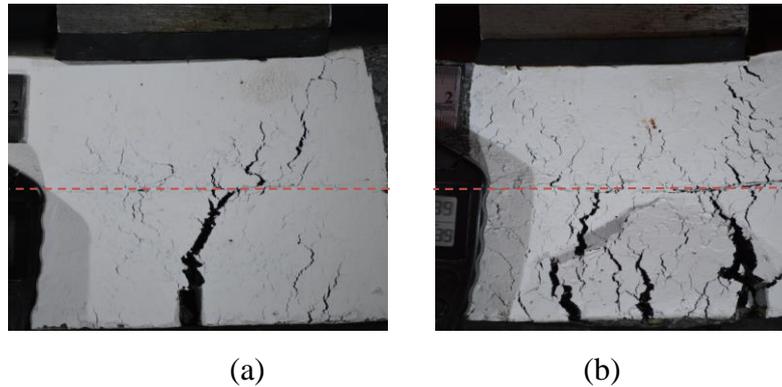


Figura 4.58 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G7: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

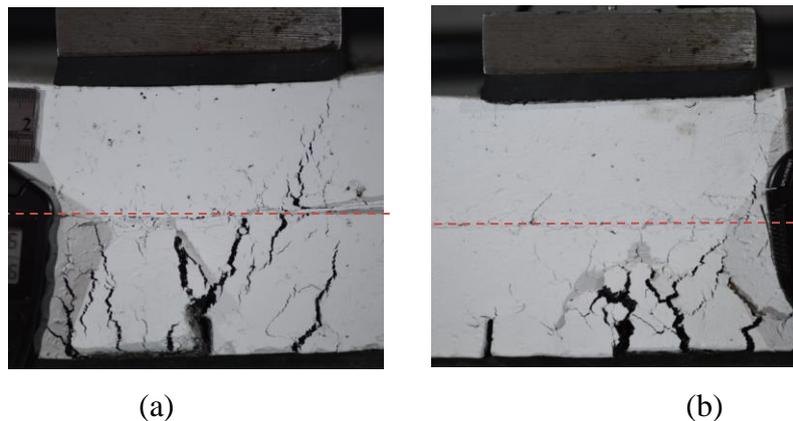


Figura 4.59 Finalização do ensaio de reflexão de trincas - reforço G8: (a) trincamento por flexão; (b) trincamento por cisalhamento.

4.6.1 Fatores de eficiência

Para determinar o fator de eficiência da presença do reforço na mistura asfáltica foi necessária a determinação do número mínimo de ciclos para que a trinca induzida na camada inferior atingisse a superfície do corpo de prova. O fator de eficiência foi calculado de forma separada para os materiais dos grupos I e II, normalizando os valores obtidos para cada condição de ensaio com relação ao ensaio de referência. A seguir estão apresentados os números de ciclos necessários para a finalização dos ensaios e seus respectivos fatores de eficiência.

Materiais do Grupo I

Os corpos de prova reforçados com os geossintéticos do grupo I, avaliados na condição de ensaio de trinca induzida por flexão, precisaram de um número de ciclos compreendido entre 13.788 e 16.637 para que a trinca induzida atingisse a superfície do corpo de prova (Tabela 4.27). Ao normalizar o número de ciclos obtido para cada condição de ensaio em relação à amostra referência, foram obtidos fatores de eficiência compreendidos entre 1,35 e 1,73.

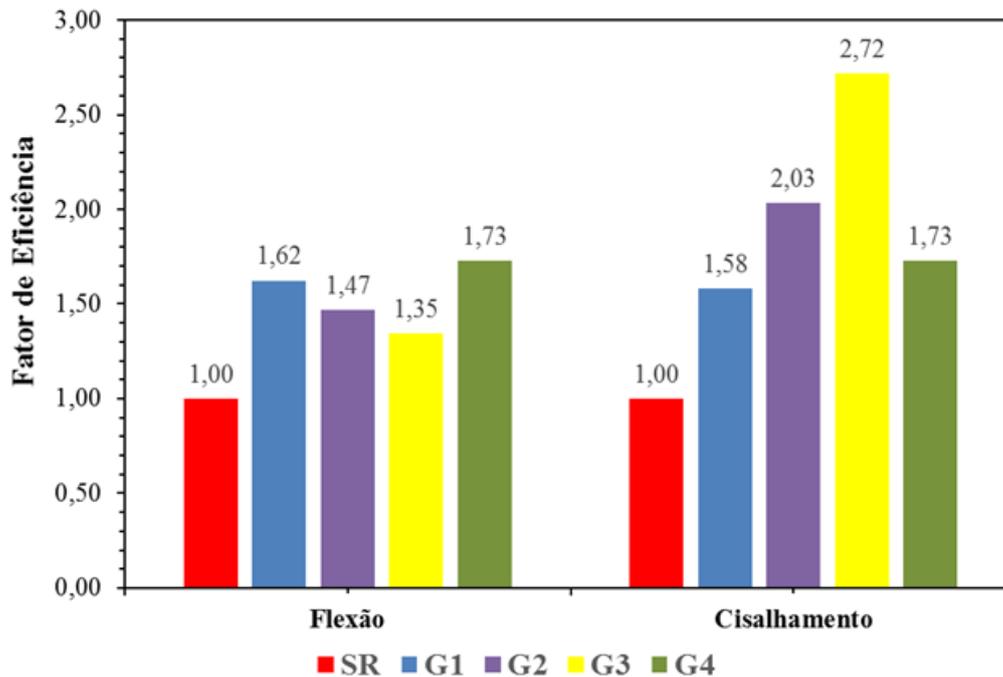


Figura 4.60 Fatores de eficiência dos materiais do Grupo I.

Tabela 4.27 Número de ciclos necessários para a finalização dos ensaios - materiais do Grupo I.

Condição	Tipo de amostra	Número de Ciclos (N)	Fator de Eficiência
Flexão	SR	10246	1,00
	G1	16637	1,62
	G2	15030	1,47
	G3	13788	1,35
	G4	17685	1,73
Cisalhamento	SR	3085	1,00
	G1	4886	1,58
	G2	6268	2,03
	G3	8382	2,72
	G4	5337	1,73

O menor valor foi obtido para o reforço G3 e o maior valor foi obtido para o G4 (Figura 4.60). Para os ensaios realizados na condição da trinca induzida por cisalhamento, o número de ciclos necessários para a finalização do ensaio ficou compreendido entre 4886 e 8382, o que representa uma condição de ensaio muito mais severa em relação à condição de flexão (Tabela 4.27). Os fatores de eficiência para os reforços do Grupo I, com a trinca induzida em condição de flexão, variaram entre 1,58 e 2,72, sendo o menor valor obtido para o reforço G1 e o maior valor obtido para o reforço G3.

Materiais do Grupo II

Os materiais do Grupo II, avaliados na condição da trinca induzida por flexão, precisaram de um número de ciclos compreendido entre 16.800 e 18.586 (Tabela 4.28), representando fatores de eficiência de 1,64 a 1,81 (Figura 4.61). O menor valor foi obtido para o reforço G5 e o maior para o reforço G8. Na condição de cisalhamento, o número de ciclos variou entre 5.090 e 12.483 (Tabela 4.28), representando fatores de eficiência de 1,65 a 4,05 (Figura 4.61), obtidos para os materiais G5 e G8.

Tabela 4.28 Número de ciclos necessários para a finalização dos ensaios – materiais do Grupo II.

Condição	Tipo de amostra	Número de Ciclos (N)	Fator de Eficiência
Flexão	SR	10246	1,00
	G5	16800	1,64
	G6	17220	1,68
	G7	17395	1,70
	G8	18586	1,81
Cisalhamento	SR	3085	1,00
	G5	5090	1,65
	G6	5160	1,67
	G7	11545	3,74
	G8	12483	4,05

Ao comparar os fatores de eficiência obtidos nas condições da trinca induzida por flexão e cisalhamento, no caso dos materiais dos grupos I e II, foi possível verificar que o maior fator de eficiência foi obtido para o reforço G8, avaliado na condição de cisalhamento. É importante destacar o reforço G8 se trata de uma geogrelha fabricada em fibra de vidro, poliéster e recobrimento polimérico termo - sensível. Entre as principais propriedades mecânicas, destaca-

se uma rigidez secante de 2465 kN/m, avaliada a 1% de deformação, 63 kN/m de resistência à tração e uma razão de área sólida de 0,62.

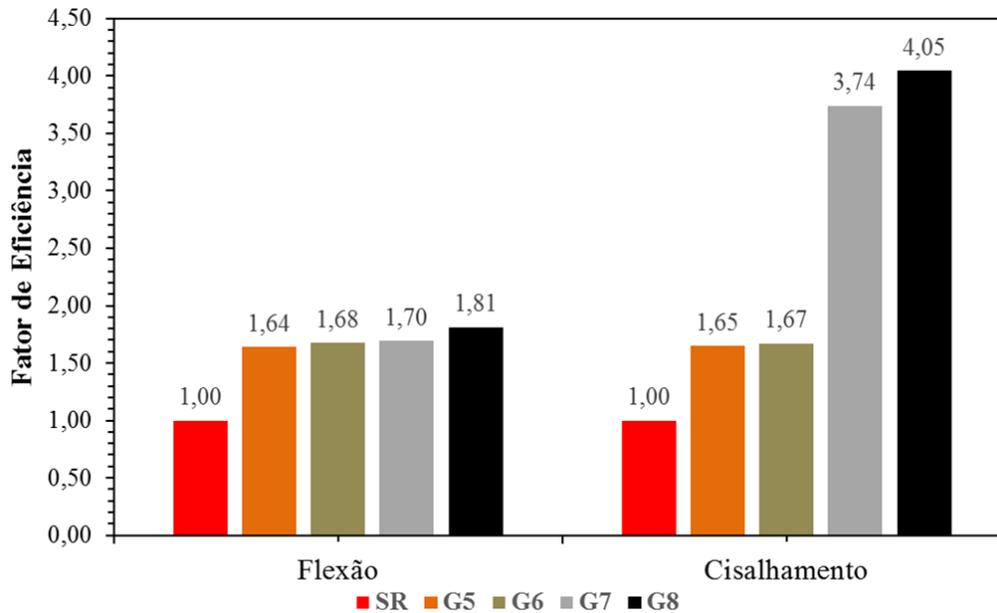


Figura 4.61 Fatores de eficiência - materiais Grupo II.

4.6.2 Vida de fadiga

Conforme Rodrigues & Ceratti (2015), o dimensionamento de revestimentos asfálticos reforçados com geossintéticos deve ser analisado em termos de previsão da vida de reflexão de trincas, devendo-se considerar três situações distintas de aplicação do carregamento: um pulso de tração na flexão e dois pulsos de cisalhamento ao longo do plano da trinca.

O consumo por fadiga, produzido pela passagem de uma carga de roda, é dado por:

$$cf_1 = \frac{1}{N_f} + \frac{1}{N_c} \quad (4.1)$$

Onde N_f e N_c são, respectivamente, o número de ciclos de carga capaz de, isoladamente, produzir a propagação da trinca nos modos de flexão e cisalhamento. No caso de revestimentos com geossintéticos, a equação 4.2 deverá ser reescrita da seguinte maneira:

$$cf_1 = \frac{1}{F_f N_f} + \frac{2}{F_c N_c} \quad (4.2)$$

Sendo que F_f e F_c são os fatores de incremento da resistência resultantes da inserção do geossintético. Na Tabela 4.29 estão apresentados valores típicos dos parâmetros F_f e F_c .

Tabela 4.29 Fatores de incremento da resistência à reflexão de trincas.

Geossintético	F_f	F_c
Geotêxtil	1,7 – 7,0	1,3 – 1,5
Geogrelha polimérica	3,0 – 8,0	3,0 – 3,6

O número de passagens de carga de roda, capaz de levar a camada asfáltica ao final da sua vida por reflexão de trincas é determinado pela seguinte equação (4.3):

$$N_o = \frac{1}{cf_1} \quad (4.3)$$

Para os cálculos da presente pesquisa foram utilizados fatores de incremento da resistência à reflexão de trincas (Tabela 4.29), de 7,0 (F_f) e 1,5 (F_c) para os geotêxtil e de 8,0 (F_f) e 3,6 (F_c) para as geogrelhas.

A seguir são apresentados os valores de vida de fadiga para os reforços estudados na presente pesquisa.

Materiais do Grupo I

Os geossintéticos do grupo I apresentaram vida de fadiga (N_o) compreendida entre 8,25E+03 e 1,33E+04 (Figura 4.62). O menor valor da vida de fadiga foi obtido para o reforço G1, enquanto que o maior valor foi obtido para o reforço G3, sendo importante destacar que o reforço G3 corresponde a uma geogrelha fabricada em poliéster, usada geralmente em aplicações de reforço de camadas de base granular de estruturas de pavimento flexível.

Tabela 4.30 Cálculo da vida de fadiga - geossintéticos Grupo I.

Reforço	Número de ciclos flexão - N_f (N)	Número de ciclos cisalhamento - N_c (N)	Consumo por Fadiga (cf_1)	Vida de Fadiga (N_o)	Vida de Fadiga Normalizada
SR	10246	3085	7,46E-04	1,34E+03	1
G1	16637	4886	1,21E-04	8,25E+03	6
G2	15030	6268	9,70E-05	1,03E+04	8
G3	13788	8382	7,53E-05	1,33E+04	10
G4	17685	5337	1,11E-04	9,00E+03	7

Ao normalizar os resultados de vida de fadiga (N_0) dos ensaios realizados com os corpos de prova reforçados em relação com os ensaios de referência, verificou-se que a presença do reforço aumentou entre 6 – 10 vezes a vida de fadiga da mistura asfáltica.

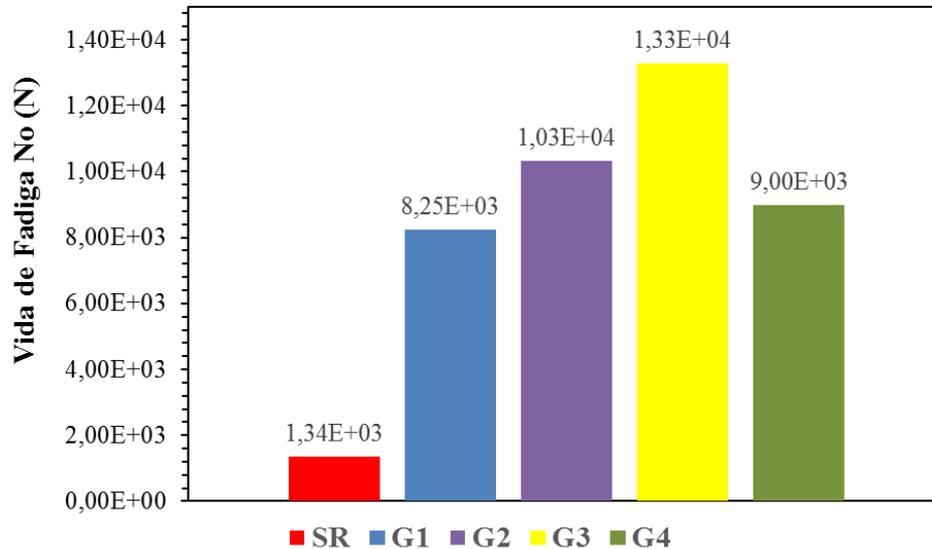


Figura 4.62 Vida de fadiga - geossintéticos Grupo I.

Materiais do Grupo II

A vida de fadiga dos corpos de prova reforçados com os geossintéticos do grupo II resultou em valores compreendidos entre $3,70E+03$ e $1,95E+04$ (Figura 4.63). O menor valor foi obtido para o reforço G5 e o maior valor para o reforço G8. Ao normalizar os resultados obtidos em relação ao ensaio de referência, foram obtidos valores compreendidos entre 3 e 15 (Tabela 4.31), o que significa que a presença do reforço aumentou em até 15 vezes a vida de fadiga da mistura asfáltica. Ao comparar os valores normalizados de vida de fadiga entre os materiais do grupo I e II, verificou-se que os mesmos estão compreendidos entre 3 e 15 vezes o valor de referência. Os menores valores foram obtidos para os reforços G5 e G6 (Tabela 4.31), os quais corresponderam a geocompostos fabricados em poliéster e fibra de vidro em formato de geotêxtil. Os valores de aumento de vida de fadiga encontram-se compreendidos entre 6 e 10 para os reforços do grupo I (Tabela 4.30), já os maiores valores de vida de fadiga (13 e 15) foram obtidos para os reforços G7 e G8, que corresponderam a geogrelhas fabricadas em fibra de vidro com recobrimento polimérico termo - sensível. De forma geral, os reforços G7 e G8 apresentaram propriedades muito similares em relação às propriedades físicas. Por outro lado, com relação às propriedades mecânicas, o reforço G8 apresentou rigidez secante e resistência à tração superiores às apresentadas pelo reforço G7.

Tabela 4.31 Cálculo da vida de fadiga - geossintéticos Grupo II.

Reforço	Número de ciclos flexão - Nf (N)	Número de ciclos cisalhamento - Nc (N)	Consumo por Fadiga (cf1)	Vida de Fadiga (No)	Vida de Fadiga Normalizada
SR	10246	3085	7,46E-04	1,34E+03	1
G5	16800	5090	2,70E-04	3,70E+03	3
G6	17220	5160	2,67E-04	3,75E+03	3
G7	17395	11545	5,53E-05	1,81E+04	13
G8	18586	12483	5,12E-05	1,95E+04	15

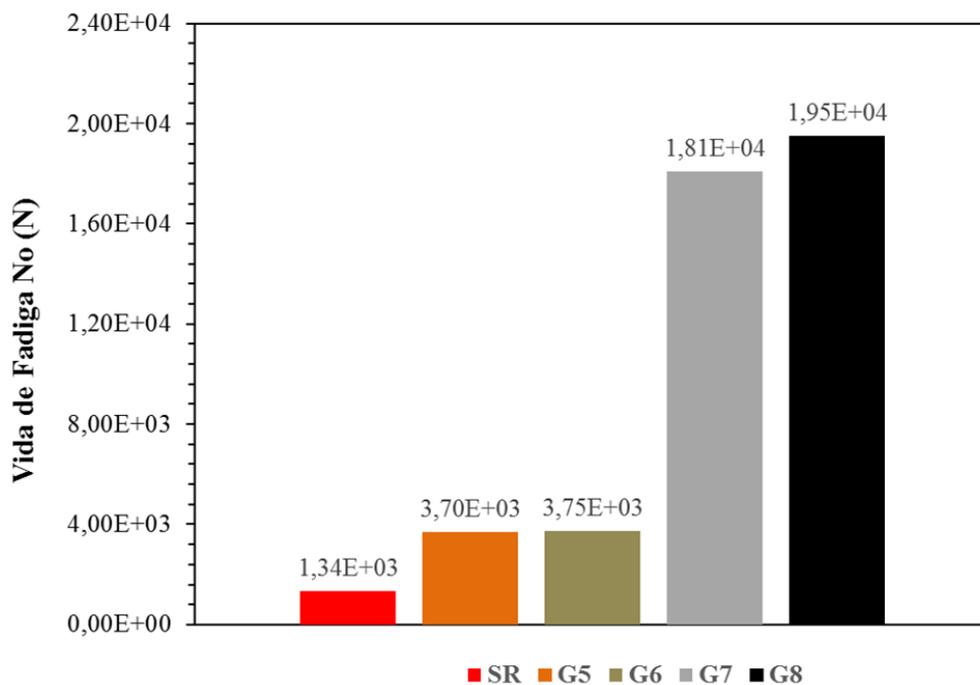


Figura 4.63 Vida de fadiga - geossintéticos Grupo II.

4.6.3 Velocidade de propagação de trincas

A velocidade de propagação das trincas, para cada uma das condições de ensaio, foi determinada por meio da análise fotogramétrica das imagens obtidas ao longo da realização dos ensaios, estabelecendo a altura da trinca em escala real e seu tempo correspondente. De forma geral, verificou-se que a trinca induzida por cisalhamento impõe uma condição de ensaio muito mais rigorosa nos corpos de prova, apresentando ruptura em uma velocidade maior em comparação com as trincas induzidas por flexão.

Materiais do Grupo I

Os gráficos de comprimento de trinca *versus* ciclos de carga, para as condições da trinca induzida em flexão e cisalhamento (Figuras 4.64 e 4.65) apresentaram tendências similares para as diferentes configurações estudadas. Para o primeiro ciclo de carga, a trinca apresentou um comprimento de 15 mm, o que representa a altura da trinca induzida no corpo de prova. Ao começar a aplicação do carregamento foi identificada uma rápida propagação vertical até que fosse atingida a interface, momento em que as diferentes curvas apresentaram inclinações menores em comparação com a etapa inicial de trincamento (Figura 4.64).

Na condição de flexão, o ensaio de referência foi finalizado após a aplicação de 10.246 ciclos de carga, enquanto que com a presença do reforço o máximo número de ciclos foi de 17.685 (G4) (Figura 4.64). A determinação da velocidade de trincamento consistiu na determinação da média ponderada das inclinações do gráfico: comprimento de trinca *versus* ciclos de carga (Figura 4.66). Na condição de flexão a velocidade de trincamento para as amostras sem reforço foi de 52E-04 mm/ciclo, já com a presença do reforço a velocidade de trincamento variou entre 32E-04 mm/ciclo a 42E-04 mm/ciclo (Figura 4.66), apresentando o menor valor para o reforço G3 e o maior valor para o reforço G4. Ao se normalizar os resultados obtidos para cada um dos tipos de reforços em relação aos ensaios de referência (SR) (Tabela 4.32), ficaram evidentes reduções nas velocidades de trincamento compreendidas entre 21% e 38%, fato que confirma os benefícios da instalação de geossintéticos em misturas asfálticas com o intuito de aumentar a vida útil do revestimento.

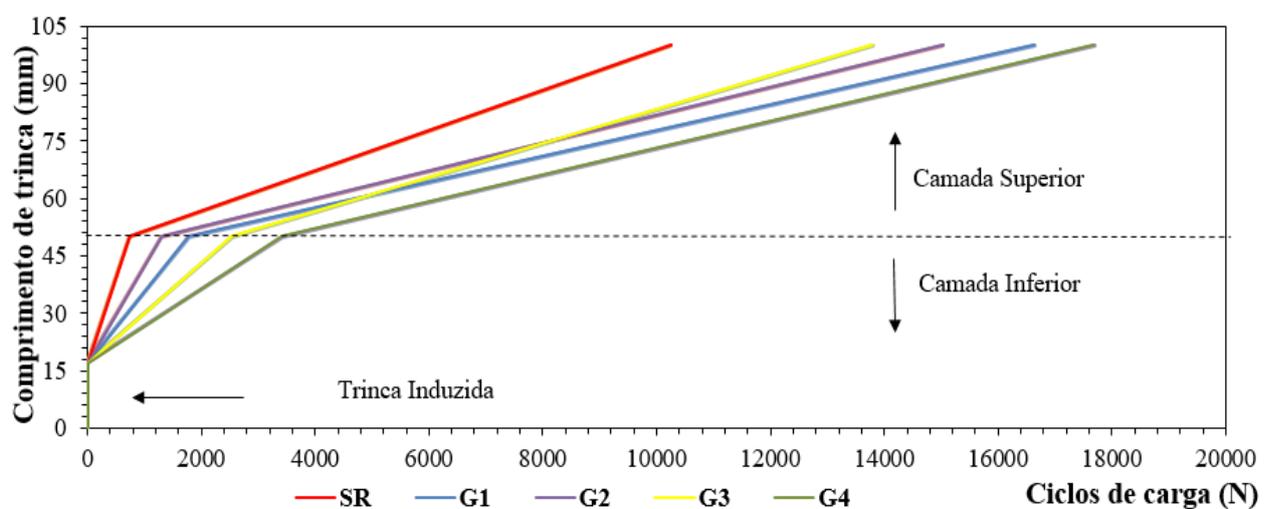


Figura 4.64 Comprimento de trinca versus ciclos de carga - Grupo I - trinca induzida por flexão.

Nos ensaios realizados em corpos de prova com trinca induzida por cisalhamento o número de ciclos necessário foi menor em comparação com os ensaios em condição de trinca por flexão. No caso do ensaio sem reforço, o número de ciclos necessários para finalização do ensaio foi de 3.085, enquanto que para os corpos de prova reforçados a faixa de valores ficou compreendida entre 4.886 ciclos e 8.382 ciclos, sendo o menor valor observado para o reforço G1 e o maior para o reforço G3, como mostrado na Figura 4.65. A velocidade de trincamento dos corpos de prova de referência foi de $185E-4$ mm/ciclo. Com a presença de reforço, as velocidades de trincamento variaram em um intervalo de $68E-4$ mm/ciclo a 117 mm/ciclo, verificando-se o menor valor para o reforço G3 e o maior valor para o reforço G1 (Figura 4.66). Ao comparar a velocidade de trincamento em condição de cisalhamento com a condição de flexão, para o corpo de prova sem reforço, foi evidenciada uma condição mais rigorosa da avaliação do material.

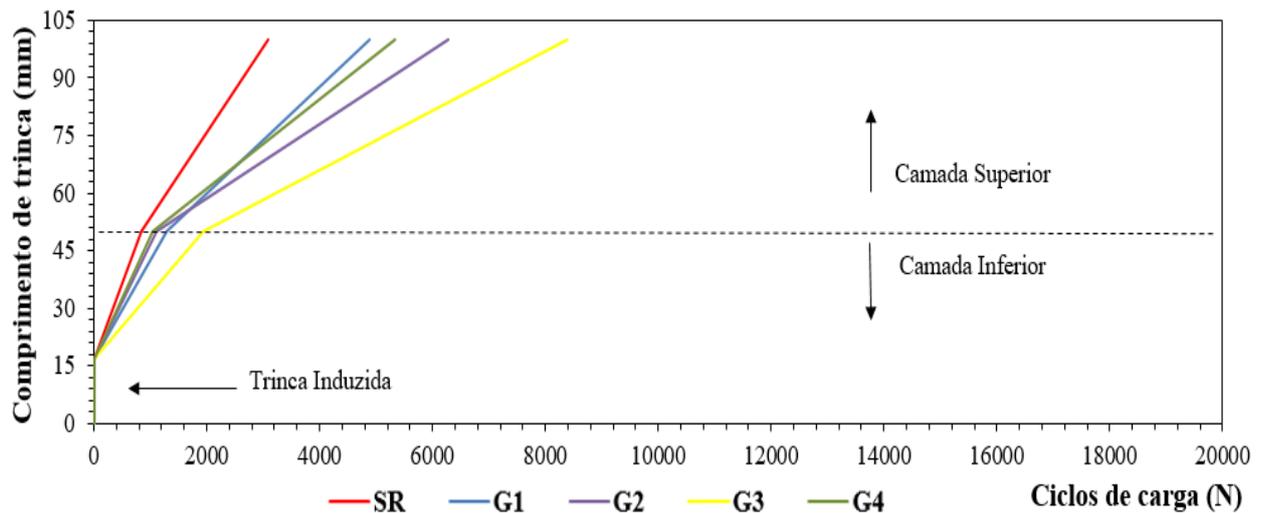


Figura 4.65 Comprimento de trinca versus ciclos de carga – materiais do Grupo I - trinca induzida por cisalhamento.

Ao se normalizar as velocidades de trincamento obtidas para cada um dos tipos de reforço pelo resultado do ensaio referência (Tabela 4.32), podem ser observadas reduções na velocidade de trincamento compreendidas entre 37% e 63%, sendo a menor redução observada para o reforço G1 e a maior diminuição para o reforço G3.

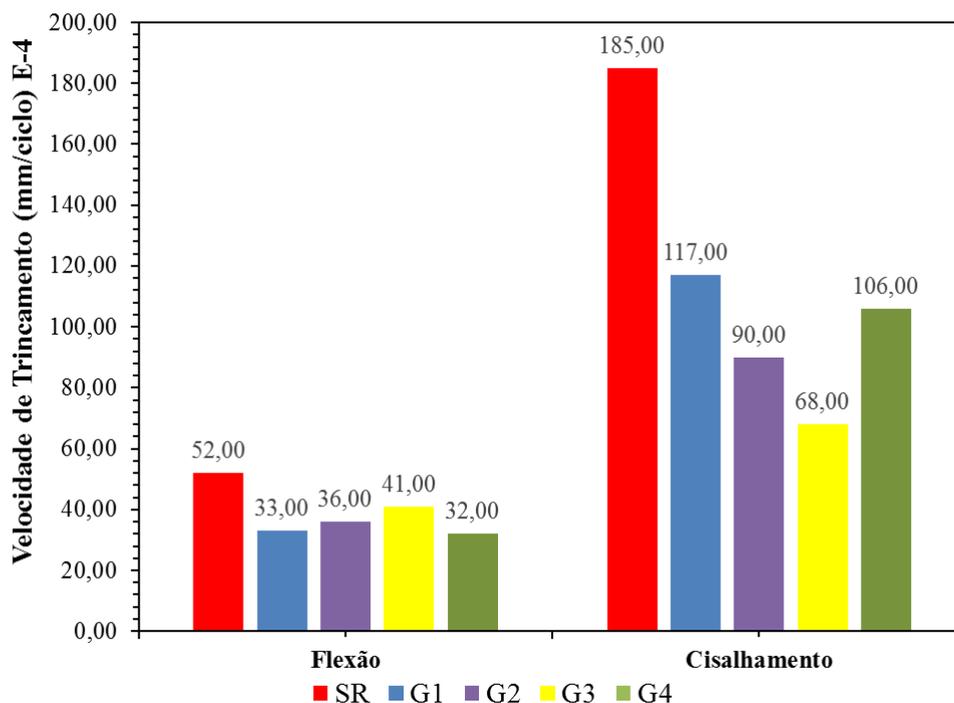


Figura 4.66 Velocidade de trincamento - materiais do grupo I.

Tabela 4.32 Velocidade de trincamento normalizada – materiais do grupo I.

Condição	Tipo de amostra	Velocidade trincamento (mm/Ciclo) E-4	Velocidade Normalizada
Flexão	SR	52	1,00
	G1	33	0,63
	G2	36	0,69
	G3	41	0,79
	G4	32	0,62
Cisalhamento	SR	185	1,00
	G1	117	0,63
	G2	90	0,49
	G3	68	0,37
	G4	106	0,57

Materiais do Grupo II

De forma geral, os gráficos de comprimento de trinca *versus* ciclos de carga, para os geossintéticos do grupo II, resultaram em comportamento similar ao observado pelos materiais do grupo I. Na condição de flexão foi necessária a aplicação de 10.246 ciclos de carga para que fosse atingido o critério de finalização do ensaio sem reforço, entretanto, os ensaios com reforço precisaram de uma faixa de valores compreendidas entre 16.800 – 18.586 ciclos para a

finalização do ensaio (Figura 4.67). O menor número de ciclos foi aplicado para o reforço G5 e o maior valor foi para o reforço G8.

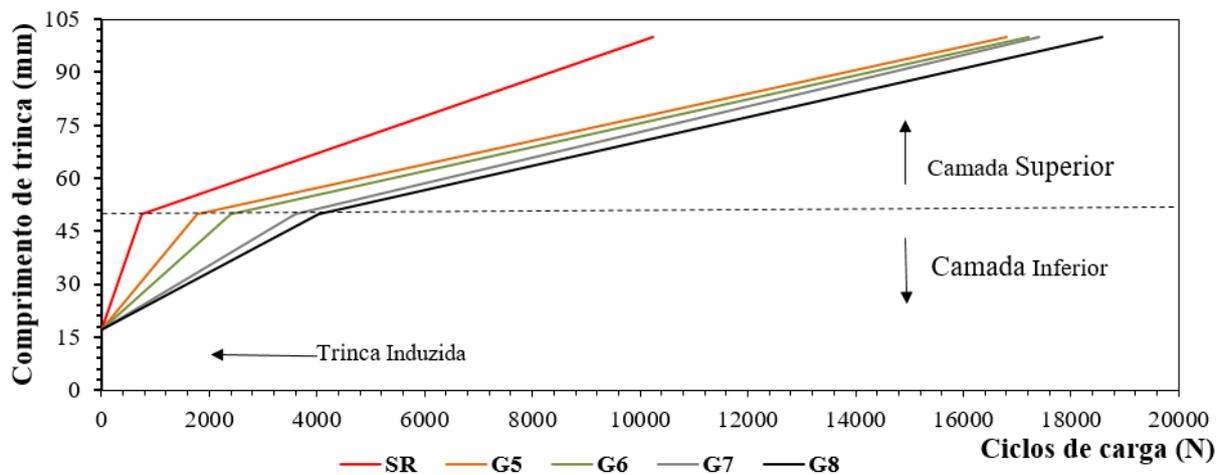


Figura 4.67 Comprimento de trinca versus ciclos de carga – materiais do Grupo II – trinca induzida por flexão.

As velocidades de trincamento, para a condição de flexão, foram de $52E-04$ mm/ciclo no caso da amostra sem reforço e em média de $32E-04$ mm/ciclos para as amostras com reforço (Figura 4.69). Os geossintéticos do grupo II, ao serem avaliados na condição de flexão, não apresentaram variações significativas na velocidade de trincamento, e, mesmo nos materiais com propriedades físicas, mecânicas e com formatos diferentes, a resposta foi a mesma. Ao normalizar os resultados obtidos para cada tipo de reforço em relação à velocidade da condição sem reforço (Tabela 4.33), verificou-se que os materiais do grupo II provocaram uma redução de 40% da velocidade de trincamento.

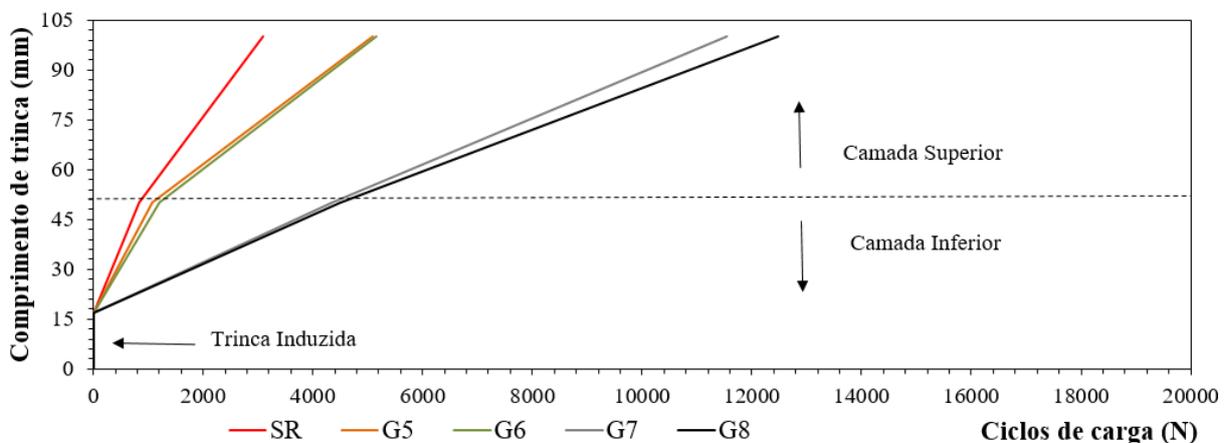


Figura 4.68 Comprimento de trinca versus ciclos de carga - materiais do Grupo II – trinca induzida por cisalhamento.

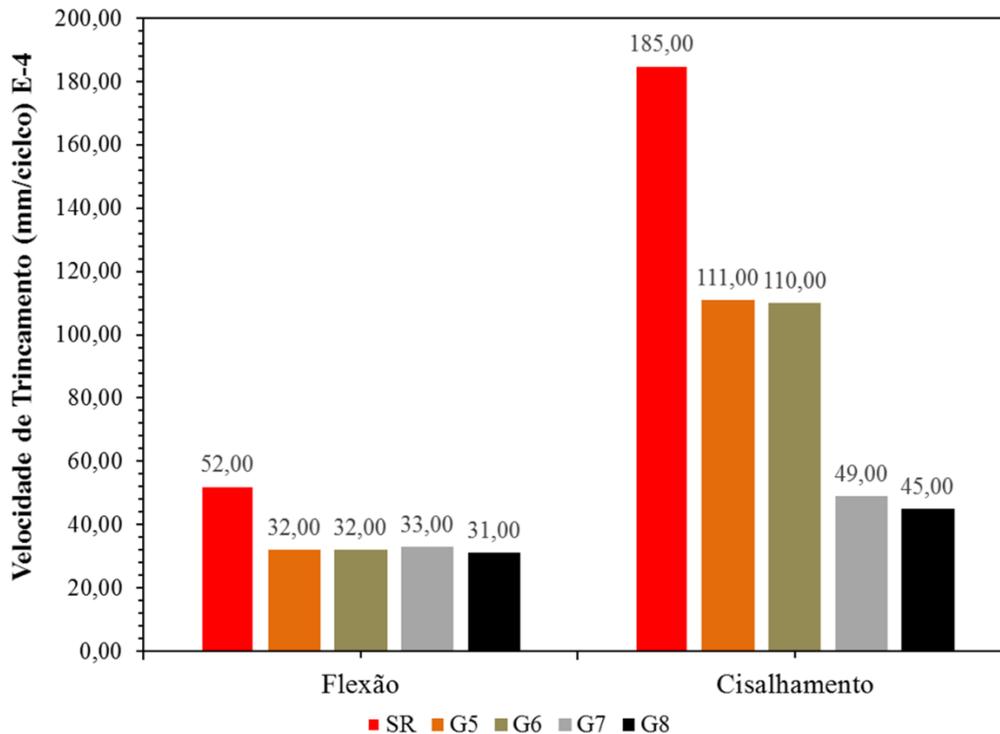


Figura 4.69 Velocidade de trincamento – materiais do Grupo II.

Os geossintéticos do grupo II, avaliados na condição de trinca induzida por cisalhamento, precisaram de 3.085 ciclos de carga para a finalização do ensaio sem reforço. Em média, foram necessários 5.125 ciclos para os reforços G5 e G6, enquanto que para os materiais G7 e G8 foram necessários, em média, 12.000 ciclos para a finalização do ensaio (Figura 4.68). As velocidades de trincamento foram de $185E-04$ mm/ciclo para as amostras sem reforço e de $110E-04$ mm/ciclos para os reforços G5 e G6. Os reforços G7 e G8 apresentaram velocidades de trincamento de $47E-04$ mm/ciclo (Figura 4.69). Ao normalizar as velocidades de trincamento em relação aos ensaios de referência, foram verificadas diminuições entre 40% e 75%, sendo as menores diminuições verificadas no caso dos materiais G5 e G6 e as maiores reduções para os reforços G7 e G8.

De forma geral, os diferentes geossintéticos do grupo II, avaliados na condição de flexão, não apresentaram variações significativas entre si. Entretanto, os mesmos materiais, avaliados na condição de cisalhamento, apresentaram um comportamento similar entre os reforços G5 e G6 e entre os reforços G7 e G8.

Ao comparar os materiais dos grupos I e II, submetidos ao carregamento cíclico com trincas induzidas nas posições de flexão e cisalhamento, foi possível concluir que na condição de flexão os materiais dos dois grupos apresentaram comportamentos similares, apresentando reduções

de velocidade de trincamento de aproximadamente 40%. Já na condição de cisalhamento o melhor desempenho foi obtido para os reforços G7 e G8, pertencentes ao grupo II, que apresentaram diminuições na velocidade de trincamento de até 75%.

Tabela 4.33 Velocidade de trincamento normalizada - materiais do Grupo II.

Condição	Tipo de amostra	Velocidade trincamento (mm/Ciclo) E-4	Velocidade Normalizada
Flexão	SR	52	1,00
	G5	32	0,62
	G6	32	0,62
	G7	33	0,63
	G8	31	0,60
Cisalhamento	SR	185	1,00
	G5	111	0,60
	G6	110	0,59
	G7	49	0,26
	G8	45	0,24

4.6.4 Deslocamento plástico superficial

A evolução do deslocamento plástico superficial, ao longo da realização do ensaio foi estudada por meio das informações registradas pelos medidores de deslocamento linear, posicionados acima da placa de aplicação do carregamento, nas condições de ensaio com a trinca induzida por flexão e com a trinca induzida por cisalhamento. Em ambos os casos (Figura 4.70) a fase inicial do ensaio apresentou comportamento similar, para todas as condições de ensaio. Foi verificado que, com poucos ciclos de aplicação de carregamento, os corpos de prova apresentaram uma deformação plástica importante, fato que condiz com os resultados apresentados por Khodaii & Fallah, (2009) e Souza (2015). A partir do início do ensaio até uma determinada quantidade de ciclos, o aumento da deformação plástica é muito rápido e, posteriormente, os acréscimos de deformação são mais suaves, o que denotaria um aumento do nível de acomodação das partículas devido à fase de densificação da mistura, com a consequente redução dos vazios (Souza, 2015).

Materiais do Grupo I

Na condição de flexão (Figura 4.70a), verificou-se um maior número de ciclos até que fosse atingida a finalização do ensaio, mostrando um comportamento mais dúctil do material. Por outro lado, na condição de cisalhamento (Figura 4.70b), que foi uma condição mais severa de

aplicação do carregamento, o crescimento das deformações permanentes foi muito mais rápido em comparação com a condição de flexão.

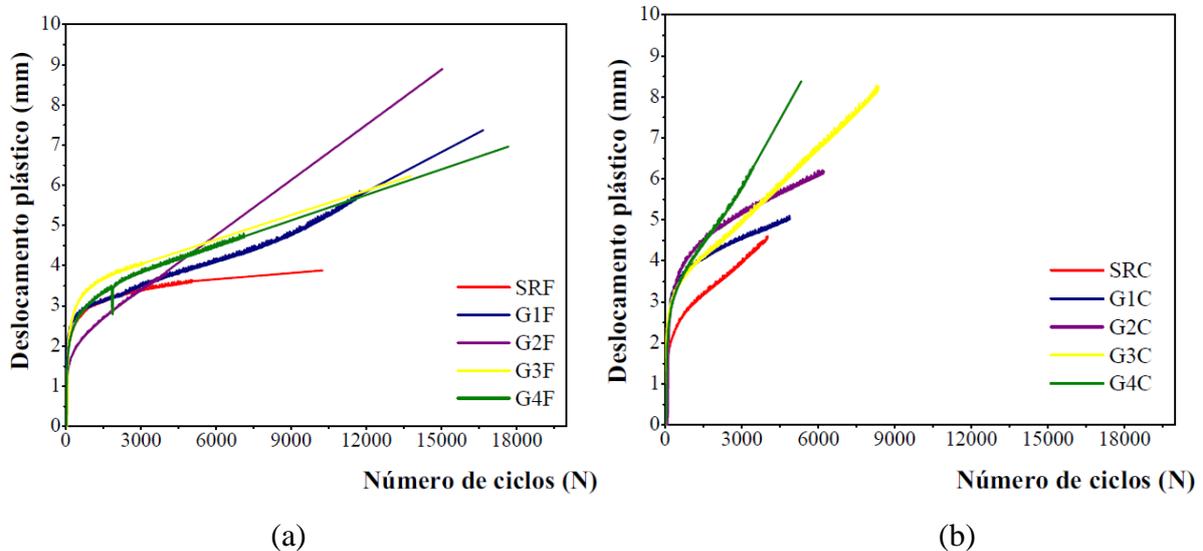


Figura 4.70 Deslocamento plástico dos geossintéticos do grupo I *versus* número de ciclos: (a) trinca induzida por flexão; (b) trinca induzida por cisalhamento.

Após a finalização dos ensaios nas condições de flexão e de cisalhamento, foram determinados os máximos deslocamentos plásticos acumuladas (Figura 4.71). Na condição de flexão, ensaio sem reforço, verificou-se uma deformação de 3,88 mm, enquanto que para os corpos com a presença de reforço a deformação variou entre 6,14 mm e 8,88 mm, apresentando o menor valor para o reforço G3 e o maior para G2. Na condição de cisalhamento o ensaio sem reforço resultou em uma deformação plástica máxima de 4,50 mm, enquanto que para os ensaios com reforço as deformações variaram entre 5,10 mm e 8,26 mm, destacando que o número total de repetições de carga foram maiores nos ensaios reforçados, apresentando o menor valor para o reforço G1 e o maior valor para o reforço G3 (Figura 4.71). É importante destacar que, devido às características dos geossintéticos e à capacidade de absorção de asfalto residual, uma vez o revestimento apresente trincamento, a presença do reforço poderá evitar o ingresso de água nas camadas inferiores da estrutura do pavimento.

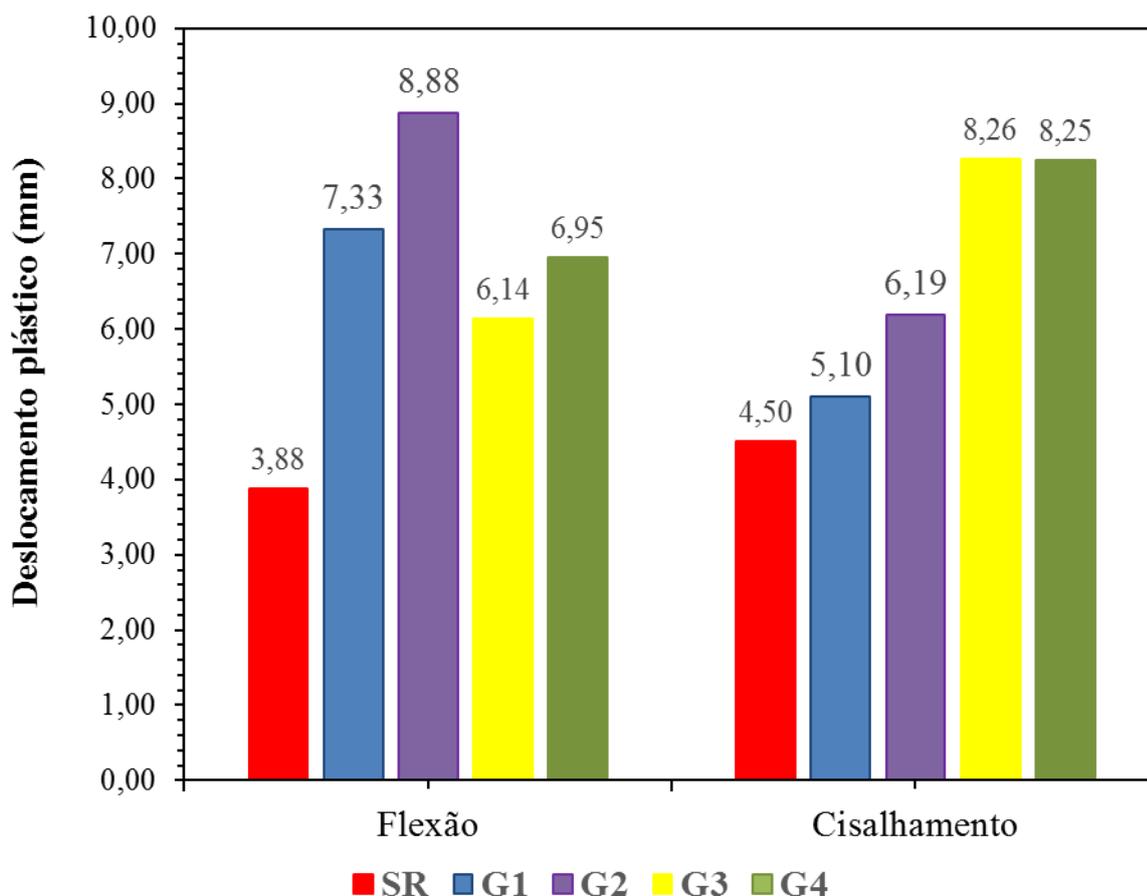


Figura 4.71 Deslocamento plástico ao finalizar o ensaio - materiais grupo I.

Materiais do Grupo II

Os materiais do grupo II apresentaram, de forma geral, comportamento similar das curvas de deslocamento plástico *versus* número de ciclos em relação aos reforços do grupo I. Com poucos ciclos de aplicação de carregamento a deslocamento vertical cresceu rapidamente e, posteriormente, apresentou acréscimos mais suaves de deslocamento plástico (Figura 4.72).

Os deslocamentos plásticos totais, determinadas após a finalização do ensaio na condição de flexão, apresentaram para a condição sem reforço um deslocamento de 3,88 m e com a presença de geossintético, as deformações variaram entre 6,87 mm e 8,93 mm. O menor valor foi obtido para o reforço G8 e o maior para o reforço G6 (Figura 4.73). Para a trinca em posição de cisalhamento a amostra de referência apresentou um deslocamento plástico de 4,50 mm e, para os corpos com a presença de reforço, os deslocamentos variaram entre 4,48 mm e 5,82 mm (Figura 4.73 mm)

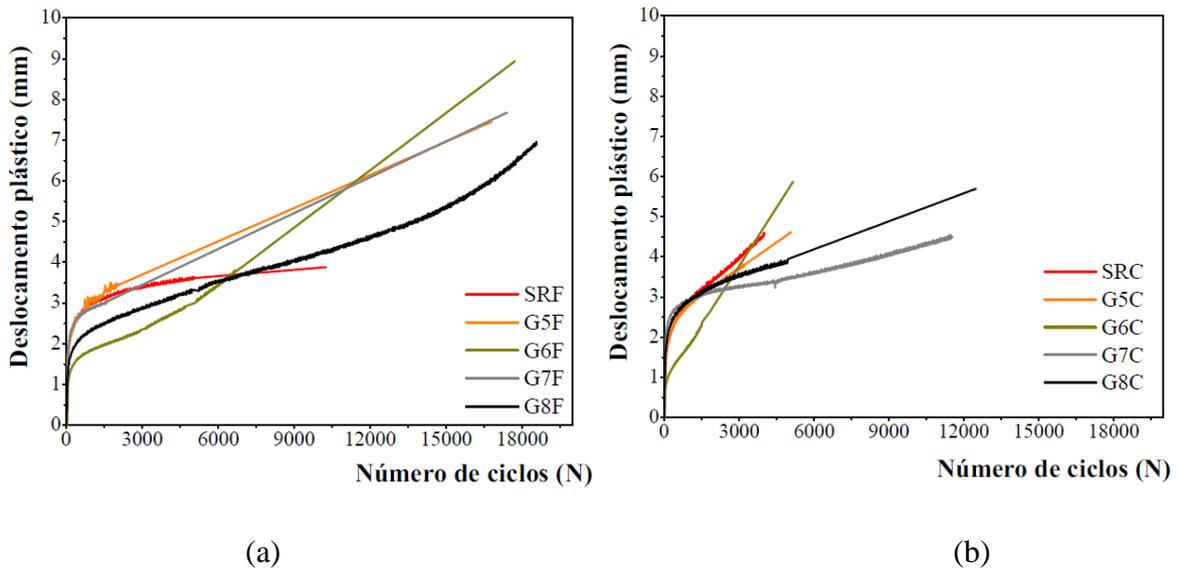


Figura 4.72 Deslocamento plástico dos geossintéticos do grupo II versus número de ciclos: (a) trinca induzida por flexão; (b) trinca induzida por cisalhamento.

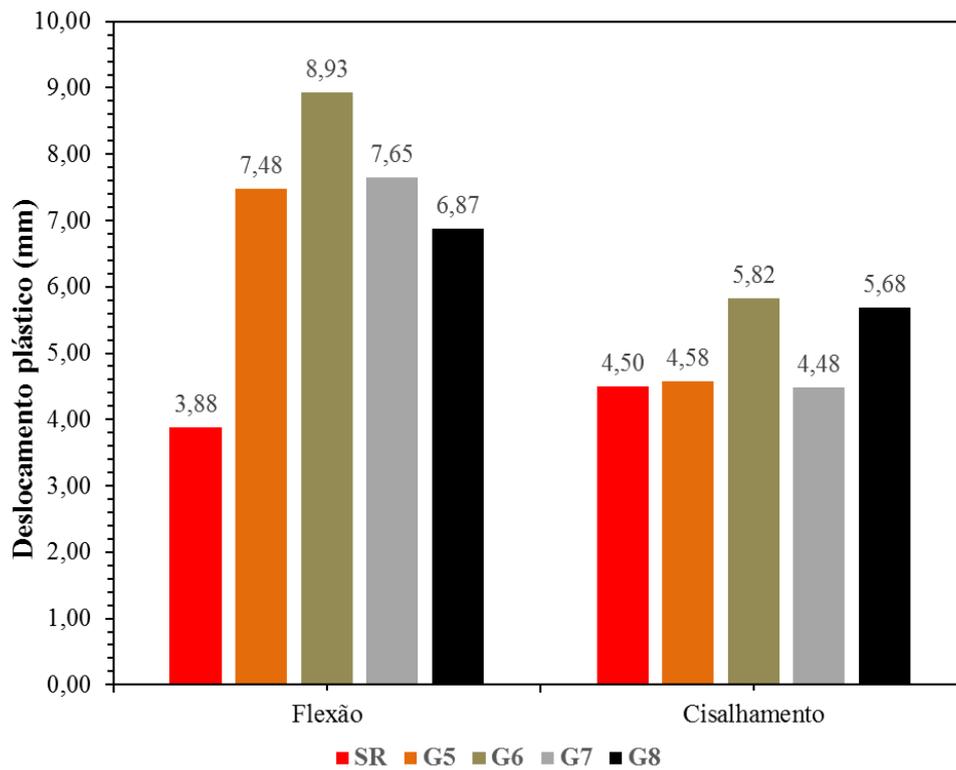


Figura 4.73 Deslocamento plástico ao final do ensaio - materiais do grupo II.

Ao comparar os deslocamentos plásticos na condição de cisalhamento, para os materiais dos grupos I e II, verificou-se que os materiais do grupo II apresentaram níveis de deslocamento plástico menor, fato que pode estar relacionado com as características dos materiais constituintes dos reforços, que neste caso corresponderam a fibras de vidro misturadas com

poliéster. As possíveis diferenças do número total de repetições de carga para cada um dos grupos de material, podem estar relacionadas com a natureza dos polímeros constituintes do reforço e a sua interação com a mistura asfáltica.

4.6.5 Análise da interação geossintético – mistura asfáltica

Para se avaliar a influência do grau de interação entre as partículas de agregado mineral presentes na mistura asfáltica e os diferentes tipos de reforço estudados, foi determinada a abertura equivalente (AE) de cada reforço e a relação dela com diâmetro o máximo ($D_{m\acute{a}x}$) das partículas de agregado mineral presentes na mistura. Os valores normalizados ($AE/D_{m\acute{a}x}$) relacionados com a vida de fadiga, calculados no item 4.6.2, apresentaram um comportamento decrescente com o aumento da relação $AE/D_{m\acute{a}x}$ (Figura 4.74 a). Os maiores valores de vida de fadiga obtidos para os reforços foram os seguintes, do maior para o menor: G8, G3, G7, G4, G1, G2. Entretanto, os reforços G5 e G6 não foram avaliados quanto à abertura equivalente, uma vez que os mesmos se tratam de geocompostos fabricados em fibra de vidro e poliéster, com formato de geotêxtil e não apresentam abertura livre.

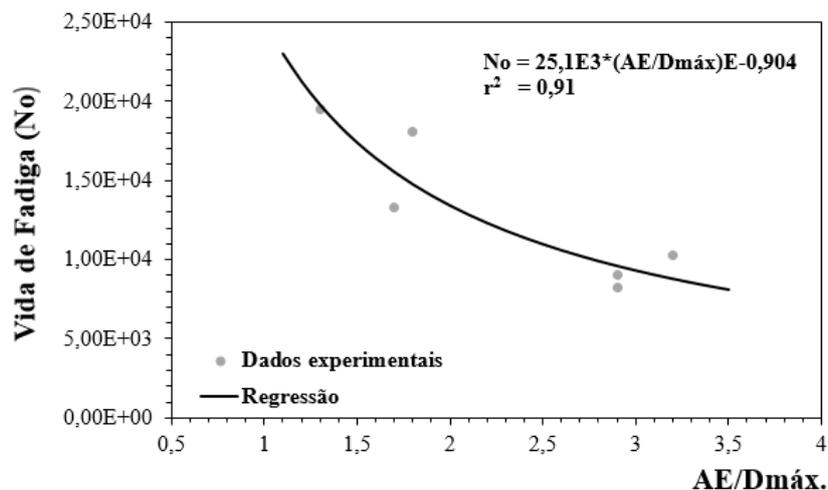


Figura 4.74 Interação do agregado mineral com a abertura do reforço.

É importante destacar que o reforço G8 correspondeu a uma geogrelha fabricada em fibra de vidro e em poliéster, com tratamento superficial com um polímero termo - sensível. Entre as propriedades mecânicas do mesmo, destaca-se sua elevada rigidez. Com relação às propriedades físicas, destaca-se a área livre de 38% e a relação $AE/D_{m\acute{a}x}$ de 1,33, o que poderia indicar que não só a rigidez é um fator determinante na vida de fadiga, sendo que outro parâmetro importante seria a relação entre o tamanho das partículas de agregado e a abertura da grelha.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 CONCLUSÕES

Esta tese investigou a utilização de reforço geossintético em revestimentos asfálticos, visando avaliar a importância das propriedades, físicas, térmicas, mecânicas do reforço tais como abertura da geogrelha, rigidez a tração, degradação térmica e velocidade de deformação, entre outros. Para atingir os objetivos propostos foram realizadas avaliações químicas, termogravimétricas, mecânicas do reforço, e de aderência reforço – CBUQ, reflexão de trincas, resistência à tração na flexão para corpos de prova reforçados com geossintéticos. Os ensaios de aderência, reflexão de fissuras e resistência à tração, foram realizados em equipamentos especialmente desenvolvidos para os fins da presente pesquisa. A partir dos resultados obtidos são apresentadas a seguir as principais conclusões obtidas neste trabalho.

- A velocidade da deformação na ruptura gerou mudanças significativas nas propriedades mecânicas dos geossintéticos. Especificamente na rigidez secante e na resistência à tração na ruptura, principalmente para os geossintéticos fabricados em Poliéster e em Polyvinyl Alcohol. Os geossintéticos fabricados em fibra de vidro não apresentaram mudanças significativas nas propriedades mecânicas, sob altas velocidades de deformação.
- Dos resultados obtidos, foi possível concluir que a presença de asfalto residual nas amostras de geossintéticos gerou aumentos na resistência à tração na ruptura e na rigidez secante, protegendo adicionalmente o reforço frente aos efeitos gerados pela degradação térmica a que estão submetidos em campo.
- Com relação à degradação térmica imposta, onde foi simulado no laboratório o processo construtivo de um revestimento asfáltico, concluiu-se que as mudanças nas propriedades mecânicas dos geossintéticos dependem do tipo de polímero constituinte, estrutura do reforço e proteção gerada pela emulsão asfáltica. As principais alterações consistiram na diminuição da resistência à tração na ruptura, redução da rigidez secante e aumento na deformação de ruptura.

- A avaliação termogravimétrica permitiu estabelecer que as temperaturas de instalação da mistura asfáltica não geram uma decomposição significativa dos reforços empregados em pavimentação de forma a influenciar nas propriedades mecânicas.
- Com relação à aderência mistura asfáltica – geossintético, foi possível confirmar que a presença do reforço gera reduções significativas da adesão e no ângulo de atrito na interface. O efeito pode ser mais ou menos significativo em função da rugosidade da superfície, estrutura do reforço, tipo e teor de emulsão asfáltica utilizada, entre outros fatores.
- Dos ensaios realizados de resistência à tração na flexão, foi evidenciado que a presença do reforço confere à mistura asfáltica uma ductilidade e resistência adicional posterior à ruptura da camada inferior do corpo de prova. O que traduzido numa situação real de serviço, prolongaria a vida útil da mistura.
- Ao comparar os geossintéticos, submetidos ao carregamento cíclico com trincas induzidas nas posições de flexão e cisalhamento, foi possível concluir que na condição de flexão os materiais dos dois grupos apresentaram comportamentos similares, exibindo reduções de velocidades de trincamento de aproximadamente 40%. Já na condição de cisalhamento, o melhor desempenho foi obtido para os reforços de fibra de vidro com polímero termo-sensível, que apresentaram diminuições na velocidade de trincamento de até 75%.
- A presença dos geossintéticos aumentou de 3 até 15 vezes a vida de fadiga da mistura, em comparação com uma mistura asfáltica sem reforço. A situação mais favorável para o acréscimo da vida de fadiga foi evidenciada para os reforços fabricados em fibra de vidro e com abertura livre que permitiram boa interação com as partículas granulares constituintes da mistura asfáltica. Já os geossintéticos fabricados em poliéster apresentaram aumentos na vida de fadiga de até 10 vezes em relação às amostras de referência.
- A presença dos geossintéticos em revestimentos asfálticos com patologias de trincamento diminuem a velocidade e a intensidade com que as trincas são refletidas.

Isto se dá em função das características dos materiais envolvidos e da interação do reforço com a mistura asfáltica.

- As propriedades mecânicas dos geossintéticos, em especial a rigidez à tração, não mostraram uma relação clara com a velocidade de trincamento e aumento no desempenho da mistura asfáltica reforçada.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

De acordo aos resultados obtidos nesta tese podem ser realizadas algumas sugestões para pesquisas futuras, acerca do estudo de geossintéticos como reforço de revestimentos asfálticos, quais sejam:

Efeito na velocidade de ruptura de geossintéticos

- Avaliar outros tipos de geossintéticos com intuito de estabelecer curvas de comportamento mecânico sob grandes velocidades de deformação.
- Utilizar câmeras de alta velocidade que permitam estabelecer a homogeneidade na distribuição de tensões durante a realização dos ensaios em altas velocidades de deformação.

Degradação térmica dos Geossintéticos

- Validar a metodologia de degradação térmica proposta na presente pesquisa por meio da realização de ensaios com geossintéticos embutidos em CBUQ em condições reais de construção.
- Estudar as propriedades térmicas dos geossintéticos empregados em pavimentação por meio do uso de técnicas termográficas (câmeras térmicas).
- Analisar o efeito da degradação térmica em outros tipos de geossintéticos empregados na reabilitação de recapeamentos asfálticos.
- Realizar ensaios termogravimétricos com analisadores de gases envolvidos (EGD) em amostras de geossintéticos, que permitam estabelecer quais componentes estão sendo perdidos em decorrência da degradação térmica do material.
- Realizar ensaios com a técnica DMA (*Dynamic Mechanical Analysis*) para determinar as variações das propriedades dinâmicas das fibras constituintes dos geossintéticos, sob

diferentes condições de frequência e temperatura, considerando o estado original e posterior ao processo de degradação térmica.

- Avaliar o uso de polímeros como tratamento superficial dos geossintéticos empregados em pavimentação, analisando a degradação térmica devido ao processo de instalação da mistura asfáltica.

Aderência mistura asfáltica – geossintético

- Determinar a aderência geossintético – CBUQ sob diferentes teores de emulsão asfáltica na interface, condições de rugosidade, e tipos de emulsão. Isso, com o intuito de determinar o teor ótimo de ligante para a configuração do ensaio ASTRA.
- Estudar o uso resinas epóxis para o melhoramento da aderência geossintético – CBUQ.
- Analisar o uso de polímeros e filmes termo sensíveis com a finalidade de melhorar a aderência CBUQ – geossintético.
- Avaliar o uso de nanotecnologia no melhoramento das propriedades adesivas do geossintético na mistura asfáltica.

Resistência à tração na flexão

- Realizar ensaios de resistência à tração na flexão com o reforço em diferentes posições.
- Realizar ensaios sob diferentes velocidades de ensaio.

Reflexão de trincas

- Estudar o fenômeno de reflexão de trincas sob outras condições de ensaio, alterando frequência de aplicação do carregamento, tensão normal, temperatura, condições de apoio do corpo de prova, posição do reforço e outros tipos de misturas asfálticas.
- Utilizar técnicas fotogramétricas para determinar parâmetros da mecânica da fratura à medida que a trinca vai se propagando.
- Avaliar a vida de fadiga de misturas asfálticas reforçadas com geossintéticos, em ensaios em corpos de provas de grandes dimensões, determinado adicionalmente sua curva mestre e seus módulos dinâmicos.
- Instrumentar os corpos de prova com *strain gauges* e *clip gauges* para determinar as deformações que acontecem durante a propagação da trinca e a evolução da sua abertura durante o ensaio.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

_ NBR 6459 Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.

_ NBR 6560 Materiais betuminosos – Determinação do ponto de amolecimento – Método anel e bola. Rio de Janeiro, 2008.

_ NBR 6576 Materiais asfálticos – Determinação da penetração. Rio de Janeiro, 2007.

_ NBR 7180 Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.

_ NBR 14393 Emulsões asfálticas – Determinação da peneiração. Rio de Janeiro, 2012.

_ NBR 14491 Emulsões asfálticas – Determinação da viscosidade saybolt furol. Rio de Janeiro, 2007.

_ NBR 14896 Emulsões asfáltica modificadas com polímero – Determinação do resíduo seco por evaporação. Rio de Janeiro, 2012.

NBR ISO 9863: Geossintéticos — Determinação da espessura a pressões especificadas. Rio de Janeiro, 2013.

_ NBR ISO 9864: Geossintéticos – método de ensaio para a determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos. Rio de Janeiro, 2013.

_ NBR ISO 10318 Geossintéticos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2013.

_ NBR ISO 10319: Geossintéticos – ensaio de tração de faixa larga. Rio de Janeiro, 2013.

_ NBR NM 53 Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água. Rio de Janeiro, 2009.

Ai, C., Cheng, M., Yang, T. & Qiu, Y. (2012). Bending fatigue test and interlayer pavement models for beams of asphalt mixture. *J. Highw. Transp. Res. Dev.* 6(4): 23–27.

Al-Qadi, I.L., Carpenter, S.H., Leng, Z., Ozer, H. & Trepanier, J. S. (2008). Tack coat optimization for HMA overlays: Laboratory testing. Report FHWA-ICT-08-023, Illinois center for transportation, Springfield, IL – USA, 32 p.

Al-Qadi, I.L., Dessouky, S.H., Kwon, J. & Tutumluer, E. (2012). Geogrid-reinforced low-volume flexible pavements: pavement response and geogrid optimal location. *J. Transp. Eng.*, 138(9): 1083–1090.

Asphalt academy (2008). Asphalt reinforcement for road construction, T3 first edition, ASPHALT ACADEMY, Petroria, Africa do Sul, T3 first edition: pp. 23 – 26.

ASTM – American Society for Testing Materials.

_ ASTM C 127 – 88. Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Coarse Aggregate.

- _ ASTM C 1252-98. Standard Test Methods for Uncompacted Void Content of Fine Aggregate (as Influenced by Particle Shape, Surface Texture, and Grading).
- _ ASTM D 5- D5M 2013: Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials.
- ASTM D 36 – D36M/2014 e1. Standard Test Method for Softening Point of Bitumen (Ring-and-Ball Apparatus).
- _ ASTM D 70-90e1 Standard Test Method for Density of Semi Solid Bituminous Materials (Pycnometer Method).
- _ ASTM D 92-12b: Standard Test Method for Flash and Fire points by Cleveland Open Cup Tester.
- _ ASTM D 113-2007: Standard Test Method for Ductility of Bituminous Materials.
- _ ASTM D 792 – 13. Standard Test Methods for Density and Specific Gravity (Relative Density) of Plastics by Displacement.
- _ ASTM D 2041-00. Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures.
- _ ASTM D 2726-00. Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures.
- _ ASTM D 2872-97: Standard Test Method for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test).
- _ ASTM D 4402- D4402M/2013: Viscosity Determinations of Unfilled Asphalts Using the Brookfield Thermosel Apparatus.
- _ ASTM D 5477 – 11. Standard Practice for Identification of Polymer Layers or Inclusions by Fourier Transform Infrared Microspectroscopy (FT-IR)
- _ ASTM D 5581-96. Standard Test Method for Resistance of Plastic Flow of Bituminous Mixtures Using Marshall Apparatus (6 inch – Diameter Specimen).
- _ ASTM D 5821–95. Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate.
- _ ASTM D 6140 – 14. Standard Test Method to Determinate Asphalt Retention of Paving Fabrics Used in Asphalt Paving for Full-Width Applications.
- _ ASTM D 6934 – 08. Standard Test Method for Residue by Evaporation of Emulsified Asphalt.
- _ ASTM D 7460-10. Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending.
- _ ASTM E 965– 15. Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique.
- _ ASTM E 1131- 2014. Standard Test Method for Compositional Analysis by Thermogravimetry.

- _ ASTM E 1252 – 98. Standard Practice for General Techniques for Obtaining Infrared Spectra for Qualitative Analysis.
- _ ASTM E 3418 – 2003. Standard Test Method for Transition Temperatures and Enthalpies of Fusion and Crystallization of Polymers by Differential Scanning Calorimetry.
- AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
- _ AASHTO PP-3 (2000). Preparing Hot-Mix Asphalt (HMA) Specimens by Means of the Rolling Wheel Compactor
- Baek, J. (2010). Modeling reflective cracking development in hot-mix asphalt overlays and quantification of control techniques, PhD Thesis, University of Illinois, Urbana – Champaign, USA, 143 p.
- Balbo, J. T. (2007). Pavimentação Asfáltica: Materiais, projetos e restauração. Oficina de textos, São Paulo, SP, 560 p.
- Bandaru, R. (2010). Cost effective prevention of reflective cracking in composite pavements. Dissertation Master Degree, The Department of Environmental and Civil Engineering, Louisiana State University, Pineville, Louisiana, USA, 82 p.
- Barraza, D.Z., Pérez, M.C., Fresno, D.C., Zamanillo, A.V. (2010). New procedure for measuring adherence between a geosynthetic material and a bituminous mixture, Geotextiles and Geomembranes. 28: 483 – 489.
- Barraza, D.Z., Pérez, M.C., Fresno, D.C., Zamanillo, A.V. (2011). Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone, Geotextiles and Geomembranes. 29: 130 – 136.
- Bastos, G.A. (2010). Comportamento mecânico de misturas asfálticas reforçadas com Geogrelhas para pavimentos flexíveis. Dissertação de mestrado, Publicação CDD:624, Departamento de Engenharia Civil, PUC RJ, Rio de Janeiro, RJ, 247 P.
- Bathurst, R.J. & Cai, Z. (1994). In-insolation cyclic load-extension behavior of two geogrids. Geosynthetics international, 1(1): 1 – 19.
- Bernucci, L.B., Motta, L.M.G., Ceratti, J.A.P. (2008). Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros, PETROBRAS: ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, pp. 504 p.
- Bringel, R.M. (2007). Estudo Químico e Reológico de Ligantes Asfálticos Modificados por Polímeros e Aditivos. Dissertação de mestrado. UFC, Fortaleza, Ceará, 198 p.
- British Standards
- _ BS EN 12697-26: 2004 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt. Stiffness.
- Bulher, A. (2007). Estudo do efeito de grelha de reforço na restauração de pavimentos. Tese de Doutorado, Divisão de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 323 p.
- Button, J. W., Epps, J.A., Lytton, R.L., and Harmon, W.S. (1982). Fabric interlayer for pavement overlays, Proceedings of the 2nd international conference on geotextiles, IFAI, pp 523 – 528.

- Cai, Y., Sangghaleh, A. & Pan, E. (2015). Effect of anisotropic base/interlayer on the mechanistic responses of layered pavements. *Comput. Geotech.*, 65: 250–257.
- Canestrari, F., Belogi, L., Ferrotti, G. & Graziani, A. (2015). Shear and flexural characterization of grid-reinforced asphalt pavements and relation with field distress evolution (48): 959–975.
- Canestrari, F., Ferrotti, G. & Abuaddous, M. (2016). 8th international rilem symposium on testing and characterization of sustainable and innovative bituminous materials, sib 2015. *Int. J. Pavement Res. Technol.*, 7(1): 383–395.
- Canestrari, F., Ferrotti, G. & Graziani, A. (2016). Shear failure characterization of time–temperature sensitive interfaces. *Mech. Time-Dependent Mater.*.
- Chabot, A., Hun, M. & Hammoum, F. (2013). Mechanical analysis of a mixed mode debonding test for “composite” pavements. *Constr. Build. Mater.*, 40: 1076–1088.
- Chen, D. H. (2010). Slippage failure of a new hot-mix asphalt overlay. *J. Perform. Constr. Facil.*, 24(3): 258–264.
- Chrusciak, M.R. (2013). Estudo de pedaço de Borracha de Pneu para Melhoria de Solos. Dissertação de Mestrado, Publicado G.D.M 221-13, Departamento de Engenharia civil. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86 p.
- Cleveland, G.S., Button, J.W. & Lytton, R.L. (2002). Geosynthetics in flexible and rigid pavement overlay systems to reduce reflection cracking. Technical report, Texas A&M University, Austin, Texas, USA, 298 p.
- Collop, A., Thom, N.H. & Sangiorgi, C. (2003). Assessment of bond condition using the leutner shear test (November): 211–217.
- Collop, A. C., Sutanto, M.H., Airey, G.D. & Elliott, R.C. (2009). Shear bond strength between asphalt layers for laboratory prepared samples and field cores. *Constr. Build. Mater.*, 23(6): 2251–2258.
- Collop, A. C., Sutanto, M.H., Airey, G.D. & Elliott, R.C. (2011). Development of an automatic torque test to measure the shear bond strength between asphalt. *Constr. Build. Mater.*, 25(2): 623–629.
- Confederação nacional do transporte (2015). Pesquisa CNT de rodovias 2015, Relatório Gerencial, 11 – 32 p.
- Correia, N. S. (2010). Comportamento de geotêxteis não tecidos impregnados com emulsão asfáltica usados como sistema anti-reflexão de trincas. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação e Área de concentração em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 131 p.
- Correia, N. S. & Bueno, B. S. (2011). Effect of bituminous impregnation on nonwoven geotextiles tensile and permeability properties. *Geotextiles and Geomembranes*, 29: 92–101.
- Correia, N. S. (2014). Performance of flexible pavements enhanced using geogrid-reinforced asphalt overlays. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação na Área de concentração

em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 205 p.

Correia, N. S. & Zornberg, J. G. (2014). Influence of tack coat rate on the properties of paving geosynthetics. *Transportation geotechnics*, 1:45-54.

Correia, N. S., Zornberg, J. G. & Bueno, B. S. (2014). Behavior of impregnated paving geotextiles: study of optimum tack coat rate. *Journal of materials in civil engineering*, 04014077: 1-8.

Correia, N.S. & Zornberg, J.G. (2016). Mechanical response of flexible pavements enhanced with geogrid-reinforced asphalt overlays. *Geosynthetics International*, 23(3): 183–193.

Cuelho, E.V., Perkins, S.W., Ganahan, S.K. (2005). Determining geosynthetic material properties pertinent to reinforced pavement design. *Geo-Frontiers 2005, GSP 130 Advanced in pavement engineering*, ASCE, Austin, Texas, USA, (130): 1-12.

D'Andrea, A. & Tozzo, C. (2015). Dynamic tests on bituminous layers interface. *Mater. Struct.*, (1): 917–928.

Delbono, H.L. (2014). Estudio de grillas poliméricas em sistemas anti-reflexo de fissuras bajo sollicitaciones dinámicas. Tesis de Doctorado, Universidad Tecnológica Nacional, Buenos Aires, Argentina, 298 p.

Delbono, H.L. & Giudice, C.A. (2014). Adherence in a pavement rehabilitated with a polymeric grid used as interlayer. *Constr. Build. Mater.*, 54: 454–459.

Diakhaté, M., Millien, A., Petit, C., Phelipot-Mardelé, A. & Pouteau, B. (2011). Experimental investigation of tack coat fatigue performance: towards an improved lifetime assessment of pavement structure interfaces. *Constr. Build. Mater.*, 25(2): 1123–1133.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de transportes.

_ DNIT 031/2006: Pavimentos flexíveis concreto asfáltico – Especificação de Serviço.

_ DNIT 095/2006 – EM: Cimentos asfálticos de petróleo – especificação de material.

_ DNIT 145/2012 – ES: Pintura de ligação com ligante asfáltico – especificação de serviço.

_ DNIT 128/2010 – EM: Emulsões asfálticas catiônicas modificadas por polímeros elastoméricos – especificação de material.

_ DNER-ME 035/98: Agregados-determinação da abrasão Los Angeles.

_ DNER – ME 043/95: Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall.

_ DNER – ME 054/97: Equivalente de areia

_ DNER-ME 083/98: Agregados – análise granulométrica.

_ DNER-ME 086/94: Agregado – determinação do índice de forma

_ DNER-ME 133/94: Misturas betuminosas - determinação do módulo de resiliência.

_ DNER-ME 138/94: Misturas betuminosas - determinação da resistência à tração por compressão diametral.

- Doh, Y.S., Baek, S.H. & Kim, K.W. (2009). Estimation of relative performance of reinforced overlaid asphalt concretes against reflection cracking due to bending more fracture. *Constr. Build. Mater.*, 23(5): 1803–1807.
- Fallah, S. & Khodaii, A. (2015a). Developing a fatigue fracture model for asphalt overlay reinforced with geogrid. *Mater. Struct.*, (1): 1527-1535.
- Fallah, S. & Khodaii, A. (2015b). Evaluation of parameters affecting reflection cracking in geogrid-reinforced overlay. *J. Cent. South Univ.*, 22(3): 1016–1025.
- Fallah, S. & Khodaii, A. (2015c). Reinforcing overlay to reduce reflection cracking; an experimental investigation. *Geotext. Geomembranes*, 43(3): 216–227.
- Ferrotti, G., Canestrari, F., Virgili, A. & Grilli, A. (2011). A strategic laboratory approach for the performance investigation of geogrids in flexible pavements. *Constr. Build. Mater.*, 25(5): 2343–2348.
- Ferrotti, G., Canestrari, F., Pasquini, E., Virgili, A. (2012). Experimental evaluation of the influence of surface coating on fiberglass geogrid performance in asphalt pavements. *Geotextiles and Geomembranes*. 34: 11 – 18.
- Fonseca, L. L. (2015). Avaliação Laboratorial do Desempenho de Sistemas de Reforço de Camadas de Misturas Betuminosas com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, UFMG, Belo Horizonte, MG, 157 P.
- Fritzen, M.A. (2005). Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego na rodovia rio Teresópolis. Dissertação de mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 291 p.
- Gonzalez-Torre, M. A., Calzada-Perez, A.V.Z. and Castro-Fresno, D. (2014). Damage evaluation during installation of geosynthetics used in asphalt pavements, *Geosynthetics International*, 21 (6): 377-386
- Gonzalez-Torre, I., Calzada-Perez, M. a., Vega-Zamanillo, A. & Castro-Fresno, D. (2015). Experimental study of the behaviour of different geosynthetics as anti-reflective cracking systems using a combined-load fatigue test. *Geotext. Geomembranes*, 43(4): 345–350.
- Górszczyk, J. & Malicki, K. (2012). Influence of the tack coat material on interlayer bonding properties in asphalt layers system. *Proc. 4th Eur. Pavement Asset Manag. Conf. EPAM 2012*.
- Gu, F., Luo, X., Zhang, Y. & Lytton, R.L. (2015). Using overlay test to evaluate fracture properties of field-aged asphalt concrete. *Constr. Build. Mater.*, 101: 1059–1068.
- Guimarães, P. A. (2013). Estudo da Aderência entre Camadas Asfálticas de Pavimentos. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 189 P.
- Hollaway, L. C., Head, P. R. (2001). Advanced polymer composite materials and their components. *Advanced polymer composites and polymers in the civil infrastructure*, (1):7 -35.

INV – Instituto nacional de vias de Colombia
 _ I.N.V.E. 724/2007 índice de penetración de cementos asfálticos.

- IPEA, DENATRAN, ANTP (2006). Impactos sociais e econômicos dos acidentes de trânsito nas rodovias brasileiras – Relatório Executivo, IPEA/DENATRAN/ANTP, BRASÍLIA – DF, 80 p.
- IPEA (2010). Rodovias Brasileiras: Gargalos, Investimentos, Concessões e preocupações com o futuro, Série Eixos do Desenvolvimento Brasileiro, comunicados do IPEA nº 52, Brasília, DF, 1 – 20 p.
- Jelinska, N., Kalnins, M., Tuoureina, V., Dzene, A. (2010). Poly (Vinyl alcohol)/Poly (Vinyl acetate) blend films. Scientific journal of Riga technical university. Material science and applied chemistry, (21): 55-61.
- Kelkar, A. D., Stevenson, P. E., Skochdopole, T. R. & Yarmolenko, S. N. (2000). Effect of Gage Length and Test Speed on the Measured Tensile Properties of Geosynthetics Reinforcements. Grips, Clamps, Clamping Techniques, and Strain Measurement for Testing of Geosynthetics, ASTM STP 1379, 37 – 47.
- Khodaii, A. & Fallah, S. (2009). Effects of geosynthetic reinforcement on the propagation of reflection cracking in asphalt overlays. Int. J. Civ. Eng., 7(2): 131–140.
- Kim, H., Partl, M.N., Pimenta, R., Hean, S. (2010). Experimental investigation of grid-reinforced asphalt composites using four-point bending beam tests, journal of composites materials. 5 (44): 575-592.
- Kim, H., Arraigada, M., Raab, C. & Partl, M.N. (2011). Numerical and experimental analysis for the interlayer behavior of double-layered asphalt pavement specimens. J. Mater. Civ. Eng., 23(1): 12–20.
- Koerner, R.M. (2005). Designing with geosynthetics – fifth edition. Pearson prentice hall, Upper Saddle River, New Jersey - USA, 796 p.
- Komatsu, T., Kikuta, H., Tuji, Y. (1998). Durability assessment of geogrid-reinforced asphalt concrete, Geotextiles and Geomembranes, (16): 257 – 271.
- Kruntcheva, M.R., Collop, A. & Thom, N.H. (2004). Feasibility of assessing bond condition of asphalt concrete layers with dynamic non-destructive testing, Journal of Transportation Engineering, (8): 510–518.
- Kruntcheva, M., Collop, A. & Thom, N. (2005). Effect of bond condition on flexible pavement performance. Journal of Transportation Engineering, 131(11): 880–888.
- Lee, S.J. (2008). Mechanical performance and crack retardation study of a fiberglass-grid-reinforced asphalt concrete system. Canadian Journal of Civil Engineering, (35): 1042 - 1049.
- Lopes, M.P., Lopes, M. de L. (2010). A durabilidade dos geossintéticos, primeira edição. FEUP edições, Porto – Portugal, 294 p.
- Lotti, C. L. & Bueno, B. S. (2015). Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 2 Matérias Primas, segunda edição. Editora Edgard Blucher Ltda, são Paulo – SP, Brasil. 413 p.
- Ma, L., Li, Z. & Huang, J. (2011). Investigation of chemistry by ftir and nmr during the natural exposure aging of asphalt. Pavements Mater., (212): 150–157.

- Marienfeld, M.L. & Guram, S.K. (1999). Overview of field installation procedures for paving fabrics in north america. *Geotext. Geomembranes*, 17(2): 105–120.
- Medina, J. & Motta, L. M. G. (2015). *Mecânica dos pavimentos*, Editora Interciência 3a Edição, Rio de Janeiro, 638 p.
- Mello, L. G. R. (2008). O estudo do dano em meio contínuo no estudo da fadiga em misturas asfálticas. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-055/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263 P.
- Mirzapour Mounes, S., Karim, M.R., Khodaii, A. & Almasi, M.H. (2016). Evaluation of permanent deformation of geogrid reinforced asphalt concrete using dynamic creep test. *Geotext. Geomembranes*, 44(1): 109–116.
- Monismith, C.L & Coetzee, N.F (1980). Reflection cracking: Analyses, laboratory studies, and design considerations. *Asphalt paving Technology*, Louisville, Kentucky, U.S.A, 268 – 313.
- Montestruque, G.E. (2002). Contribuição para a elaboração de método de projeto de restauração de pavimentos asfálticos utilizando geossintéticos em sistemas anti-reflexão de trincas. Tese de Doutorado, Divisão de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 137 p.
- Mothé, M.G., Leite, L.F.M. & Mothé, C.G. (2008). Thermal characterization of asphalt mixtures by TG / DTG, DTA and FTIR, *Journal of Thermal Analysis and Calorimetry*, (93): 105–109.
- Nejad, F.M., Asadi, S., Fallah, S. & Vadood, M. (2016). Statistical-experimental study of geosynthetics performance on reflection cracking phenomenon. *Geotext. Geomembranes*, 44(2): 178–187.
- Nithin, S., Rajagopal, K. & Veeraragavan, A. (2015). State-of-the art summary of geosynthetic interlayer systems for retarding the reflective cracking. *Indian Geotech. J.*, 45(4): 472–487.
- Norambuena-contreras, J., Vega-zamanillo, Á. & Castro-fresno, D. (2009). Thermal analysis of geosynthetics used in the rehabilitation of pavements, *Revista chilena de ingeniería*, 17 (1): 95–100.
- Norambuena-Contreras, J. & Gonzalez-Torre, I. (2015). Influence of geosynthetic type on retarding cracking in asphalt pavements. *Constr. Build. Mater.*, 78: 421–429.
- Norambuena-Contreras, J., Gonzalez-Torre, I., Fernandez-Arnau, D. & Lopez-Riveros, C. (2016). Mechanical damage evaluation of geosynthetics fibres used as anti-reflective cracking systems in asphalt pavements. *Constr. Build. Mater.*, 109: 47–54.
- Obando. J.R.A (2012). Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicado G.D.M 212-12, Departamento de Engenharia civil. Universidade de Brasília UnB, Brasília, DF, 95 p.
- Ogundipe, O.M. (2011). Mechanical behaviour of stress absorbing membrane interlayers, PhD Thesis, The University of nottingham, Civil Engineering Department, Nottingham, UK, 274 p.

- Ogundipe, O.M., Thom, N.H. & Collop, A.C. (2013). Evaluation of performance of stress-absorbing membrane interlayer (sami) using accelerated pavement testing. *Int. J. Pavement Eng.*, 14(6): 569–578.
- Ogundipe, O.M., Thom, N.H. & Collop, A.C. (2014). Finite element analysis of overlay incorporating stress absorbing membrane interlayers against reflective cracking. *J. Mod. Transp.*, 22(2): 104–111.
- Oller, S. (2001). *Fractura mecánica Un enfoque global Sergio*. Primera ed. Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona, Espanha, 270 p.
- Paiva, D. L., Lampman, G. M., Vyvyan, J. R. (2013). *Introdução à espectroscopia, tradução da quarta edição norte-americana*. Cengage learning, São Paulo – SP, Brasil. 692 p.
- Partl, M.N., Raab, C. (2004). Interlayer shear performance: experience with different pavement structures, 3rd Eurasphalt & Eurobitume Congress, Vienna, SWITZERLAND, paper 081, 12 p.
- Pasquini, E., Bocci, M. & Canestrari, F. (2014). Laboratory characterisation of optimised geocomposites for asphalt pavement reinforcement, *Geosynthetics International*, 21 (1): 24–36.
- Pedrosa, A. B. S. O. (2002). *Calibração dos modelos de previsão de desempenho da AASHTO com base na pesquisa FHWA-LTPP*. Dissertação de mestrado, ITA, São José dos Campos, SP, 242 p.
- Pereira, A.S. (2002). *Utilização de Geotêxteis em Reforço de Pavimento aplicado em um trecho experimental*. Tese de Doutorado, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 195 p.
- Pérez Jiménez, F., Martínez, A. & Miró Recasens, R. (2005). Assessing heat-adhesive emulsions for tack coats. *Proc. ICE - Transp.*, 158(1): 45–51.
- Prieto, J.N., Gallego, J. & Pérez, I. (2007). Application of the wheel reflective cracking test for assessing geosynthetics in anti-reflection pavement cracking systems. *Geosynthetics International*, 14(5): 287–297.
- Raab, C. & Partl, M.N. (2004). Interlayer shear performance: experience with different pavement structures. 3rd Eurasphalt Eurobitume Congr. Vienna, (1) 15 – 25.
- Raab, C. & Partl, M.N. (2008). Investigation into a long-term interlayer bonding of asphalt pavements. *Balt. J. Road Bridg. Eng.*, 3(2): 65–70.
- Raab, C. & Partl, M.N. (2009). Interlayer bonding of binder, base and subbase layers of asphalt pavements: long-term performance. *Constr. Build. Mater.*, 23(8): 2926–2931.
- Raab, C., Abd El Halim, A. O. & Partl, M.N. (2012). Interlayer bond testing using a model material. *Constr. Build. Mater.*, 26(1): 190–199.
- Raposeiras, A.C., Vega-Zamanillo, Á., Calzada-Pérez, M.Á. & Castro-Fresno, D. (2012). Influence of surface macro-texture and binder dosage on the adhesion between bituminous pavement layers. *Constr. Build. Mater.*, 28(1): 187–192.

- Raposeiras, A. C., Castro-Fresno, D., Vega-Zamanillo, A. & Rodriguez-Hernandez, J. (2013). Test methods and influential factors for analysis of bonding between bituminous pavement layers. *Constr. Build. Mater.*, 43: 372–381.
- Raumann, G. (1979). A hydraulic tensile test with zero transverse strain for geotechnical fabrics. *Geotechnical testing journal*, Vol. 2, No 2: 69 – 76.
- Rodrigues, R. M. & Ceratti, J. A. P. (2015). Manual brasileiro de geossintéticos – Capítulo 12 Aplicações em Restauração de Pavimentos, segunda edição. Editora Edgard Blucher Ltda, São Paulo – SP, Brasil. 413 p.
- Romeo, E. & Montepara, A. (2012). Characterization of reinforced asphalt pavement cracking behavior using flexural analysis. *Procedia - Soc. Behav. Sci.*, 53: 356–365.
- Romeo, E., Freddi, F. & Montepara, A. (2014). Mechanical behaviour of surface layer fibreglass-reinforced flexible pavements. *Int. J. Pavement Eng.*, 15(2): 95–109.
- Santagata, F. A., Ferrotti, G., Partl, M.N. & Canestrari, F. (2009). Statistical investigation of two different interlayer shear test methods. *Mater. Struct.*, 42(6): 705–714.
- Shukla, S.K. (2002). *Geosynthetics and their applications*. Thomas Telford Ltd, London, UK, 414 p.
- Souza, M. V. R. (2011). Relatório cisalhamento direto, concepção e dimensionamento da prensa de cisalhamento direto de grande escala do PPG - UnB, UnB, Brasília, DF, 19 p.
- Sutanto, M.H. (2009). Assessment of bond between asphalt layers. PhD Thesis, Department of civil engineering Nottingham - Transportation Engineering Center, The university of Nottingham, Nottingham, UK, 293 p.
- Tashman, L., Nam, K., Papagiannakis, T., Willoughby, K., Pierce, L. & Baker, T. (2008). Evaluation of construction practices that influence the bond strength at the interface between pavement layers. *J. Perform. Constr. Facil.*, 22(3): 154–161.
- Tozzo, C., Fiore, N. & D'Andrea, A. (2014). Dynamic shear tests for the evaluation of the effect of the normal load on the interface fatigue resistance. *Constr. Build. Mater.*, (61): 200–205.
- UNI – Ente Nazionale Italiano di Unificazione
 _UNI/TS 11214 – 2007 Mechanical properties of road airfield pavements – interlayer shear performance-related characterization ASTRA test method.
- Virgili, A., Canestrari, F., Grilli, A., Santagata, F.A. (2009). Repeated load test on bituminous systems reinforced by geosynthetics, Geotextiles and Geomembranes. 27: 187-195.
- Watn, A., Eiksund G., Jenner, C. & Rathmayer, H. (2005). Geosynthetic Reinforcement for Pavement Systems: European Perspectives. *Geo-Frontiers 2005, GSP 141 International Perspectives on Soil Reinforcement Applications*, ASCE, Austin, Texas, USA, (141): 1 – 11.
- Wickert, F. (2003). Fatores de influência no comportamento de camadas anti-reflexão de trincas com geossintéticos. Dissertação de mestrado, Divisão de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 158 p.

- Xu, T. & Huang, X. (2010). Study on combustion mechanism of asphalt binder by using tg-ftir technique. *Fuel*, 89(9): 2185–2190.
- Zamora-Barraza, D., Calzada-Pérez, M., Castro-Fresno, D. & Vega-Zamanillo, A. (2010). New procedure for measuring adherence between a geosynthetic material and a bituminous mixture. *Geotext. Geomembranes*, 28(5): 483–489.
- Zamora-Barraza, D., Calzada-Pérez, M. A., Castro-Fresno, D. & Vega-Zamanillo, A. (2011). Evaluation of anti-reflective cracking systems using geosynthetics in the interlayer zone. *Geotext. Geomembranes*, 29(2): 130–136.
- Zhang, F., Yu, J. & Han, J. (2011). Effects of thermal oxidative ageing on dynamic viscosity, TG/DTG, DTA and f=FTIR of SBS- and SBS/Sulfur-modified asphalts. *Constr. Build. Mater.*, 25(1): 129–137.