

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

**GEOSSINTÉTICOS COMO REFORÇO DE REVESTIMENTOS
EM PAVIMENTAÇÃO**

JAIME RAFAEL OBANDO ANTE

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD

CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD

DISSERTAÇÃO MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G. DM – 212/12

BRASÍLIA / DF: AGOSTO / 2012

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

**GEOSSINTÉTICOS COMO REFORÇO DE REVESTIMENTOS
EM PAVIMENTAÇÃO**

JAIME RAFAEL OBANDO ANTE

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSARIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.

APROVADA POR:

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

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, Ph.D. (UnB)
(CO-ORIENTADOR)

GREGORIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

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

DATA: BRASÍLIA/ DF, AGOSTO 31 DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

OBANDO, JAIME RAFAEL ANTE

Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação [Distrito Federal] 2012

xxii, 95 p; 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2012)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- | | |
|------------------------|-------------------------|
| 1. Geogrelha | 2. Reforço |
| 3. Reflexão de trincas | 4. Pavimentos flexíveis |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (Série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

OBANDO, J. R. A. (2012). Uso de Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-212/12, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 99 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Jaime Rafael Obando Ante

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Geossintéticos como reforço de revestimentos em pavimentação

GRAU / ANO: Mestre / 2012.

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

Jaime Rafael Obando Ante
ScIn 407 Bloco C apto 205, Barrio Asa Norte
CEP: 70855-530 – Brasília/DF – BRASIL
e-mail: jaime_obando87@hotmail.com

Ao meu Deus, por guiar meu caminho;

Aos meus pais, por serem minha força, para a luta diária com a vida, e também pelo esforço e sacrifício deles, a fim de me proporcionar o maior dos tesouros: A educação!

À Ivonne, meu grande amor, minha amiga e parceira. Este triunfo também é teu, sem você nada disso seria realidade;

Ao meu avô, Pedro Antônio Ante, que do céu guia o meu caminho. Que o senhor descanse em paz!

AGRADECIMENTOS

Ao professor, Ennio Marques Palmeira, um exemplo de vida, uma pessoa que me brindou toda confiança e respeito para o desenvolvimento desta pesquisa. Por meio de suas conquistas, sempre inspira seus orientados a chegarem tão longe quanto ele. Um dos maiores orgulhos da UnB;

Ao meu pai, que nesses dois anos sempre me apoiou e não me deixou desfalecer. Suas palavras e seu exemplo de vida me inspiraram para chegar onde estou. Lembro-me de suas palavras “nunca se esqueça de lutar pelas causas justas; sem importar qual o lugar e o tamanho do adversário”. Para o senhor, todo o meu carinho, meu respeito e minha admiração;

À minha mãe, por me ensinar o valor do amor, do respeito e da bondade. Os dois anos que ficamos distantes, não impediram que fôssemos os mesmos parceiros de sempre! Mãe, a saudade e a distância não impediram que nós sempre estivéssemos juntos. Para a senhora, todo o meu respeito, meu carinho e minha admiração;

À Ivonne, a mulher da minha vida. A tua força, a tua ajuda, o teu carinho e a tua compreensão, ajudaram-me a me tornar uma pessoa melhor. Ao teu lado eu pude alcançar as maiores conquistas de minha vida. Eu te amo e te amarei para sempre;

Às minhas irmãs e sobrinhos, vocês são os meus motivos para que eu avance diariamente. Sinto muita saudade de vocês, mas sei que a distância e o tempo não enfraquecerão o amor que sinto por todos vocês;

Ao professor, Márcio Muniz de Farias, pela ajuda na realização deste trabalho. Tenho muito respeito e muita admiração pelo senhor;

À minha amiga Sylvia Brant, menina maravilhosa, sempre disposta a ajudar as pessoas. Obrigado por brindar sua amizade. Sem tua ajuda não teria terminado o trabalho no prazo;

Aos meus colegas de turma, por todos os momentos compartilhados;

Aos meus amigos, Nina Rosa Silveira, Mariana Chrusciak, Rosely Rufo e Ewerton Fonseca, pela ajuda com as revisões do português em alguns capítulos;

À Maria Cristina, pessoa maravilhosa, que sempre ofereceu sua amizade sem esperar nada em troca. Agradeço-te por sempre estar presente nos momentos mais difíceis;

À minha amiga, Tatiana Lopez, pela amizade, pela força. A tua alegria e o teu sorriso proporcionaram-me força para lutar cotidianamente;

Ao meu amigo, Bruno Lôbo, pela amizade oferecida, pelos momentos compartilhados e por preparar os melhores churrascos que comi em toda minha vida;

Aos colegas, Claudia Gomez, Juan Gabriel, David Bernal, Ferney Quiñones, Gabriel Zapata, Robinson Zuluaga, Daniel Calvo, Raydel Lorenzo, Arthur Nhang, Elizabeth Hernández e Jorge Esteban, por suas amizades e pelos momentos compartilhados;

Aos senhores, Arthur, Xavier e Moacyr, pela ajuda na elaboração de algumas peças para a realização dos ensaios desta dissertação. Sem a ajuda de vocês eu não seria possível o desenvolvimento deste trabalho;

Agradeço também ao CNPQ, pelo apoio financeiro prestado.

RESUMO

O objetivo principal de uma estrutura de pavimento é garantir a trafegabilidade em qualquer época do ano e sob qualquer condição climática, proporcionando aos usuários conforto e segurança. Um estudo realizado em 2011 pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) mostra que cerca de 47,9% das rodovias do país precisam de intervenções urgentes, com a finalidade de recuperar suas condições iniciais para desempenhar adequadamente as funções para as quais foram projetadas. Nesta dissertação são apresentadas duas propostas para o reforço de pavimentos flexíveis com geossintéticos. A primeira verifica o emprego destes materiais para evitar a reflexão de trincas entre um revestimento antigo e uma capa asfáltica nova. A segunda proposta visou avaliar o uso de uma camada de base de solo melhorada com cimento composta por resíduos de construção e demolição reciclados (RCD-R), solo laterítico do Campo Experimental de Fundações do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB e cimento Portland. Para avaliar a reflexão de trincas foram ensaiados corpos de prova prismáticos preparados com mistura asfáltica compostos por duas camadas, onde a inferior representou um revestimento antigo e a superior uma camada nova de revestimento (recapeamento). Foram ensaiados corpos de prova com e sem a presença de geogrelha entre estas camadas. Os corpos de prova (em forma de vigas) foram submetidos a carregamento cíclico aplicado por placa metálica no centro do seu vão e o ensaio interrompido quando o afundamento na superfície era igual a 25 mm. Como resultado dos ensaios, obteve-se que a presença de Geogrelhas em camadas asfálticas pode aumentar em até 15 vezes o número de ciclos de carregamento necessário para se atingir um afundamento pré-estabelecido na superfície, além de diminuir a intensidade das trincas geradas. Já no caso do uso do geocomposto (grelha e geotêxtil, com recobrimento asfáltico), este evitou a reflexão de trincas da camada inferior para a camada superior. Observou-se que a mistura RCD-R cimento e solo laterítico atendeu satisfatoriamente as especificações do DNIT para base melhorada com cimento de pavimentos rodoviários.

ABSTRACT

The main purpose of a pavement structure is to provide highways with good structural, functional and safety conditions at any time of the year and under any climatic conditions. A survey by the National Confederation of Transportation of Brazil (CNT, 2011) shows that 47,9% of the country roads need urgent interventions to recover rideability conditions. Reinforcements with geosynthetics may provide a good means to avoid crack reflections during maintenance and rehabilitation works. Two alternative schemes for the reinforcement flexible pavements with geosynthetics are analyzed in this dissertation. The first is intended to avoid crack reflection between an old surface course and the new hot mix asphalt (HMA) layer. The second scheme is intended to reinforce the HMA layers constructed at the top of a base layers composed of cement-improved soil. The base layers comprised recycled construction and demolition wastes, and natural lateritic soil typically found in the Federal District region of Brazil. Conventional Portland cement with a content of 7.5% by weight was used to improve the base layer soils. In order to test crack reflection, two prismatic beams of dense HMA were prepared and samples of geocomposites (geogrid and geotextile coated with bitumen) was placed in between them. An initial crack was induced by cutting the inferior part of the lower HMA specimen, and a vertical cyclic loading was applied with a metallic plate in the center of top layer. The test was interrupted when the vertical displacements at the surface reached 25 mm. The results show that the geogrid may increase by 15 times the number of loading cycles required to reach the pre-established value of vertical displacements (25 mm). Also, it was noticed that the intensity of the cracks decreased and crack reflection to the upper layer was prevented by the inclusions of geocomposites. The results of the tests on mixtures of cement, recycled construction and demolition waste and lateritic soil showed that this the type of mixture used complied with the specifications of DNIT regarding pavement stabilized bases.

RESUMEN

El objetivo principal de una estructura de pavimento es garantizar la movilidad en cualquier época del año y en cualquier situación climática, proporcionando a los usuarios comodidad y seguridad. Un estudio realizado en el año 2011 por la confederación nacional del transporte (CNT) mostro que cerca del 47,9% de las vías del país necesitan intervenciones urgentes, con la finalidad de recuperar las condiciones iniciales, para desempeñar adecuadamente las funciones para las cuales fueron proyectadas. En este trabajo, son presentadas dos propuestas para el refuerzo de pavimentos flexibles con geosintéticos. La primera propuesta, pretendió verificar el uso de estos materiales para evitar el fenómeno de reflexión de fisuras entre una capa deteriorada y una sobre carpeta. La segunda opción, pretendió evaluar el uso de una capa de base granular estabilizada con cemento, compuesta por RESÍDUOS de construcción y demolición reciclados (RCD-R), suelo laterítico del campo experimental de fundaciones del programa de pos grado de la Universidad de Brasilia (UnB) y cemento Portland. Para evaluar la reflexión de fisuras, fueron ensayados cuerpos de prueba prismáticos preparados con mezcla asfáltica, compuestos por dos capas, donde la inferior represento una capa antigua y la superior, un refuerzo bituminoso. Los cuerpos de prueba evaluados, fueron reforzados con un geosintético, colocado entre las dos capas. Es importante destacar que los cuerpos de prueba (en forma de viga), fueron sometidos a cargas cíclicas aplicadas por una placa metálica en el centro de la viga, siendo el ensayo terminado cuando la deformación plástica alcanzo un valor de 25 mm. Como resultado de los ensayos fue encontrado, que la presencia de los geosintéticos en capas asfálticas puede aumentar en hasta 15 veces, el número de ciclos necesarios para alcanzar la deformación preestablecida en la superficie, además de disminuir la intensidad de las fisuras generadas. En el caso del uso del geocompuesto (Malla y geotextil, con recubrimiento bituminoso), evito la reflexión de fisuras de la capa inferior para la superior. Fue determinado que la mezcla de RCD-R cemento y suelo laterítico atendieron satisfactoriamente las especificaciones del DNIT para base estabilizada con cemento de pavimentos.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA	1
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.2.1 Objetivo geral.....	4
1.2.2 Objetivos específicos.....	4
1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTAÇÃO	6
2.1.1 Generalidades	6
2.1.2 Mecanismos de atuação dos geossintéticos.....	7
2.1.2.1 Geotêxtil.....	8
2.1.2.2 Geogrelha	9
2.1.2.3 Grelha metálica	10
2.1.2.4 Geocompostos em pavimentação.....	12
2.1.3 Emprego de geossintéticos na reflexão de trincas.....	13
2.2 Ruptura de pavimentos asfálticos.....	18
2.2.1 Fadiga em misturas asfálticas.....	18
2.2.2 Técnicas experimentais para ensaios de fadiga.....	21
2.3 TRINCAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS.....	22
2.3.1 Generalidades	22
2.3.2 Classificação das trincas.....	23
2.3.3 Reflexão de trincas	24
2.4 SOLO CIMENTO COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO.....	25
2.4.1 Generalidades	25
2.4.2 Panorama do uso do RCD em pavimentos flexíveis	26

2.4.3	Caracterização do solo cimento com RCD.....	27
3.	MATERIAIS E MÉTODOS.....	29
3.1	SELEÇÃO E COLETA DE MATERIAIS	29
3.1.1	Materiais para elaboração de misturas asfálticas.....	29
3.1.1.1	Materiais granulares	30
3.1.1.2	Cimento asfáltico	30
3.1.2	Materiais para a execução de base melhorada com cimento	31
3.1.2.1	Resíduo de construção e demolição	31
3.1.2.2	Solo fino	33
3.1.2.3	Cimento Portland	33
3.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	34
3.2.1	Avaliação da distribuição granulométrica.....	34
3.2.1.1	Granulometria por peneiramento	34
3.2.1.2	Composição física do resíduo	35
3.2.2	Avaliação da textura e forma das partículas.....	36
3.2.2.1	Índice de forma	36
3.2.2.2	Partículas fraturadas.....	37
3.2.2.3	Angularidade da areia	38
3.2.3	Avaliação da limpeza do material	38
3.2.3.1	Equivalente de areia	38
3.2.4	Dureza do material	39
3.3	DOSAGEM MARSHALL	39
3.4	DOSAGEM SOLO CIMENTO	40
3.5	GEOSSINTÉTICOS EMPREGADOS	40
3.5.1	Geogrelha 1	41
3.5.2	Geogrelha 2	41
3.5.3	Geogrelha 3	42

3.5.4 Geogrelha 4	42
3.6 ELABORAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	44
3.6.1 Corpos de prova com mistura asfáltica	44
3.6 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS	46
3.6.2 Estrutura de reação	46
3.6.3 Sistema hidráulico	47
3.6.4 Sistema de aquisição de dados	48
3.6.5 Instrumentação utilizada.....	49
3.6.5.1 Célula de carga.....	49
3.6.5.2 Medidores de deslocamento linear.....	50
3.7 ENSAIOS REALIZADOS SOBRE CORPOS DE PROVA	51
3.7.2 Modelo físico mistura asfáltica	51
3.8.2 Resistência máxima a tração na flexão	52
4. RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM DE MATERIAL.....	53
4.1 INTRODUÇÃO	53
4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS MATERIAIS	53
4.2.1 Avaliação da granulometria.....	53
4.2.2 Avaliação da textura e forma das partículas.....	57
4.2.3 Avaliação da limpeza do material	58
4.2.4 Avaliação da dureza dos materiais	60
4.2.5 Avaliação das relações massa – volume.....	60
4.2.6 Caracterização física do cimento asfáltico	62
4.2.7 Avaliação do teor ótimo de cimento asfáltico	63
4.2.7.1 Método de dosagem marshall.....	63
4.2.8 Dosagem da mistura de solo – cimento.....	66
5. RESULTADOS DOS ENSAIOS EM MODELOS FÍSICOS COM E SEM REFORÇO.....	70

5.1 INTRODUÇÃO	70
5.2 AVALIAÇÃO DE REFLEXÃO DE TRINCAS	70
5.2.1 Resultados de ensaios sem reforço	71
5.2.2 Ensaios reforçados com a Geogrelha 1	73
5.2.3 Ensaios reforçados com a Geogrelha 2	75
5.2.3 Ensaios reforçados com a Geogrelha 3	78
5.2.4 Ensaios reforçados com a Geogrelha 4	80
5.3 RESISTÊNCIA MÁXIMA À TRAÇÃO NA FLEXÃO	84
5.3.1 Corpos de prova de mistura asfáltica	84
6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	88
6.1 CONCLUSÕES.....	88
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Faixas granulométricas base melhorada com cimento, (norma DNER 142/2010 – ES).....	35
Tabela 3.2 Faixas granulométricas concreto asfáltico (norma DNIT 031/2006 –ES).	35
Tabela 3.3 Especificações técnicas dos Geossintético empregados.....	43
Tabela 4.1 Granulometria dos materiais para confecção da mistura asfáltica.	54
Tabela 4.2 Granulometria dos materiais para a elaboração da mistura solo-RCD-cimento. ...	55
Tabela 4.3 Resultados da avaliação de textura e forma	58
Tabela 4.4 Resultados dos ensaios da avaliação de limpeza.....	59
Tabela 4.5 Resultados de ensaios de Abrasão Los Angeles.....	60
Tabela 4.6 Resultados da avaliação massa – volume.....	61
Tabela 4.7 Caracterização física do cimento asfáltico CAP 50 – 70.	62
Tabela 4.8 Ensaio de Densidade Bulk - corpos de prova marshall.....	63
Tabela 4.9 Resultados do ensaio densidade máxima medida.....	64
Tabela 4.10 Resultados do ensaio de estabilidade e fluência marshall.....	64
Tabela 4.11 Resultados dos corpos de prova Marshall.....	65
Tabela 4.12 Especificação DNIT 031/2006.....	66
Tabela 4.13 Resistência à compressão corpos de prova RCD + solo + cimento	69
Tabela 5.1 Condições de ensaio do modelo físico.....	71
Tabela 5.2 Resultados totais modelo físico.....	82
Tabela 5.3 Resistência à tração corpos de prova CBUQ reforçados e sem reforço.....	85

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Estágios existentes num processo de fadiga (modificado Bernucci <i>et al.</i> 2006)....	20
Figura 2.2 Ensaio de viga apoiada em quatro pontos (4 PB) (modificado ASTM D7460-10).	22
Figura 3.1 Estocagem e amostragem do CAP 50-70 Centro-Oeste Asfaltos Ltda.	31
Figura 3.2 Britagem RCD empresa areia bela vista: (a) Britador de mandíbulas; (b) RCD depois da britagem primaria.....	32
Figura 3.3 Britagem secundaria RCD: (a) Britador de mandíbulas laboratório de geociências; (b) RCD após britagem secundaria.	32
Figura 3.4 Secagem do material ao ar e lâmpadas UV.	33
Figura 3.5 Crivo redutor e peneira circular para ensaio de índice de forma.	37
Figura 3.6 Equipamento para ensaio de equivalente de areia	39
Figura 3.7 Geocomposto com recobrimento asfáltico	41
Figura 3.8 Geogrelha metálica usada nos ensaios.....	42
Figura 3.9 Geogrelha 3 usada nos ensaios.	43
Figura 3.10 Geogrelha 4 usada nos ensaios	43
Figura 3.11 Compactação primeira camada corpo de prova CBUQ: (a) elaboração da mistura; (b) compactação.	44
Figura 3.12 Compactação segunda camada corpo de prova CBUQ: (a) instalação da Geogrelha; (b) compactação camada superior.	45
Figura 3.13 Verificação da densidade com densímetro elétrico.	45
Figura 3.14 Geração de trinca no corpo CBUQ: (a) máquina de serra para corte; (b) espessura da trinca ; (c) altura da trinca.	46
Figura 3.16 Equipamento para ensaio de modelo fisico vigas CBUQ.....	47
Figura 3.17 Conjunto motor Bomba.	48
Figura 3.18 Sistema de aquisição de dados Lynx ADS2000.	49
Figura 3.19 Célula de carga.....	49
Figura 3.20 Medidores de deslocamento linear.	50
Figura 3.21 Posição da instrumentação.....	50
Figura 3.22 Modelo físico mistura asfáltica.....	51
Figura 3.23 Ensaio de resistência à flexão em vigas bi apoiadas de CBUQ.....	52
Figura 4.1 Curvas granulométricas Brita 0, Brita 1, Pó de Pedra e Material Misturado.	54
Figura 4.2 Granulometria do material dosado solo-RCD.	56
Figura 4.3 Composição física do resíduo.	57

Figura 4.4 Curva de compactação mistura RCD (85%) – Solo (15%).	67
Figura 4.5 Curva de compactação RCD + Solo + 7,5% Cimento.	68
Figura 4.6 Teor de cimento <i>versus</i> resistência à compressão	69
Figura 5.1 Afundamento na superfície <i>versus</i> número de ciclos de carga para vigas sem reforço.	72
Figura 5.2 Reflexão de trincas em viga sem reforço: (a) Aparição das primeiras trincas (250 ciclos de carga); (b) Puncionamento da placa de aplicação de carga (350 ciclos de carga); (c) Amostra depós do ensaio.	72
Figura 5.3 Afundamento na superfície <i>versus</i> número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 1.	74
Figura 5.4 Vigas reforçadas com a Geogrelha 1: (a) Aparição das primeiras trincas (250 ciclos de carga); (b) Início do puncionamento (1.300 ciclos de carga); (c) Amostra depois do ensaio (2.100 ciclos de carga).	74
Figura 5.5 Estado da grelha depois do ensaio de vigas com Geogrelha 1.	75
Figura 5.6 Afundamento na superfície <i>versus</i> número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 2.	76
Figura 5.7 Vigas reforçadas com a Geogrelha 2: (a) Primeiras trincas apresentadas (250 ciclos de carga) ; (b) Finalização do ensaio (2.600 ciclos de carga).	77
Figura 5.8 Geogrelha 2 depois do ensaio.	77
Figura 5.9 Afundamento na superfície <i>versus</i> número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 3.	78
Figura 5.10 Corpos de prova reforçados com a grelha 3: (a) Primeira trincas refletidas no corpo de prova (250 ciclos de carga); (b) Reflexão de trincas (3.300 ciclos de carga).	79
Figura 5.11 Geogrelha 3 depois do ensaio.	79
Figura 5.12 Afundamento na superfície <i>versus</i> número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 4.	80
Figura 5.13 Vigas reforçadas com Geogrelha 4: (a) aparição das primeiras trincas (600 ciclos de carga) ;(b) Termino do ensaio das vigas (6000 ciclos de carga).	81
Figura 5.14 Geogrelha 4 depois do ensaio.	81
Figura 5.15 Resultados Totais modelo físico.	84
Figura 5.16 Arranjo do ensaio de flexão.	85
Figura 5.17 Resistência à tração corpos de prova CBUQ reforçados e sem reforço	86
Figura 5.18 Ensaio de resistência à tração viga de CBUQ reforçada com geossintético.	87

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 5.1 Resistência à tração na flexão.....	86
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES.

% VAM	Vazios no agregado mineral
% Vv	Volume de vazios
% W	Teor de umidade
ABNT	Associação brasileira de normas técnicas
ASTM	<i>American society for testing and materials</i>
B	Largura
CAP	Cimento asfáltico de petróleo
CBUQ	Concreto betuminoso usinado em quente
C _c	Coefficiente de curvatura
cm	Centímetro
CNT	Confederação nacional do transporte
CO ₂	Dióxido de carbono
Conama	Conselho nacional do meio ambiente
c _p	Centipoise
C _U	Coefficiente de uniformidade
DF	Distrito federal
DNER	Departamento nacional de estradas de rodagem
DNIT	Departamento nacional de infraestrutura de transporte
ES	Especificação de serviço
f	Índice de forma
FC-1	Trincas cujas aberturas são menores que 1,0 mm
FC-2	Trincas cujas aberturas são superiores a 1,0 mm, sem erosão nas bordas
FC-3	Trincas cujas aberturas são superiores a 1,0 mm, com erosão nas bordas
f _{ct}	Resistência à tração na flexão
FE	Fator de eficiência viga sem reforço
FE _G	Fator de eficiência viga reforçada
g	Gramas
g/cm ³	Gramas/centímetro cúbico
G1	Geogrelha 1
G2	Geogrelha 2
G3	Geogrelha 3
G4	Geogrelha 4

GP	Pedregulho mal graduado
GP – GM	Areia siltosa mal graduada
GS	Massa específica real
GS _a	Massa específica aparente
Gse	Massa específica efetiva
GW	Pedregulho bem graduado
h	Horas
H	Altura
HVS	Simulador de tráfego móvel
Hz	Hertz
I _p	Índice de plasticidade
IPEA	Instituto de pesquisa econômica aplicada
J	Trincas interligadas couro de jacaré sem erosão
JE	Trincas interligadas couro de jacaré com erosão
kg/h	Quilogramas/hora
km	Quilômetro
km/h	Kilômetros/hora
kN	Quilonewton
kN/m	Quilonewton/metro
kN/m ³	Quilonewton/metro cúbico
kPa	Quilopascal
l	Distância entre apoios
L	Comprimento
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
ME	Método de ensaio
MG	Minas gerais
min	Minuto
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
MR	Módulo de resiliência
N	Newton
N/m	Newton/metro
NBR	Norma Brasileira

N _f	Número de ciclos de fadiga
N _G	Número de ciclos de carga viga reforçada
N _s	Número de ciclos de serviço
N _{SR}	Número de ciclos de carga viga sem reforço
°C	Grau Celsius
Pb	Percentagem de cimento asfáltico
Pba	Percentagem de asfalto absorvido
Pbe	Teor de asfalto efetivo
Pol	Polegada
PIB	Produto interno bruto
Ps	Percentagem de agregados
PVA	Acetato de polivinila
PVC	Policloreto de vinil
Q _{max}	Carga máxima suportada
R\$	Real brasileiro
RBV	Relação betume vazios
RCD	Resíduo de construção e demolição
RCD-R	Resíduo de construção e demolição reciclado
REGAP	Refinaria Gabriel Passos
RJ	Rio de Janeiro
RP	Relação filer/Ligante
rpm	Rotações por minuto
RTFOT	<i>Rolling thin oven test</i>
SC	Areia argilosa
SM	Areia siltosa
SSS	Saturado superficialmente seco
SUCS	Sistema unificado de classificação de solos
SW-SC	Areia argilosa bem graduada
TB	Trincas interligadas tipo bloco sem erosão
TBE	Trincas interligadas tipo bloco com erosão
TER	Terminologia
TLC	Trinca longitudinal curta
TLL	Trinca longitudinal longa
TRR	Trinca isolada de retração

TTC	Trinca transversal curta
TTL	Trinca transversal longa
UnB	Universidade de Brasília
US\$	Dólar americano
USP	Universidade de São Paulo
UV	Radiação ultravioleta
W_L	Limite de liquidez
W_p	Limite de plasticidade
Φ	Diâmetro

1. INTRODUÇÃO

1.1 MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

O setor de transportes é conhecido como agente indutor de riquezas e desenvolvimento, além de ser o responsável pela integração entre áreas de produção e de consumo, tanto no mercado interno como externo. Nesse contexto, o transporte de cargas no Brasil é altamente dependente do modal rodoviário e conseqüentemente dos combustíveis fósseis, fato que torna este meio de transporte um importante consumidor de energia e, por conseguinte, um dos principais emissores de gás carbônico (CO₂).

Os investimentos na estrutura rodoviária do Brasil podem atingir bilhões de reais por ano, porém estes investimentos ainda não suprem as necessidades do país. Com isto, os bens produzidos perdem competitividade devido a uma matriz modal deficiente, no qual as estradas (principal meio de escoamento da produção nacional) encontram-se em estado tal que não são capazes de atender a demanda de transporte de carga do país (Bernucci *et al*; 2006).

De acordo com Frischtak (2009), recentemente o país investiu cerca de 2% do produto interno bruto (PIB) em infraestrutura, o que é ainda insuficiente em comparação às economias emergentes e às desenvolvidas. A causa fundamental desta problemática é a falta de planejamento, de financiamento e de investimento conjugados com a fragilidade e a incerteza do ambiente regulatório. Entre os anos 2001 a 2007 foi investido, aproximadamente, 0,34% do PIB em infraestrutura rodoviária, sendo este um valor alto, já que o PIB do ano 2010 foi de US\$ 2,194 trilhões, caracterizando o Brasil como a sétima maior economia do mundo (Frischtak, 2009).

Segundo o Banco Mundial (2007), entre os anos 2001 e 2007 o gasto médio anual do Brasil foi de aproximadamente R\$ 600 milhões para a reabilitação da malha rodoviária federal pavimentada e de R\$150 milhões para sua conservação. No entanto, para aumentar a quantidade de estradas em boas condições o Banco Mundial estima que será preciso investir pelo menos cerca de R\$ 1,2 bilhões por ano entre os anos de 2007 e 2013.

Uma estrada degradada com buracos, reduz a velocidade em média de 8,7 km/h e uma com o revestimento totalmente destruído a reduz em 31,7 km/h. Além disso, as condições do pavimento afetam o custo operacional dos veículos, sendo o acréscimo médio de 24,8%; Portanto, uma rodovia em bom estado de conservação pode resultar em até 5% de economia no consumo de combustível, menores tempos de viagem, custos de manutenção e emissões de CO₂ para os veículos que nela circulam. Ademais, o custo anual dos acidentes de trânsito nas rodovias brasileiras alcançou a cifra de R\$ 22 bilhões, a preços do dezembro de 2005, o que equivale a 1,2% do PIB brasileiro. Muitos destes acidentes estiveram diretamente relacionados com o estado do revestimento (IPEA, 2006).

De acordo com o IPEA (2010), o setor rodoviário brasileiro é especialmente importante pela grande participação que detém 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 dimensão continentais 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%.

Ainda de acordo com o IPEA (2010), atualmente 61% das cargas transportadas nacionalmente são deslocadas por meio das rodovias. O Brasil possui mais de 61 mil quilômetros de vias federais pavimentadas, sendo o país com a terceira malha rodoviária mais extensa do mundo, e que apresenta apenas 13,5% das vias pavimentadas. Apesar de sua extensa malha, o Brasil não possui uma tradição de manutenção e conservação de suas estradas, cuja construção é realizada muitas vezes com a utilização de materiais pouco duradouros e restauradas de forma inadequada.

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. Um estudo realizado em 2011 pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) apresenta os seguintes resultados acerca da condição dos pavimentos no Brasil: ótimo - 46,6%, bom - 5,5%, Regular - 33,9%, Ruim - 11,2%, Péssimo - 2,8%. Analisando esses dados, pode-se inferir que cerca de 47,9% das rodovias do país precisam de intervenções urgentes com a finalidade de recuperar suas

condições iniciais para desempenhar adequadamente as funções para as quais foram projetadas.

Em relação à avaliação feita nas rodovias do DF, que totalizou 407 km, obteve-se os seguintes resultados: Ótimo – 17,4%, Bom – 31,0%, Regular - 44,2% e Ruim – 7,4. Segundo a CNT (2011), no Distrito Federal o custo de restauração, incluindo o tratamento de trincas, ondulações e afundamentos apresenta um valor de R\$ 629.000,00/km.

A manutenção do pavimento é necessária devido ao desgaste causado pelo uso, pelas intempéries e pelo esforço sobre sua estrutura, o que faz decrescer a sua serventia. Assim, uma recuperação ou restauração mal executada acarreta na melhora pouco efetiva do conforto ao rolamento ou da sua capacidade de suportar tensões. Os veículos mais pesados, ao trafegarem sobre as irregularidades do pavimento, têm sua carga estática acrescida, devido a efeitos dinâmicos que atuam por um curto período de tempo nas proximidades da irregularidade, aumentando ainda mais sua magnitude.

Como parte das soluções para a conservação rodoviária, apresentam-se nesta pesquisa duas propostas para o reforço de pavimentos flexíveis por meio do uso de geossintéticos. A primeira é usada no revestimento asfáltico para evitar a reflexão de trincas entre um revestimento antigo e uma camada nova, onde ainda pretende-se verificar o possível aporte estrutural gerado pelo geossintético e o incremento na vida útil da camada reforçada. A segunda proposta visa o uso de uma camada de base de solo melhorada com cimento, composta por resíduos de construção e demolição (RCD), solo laterítico do Campo Experimental de Fundações do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB e cimento Portland. O estudo também visa avaliar o desempenho de um revestimento de baixo custo para as estradas não pavimentadas.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o efeito estrutural do uso de diferentes tipos de geossintéticos no recapeamento de pavimentos flexíveis e em camadas de base melhoradas com cimento, por meio de ensaios em vigas prismáticas sob aplicação de carregamento cíclico.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a influência da rigidez do geossintético na reflexão de trincas sob a ação de carregamento cíclico em misturas asfálticas;
- Medir a influência do uso de diferentes tipos de geossintéticos no tempo de reflexão de trincas em misturas asfálticas;
- Avaliar a aplicabilidade de misturas de cimento, solo laterítico e RCD-R como base de pavimentos à luz de normas do DNIT.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A dissertação está dividida em seis capítulos. O primeiro capítulo introduz o tema da pesquisa, apresentando como motivação para sua realização, uma análise dos custos dos investimentos do país na manutenção e reabilitação das rodovias, além de apresentar os principais resultados do estado das rodovias nacionais e suas implicações econômicas.

O segundo capítulo apresenta uma revisão da literatura sobre o tema, descrevendo alguns aspectos de interesse na resistência à fadiga das misturas asfálticas, características importantes dos resíduos de construção e demolição, geossintéticos utilizados em pavimentos e projeto de estruturas de pavimentos, além de destacar os estudos realizados por outros autores.

No terceiro capítulo são expostos os materiais e a metodologia seguida nos ensaios que permitiram avaliar o uso de geossintéticos em misturas asfálticas e na base de solo melhorada com cimento.

O capítulo quatro contém os resultados obtidos nos ensaios de caracterização.

No capítulo cinco são apresentados os resultados dos ensaios realizados sob as vigas prismáticas submetidas a carregamento cíclico.

No capítulo seis apresentam-se as conclusões obtidas no estudo e as sugestões para pesquisas futuras.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 GEOSSINTÉTICOS EM PAVIMENTAÇÃO

2.1.1 Generalidades

Falhas nas rodovias devido a deficiências estruturais podem acontecer precocemente ou ao longo do tempo por causa dos efeitos combinados de tráfego dos veículos, características do pavimento e fatores ambientais. A aparição de deformações permanentes na base e no subleito devido a cargas cíclicas, pode eventualmente resultar em deformações excessivas ou trincamento da superfície. O dano por fadiga pode acontecer gradualmente ao longo da vida da estrutura e, desta maneira, o pavimento pode tornar-se inoperável antes do final da sua vida útil. Neste caso, o reforço de pavimentos usando geossintéticos pode aumentar a resistência do pavimento e reduzir o fenômeno de reflexão de trincas.

Segundo a norma NBR 12553 (2003) o termo geossintéticos 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 se destacam: reforço, filtração, drenagem, proteção, separação, impermeabilização e controle de erosão superficial.

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. Além disso, estes materiais visam aumentar a vida útil da camada asfáltica em relação à fadiga.

Na engenharia rodoviária são utilizados basicamente dois tipos de geossintéticos para retardar a reflexão de trincas, os geotêxteis e as geogrelhas. No grupo dos geotêxteis existem os do tipo tecido e os do tipo não tecido, que diferem entre si pelo processo de fabricação. O primeiro tem as fibras alinhadas e no segundo as fibras são dispostas aleatoriamente,

solidarizadas por processos físicos ou químicos. A geogrelha é definida como um produto com estrutura em forma de grelha, com função predominante de reforço, cujas aberturas permitem a interação com o meio em que estão confinadas.

2.1.2 Mecanismos de atuação dos geossintéticos

Segundo Monismith *et al.* (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. A geogrelha possui rigidez superior à da mistura asfáltica, e impõe que as trincas provenientes da camada inferior sejam redirecionadas para um plano horizontal. Se a concentração de esforços superar a resistência do reforço ou as tensões advindas da interação revestimento-reforço, o geossintético perderá sua funcionalidade e as trincas começam a se refletir.

Um fator fundamental no uso de geossintéticos na reflexão de trincas é que deve existir uma completa aderência entre a camada de reforço (geossintético) e a estrutura antiga, para que o movimento das trincas seja difundido horizontalmente dentro da camada intermediária criando trincas horizontais que se dissipam e não se refletem para cima.

Em revestimentos delgados (espessuras menores de 5 cm) a fibra inferior da camada de reforço se encontra bastante tracionada. O mecanismo de reflexão das trincas se dará principalmente pela fadiga na zona tracionada da camada e será mais influenciada pelas cargas de tráfego e menos pelos ciclos térmicos (Pereira, 2002).

Em revestimentos maiores que 5 cm de espessura, a reflexão das trincas, além de ser o mecanismo predominante do processo de deterioração do pavimento, ocorrerá tanto devido às cargas de tráfego como devido aos ciclos térmicos. Ao incorporar o geossintético nestas estruturas os seguintes efeitos são esperados:

- Absorção de tensões de origem térmica;
- Absorção de deformações das cargas de tráfego;

- Desvio de trincas de reflexão e conseqüentemente atraso na sua reflexão para a capa sobrejacente;
- Redução da severidade das trincas refletidas;
- Impermeabilização.

Os principais geossintéticos empregados no recapeamento de pavimentos flexíveis são detalhados a seguir:

2.1.2.1 Geotêxtil

Geotêxteis são definidos como geossintéticos permeáveis fabricados em forma de manta. Entre os diferentes produtos geossintéticos, 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 são: polipropileno ($\pm 85\%$ dos produtos), poliéster ($\pm 12\%$), polietileno ($\pm 2\%$) e poliamida ($\pm 1\%$). Geotêxteis tecidos são fabricados usando métodos tradicionais com uma ampla variedade de tipos. Geotêxteis não tecidos são fabricados por meio do lançamento de filamentos ou fibras em um rolo giratório, os quais subseqüentemente têm seus filamentos ligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, (Shukla, 2002).

De acordo com Rodrigues (2003), podem-se utilizar três ou quatro vezes mais ligante asfáltico quando utiliza-se um geotêxtil impregnado com asfalto na restauração de um pavimento. Isto acontece devido à alta capacidade de absorção do material, por meio da impregnação dos seus vazios. Devido a este fato obtêm-se os seguintes benefícios:

- Diminuição da permeabilidade, evitando a infiltração da água do topo do pavimento para camadas inferiores, uma vez que os poros da manta são praticamente preenchidos com ligante;

- Quando a aplicação do ligante é homogênea, obtém-se uma aderência mais regular entre a camada de recapeamento e o revestimento subjacente, levando a um melhor desempenho global da camada de recapeamento;
- Redução da velocidade de propagação das trincas refletivas, devido ao seu redirecionamento;
- Redução da severidade das trincas, devido ao bloqueio do bombeamento de finos, pelo efeito de barreira ao fluxo;
- O aspecto prático mais importante na utilização de geotêxteis na reflexão de trincas é a taxa de emulsão asfáltica a ser utilizada, que tem que garantir a melhor aderência entre a camada antiga, o geotêxtil e o recapeamento. Quando se tem pouca emulsão, a tendência é de ter baixa aderência entre as camadas.

2.1.2.2 Geogrelha

As geogrelhas constituem a categoria dos geossintéticos que são projetados principalmente para cumprir uma função de reforço. Este material tem encontrado numerosas aplicações em projetos rodoviários. As aberturas da geogrelha permitem uma melhor interação com o material na qual está enterrada.

As geogrelhas são comumente fabricadas de polipropileno, polietileno, poliéster e PVA. As geogrelhas de poliéster têm geralmente pouca espessura, o que as torna flexível, e sua ligação é tipicamente tecida ou ligada por fusão (Shukla, 2002). Os filamentos de geogrelhas de poliéster são geralmente revestidos com capa de PVC ou de acrílico, visando a sua proteção contra danos mecânicos e degradação. As grelhas feitas com polipropileno e polietileno tendem a ser mais rígidas à flexão. Geogrelhas são classificadas dependendo da resistência que podem fornecer nas duas direções, sendo classificadas como unidirecional ou bidirecional. Geogrelhas unidirecionais são geralmente apropriadas para muros e taludes, e bidirecionais são sugeridas para reforço da camada de base de estruturas de pavimentos, por exemplo (Gupta, 2009).

Segundo Wickert (2003), a geogrelha tem um módulo de elasticidade à tração alta, comparada com o do geotêxtil impregnado com asfalto e com o próprio concreto asfáltico. Tem-se então que as deformações devido às tensões geradas pelas cargas do pneu, podem ser absorvidas pela geogrelha usada como reforço. É importante destacar que as propriedades típicas das geogrelhas a serem consideradas em um projeto são a rigidez, a temperatura de amolecimento, a abertura entre os elementos e a flexibilidade.

2.1.2.3 Grelha metálica

A utilização da malha de aço como reforço de pavimentos flexíveis tem como objetivo dotar o pavimento de um reforço capaz de aumentar a sua vida útil, o que, conseqüentemente, repercutirá no consumo de recursos naturais e diminuição de custos de manutenção e restauração.

Segundo Reis (2009), o reforço de pavimentos flexíveis com malhas de aço é uma técnica construtiva econômica para prevenir o aparecimento de trincas longitudinais no pavimento causado por temperaturas muito baixas. A utilização de grelhas metálicas no reforço de pavimentos flexíveis durante a sua construção e restauração traz, basicamente, os mesmos benefícios já apresentados para as grelhas poliméricas.

Um dos maiores problemas dos revestimentos reforçados com grelhas de aço são a aderência e as juntas de construção. Quando é colocada uma grelha metálica utilizada como reforço entre uma camada nova e uma antiga, com o propósito de diminuir a reflexão de trincas, é importante avaliar a aderência que existe entre os materiais. No caso de não se ter uma boa aderência do material com a grelha, pode-se ter um deslocamento da mistura asfáltica, especialmente em zonas de descida ou de frenagem dos veículos, o que reduz consideravelmente a capacidade funcional do revestimento. Outro problema decorrente do uso das grelhas metálicas pode ocorrer nas juntas, em decorrência do aparecimento de trincas longitudinais ou transversais. De acordo com Bulher (2007), para evitar danos precoces na instalação do reforço é importante ter em conta as seguintes recomendações:

- As deficiências remanescentes na superfície antiga, devem ser corrigidas;

- A superfície deve estar nivelada evitando a compactação inadequada do reforço, o que ocasiona o surgimento prematuro de trincas e irregularidades longitudinais;
- O reforço deve ser corretamente instalado, caso contrário pode haver surgimento prematuro de defeitos devido à movimentação da grelha no interior da camada asfáltica;
- Durante a instalação do reforço deve-se garantir que a grelha esteja desenrolada adequadamente, isenta de dobras e rugas, sendo necessária uma correta sobreposição das grelhas quando requerida, assegurando a ancoragem especificada pelo fabricante.

Um dos maiores desafios que apresenta a utilização de sistemas de reforço em revestimentos asfálticos com grelhas metálicas, é a viabilidade técnica e financeira da reciclagem destas camadas. Buhler (2007), realizou uma avaliação sobre a possibilidade de reciclagem de um pavimento reforçado com grelhas metálicas. Algumas seções teste foram executadas com diferentes materiais, no intuito de estimar-se o potencial de reciclagem destes produtos. Nos ensaios o reforço metálico foi envolvido em lama asfáltica (usado como camada de ligação) com uma espessura de 6 cm. Deste teste, algumas observações puderam ser feitas, quais sejam:

- Devido à alta resistência do aço, não é recomendado cortar a grelha, sob o risco de prejudicar o equipamento de fresagem e reduzir a eficiência do processo;
- Deve-se nivelar a superfície 1 cm acima da grelha, sem atingí-la;
- Não há qualquer problema em arrancar a grelha metálica usando um guindaste.

Os resultados e conclusões deste estudo comprovam a eficiência de executar uma camada de lama asfáltica sobre o reforço metálico, principalmente no caso de uma futura intervenção que contemple a reciclagem ou mesmo a fresagem.

2.1.2.4 Geocompostos em pavimentação

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, (Shukla, 2002). Os geocompostos utilizados em pavimentação consistem em um tecido (geotêxtil) impregnado com asfalto associado a uma geogrelha. A função do geotêxtil é garantir o melhor grau de aderência entre o geocomposto e o revestimento novo, enquanto a geogrelha confere alta resistência e rigidez.

Os geocompostos geralmente são fabricados usando polipropileno e poliéster. O polipropileno tem uma temperatura de fusão de 165°C, temperatura que dificilmente será atingida por uma mistura asfáltica. Por esta razão este material é um dos mais populares na fabricação de geocompostos para capas asfálticas.

Segundo Button & Lytton (2003), o uso de geocompostos em pavimentação apresenta as seguintes vantagens e desvantagens:

Vantagens:

- Os geocompostos impregnados com asfalto evitam, ou minimizam, a infiltração da água da superfície para o interior da estrutura do pavimento;
- O geocomposto pode permanecer sem ser comprometido depois do trincamento da superfície ocorrer, o que constitui uma barreira para o ingresso da água;
- O geocomposto reduz o fenômeno de reflexão de trincas.

Desvantagens:

- O geotêxtil tem que estar totalmente impregnado de asfalto para constituir uma barreira contínua contra fluxo;

- A deterioração precoce do recapeamento pode acontecer caso o geocomposto seja disposto em um pavimento antigo e trincado e a mistura nova seja deficientemente compactada;
- O uso de geocompostos tem se apresentado ineficiente na redução de reflexão de trincas por efeitos térmicos. Em locais com alta precipitação e regiões com ciclos de congelamento e descongelamento, onde têm sido executados recapeamentos com geocompostos, tem-se observado pouca efetividade na redução de reflexão de trincas;
- O uso de geocompostos apresenta pouca efetividade quando a abertura das trincas é maior que 9,5 mm.

Deve-se notar que as desvantagens apresentadas por Button *et al.* (2003) estão mais relacionadas com o processo construtivo do recapeamento do que propriamente com o uso do geocomposto.

2.1.3 Emprego de geossintéticos na reflexão de trincas

Os geossintéticos podem atuar de duas maneiras em um revestimento: desviando as trincas ou convertendo as trincas em microfissuras ao se propagarem. Quando são usados geotêxteis impregnados com asfalto na interface, precisa-se de uma taxa maior de ligante asfáltico do que a obtida com uma pintura de ligação convencional.

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 e manutenção da estanqueidade do revestimento, protegendo as camadas subjacentes da ação das águas pluviais e, dessa forma, mantendo a resistência da estrutura às deformações plásticas sob cargas repetidas e evitando o bombeamento de finos da camada de base através das trincas refletidas (Montestruque, 2002).

No caso da utilização das geogrelhas, a reflexão é visualizada pela formação de microfissuras de baixa severidade, apresentando trajetórias aleatórias, com progressão lenta. O primeiro material usado nas geogrelhas foi o poliéster e em seguida a fibra de vidro. A geogrelha de

estrutura aberta tem módulo de elasticidade alto, comparado com o geotêxtil impregnado com o ligante e com o próprio concreto asfáltico.

Austin *et al.* (1996) estudaram, em um ensaio a escala real, o uso de um geocomposto (grelha e geotêxtil) como tratamento para o fenômeno de reflexão de trincas. Neste ensaio foram avaliadas três tipos de estruturas; a primeira, de controle, que não tinha reforço; a segunda com o reforço localizado no meio da camada asfáltica e a terceira estrutura com o reforço na base da camada asfáltica. O carregamento foi aplicado mediante um pneu carregado com 6 kN e uma pressão de contato de 300 kPa. Os resultados destes ensaios mostraram que as seções do pavimento testadas com o reforço resistiram três vezes mais que a seção de controle.

Komatsu *et al.* (1998) avaliaram geogrelhas de alto módulo e alta resistência no reforço de misturas asfálticas, visando reduzir as deformações plásticas decorrentes do efeito combinado do clima e da passagem de veículos. Os ensaios foram realizados para corpos de prova com e sem reforço, por meio do uso de um simulador de tráfego. Os resultados obtidos mostraram que a presença das geogrelhas aumentaram a resistência ao afundamento em comparação com os corpos de prova sem reforço. Foram também verificados que as geogrelhas com menor abertura apresentavam maior resistência devido a maior aderência entre a mistura e a geogrelha.

Montestruque (2002) avaliou o comportamento de dois tipos de geossintéticos, uma geogrelha e um geotêxtil não tecido, realizando ensaios de fadiga em vigas de concreto asfáltico com as seguintes dimensões: $L = 46$ cm, $B = 7,5$ cm, $H = 7,5$ cm, onde L era o comprimento da viga, B a largura e H a altura. Durante os ensaios foram variadas as seguintes condições: posição da carga, pressão, posição da geogrelha, dimensões da pré-trinca. Os resultados obtidos mostraram que a inclusão do geossintético como alternativa de restauração de pavimentos trincados mostrou-se eficaz para retardar ou para até mesmo interromper a propagação de trincas de reflexão. Além disso, observou-se o efeito de redirecionamento da trinca, devido à maior rigidez da geogrelha. A resistência à fadiga também aumentou em comparação com os resultados obtidos com o geotêxtil.

Wickert (2003) realizou um conjunto de ensaios com diversos tipos de geotêxteis, analisando o efeito de temperatura, incluindo ensaios de tração de faixa larga sem impregnação e com

impregnação e ensaios de permeabilidade com diversas taxas de ligante. Nestes ensaios, o autor procurou obter parâmetros que contribuiriam na melhora de procedimentos de instalação e de escolha do material, que afetam diretamente o desempenho dos pavimentos. Como resultados, foi encontrado que a principal causa dos defeitos está relacionada à instalação e à impregnação insuficiente do geotêxtil.

Fritzen (2005) avaliou diferentes soluções de reforço em um trecho experimental na rodovia Rio-Teresópolis (RJ). No total foram construídos quatro trechos experimentais que foram testados por meio de ensaios acelerados com o simulador de tráfego móvel HVS. Conclui-se que, das soluções empregadas, aquela que apresentou melhor comportamento foi a que utilizou uma geogrelha.

Bulher (2007) analisou o processo de instalação de geogrelhas como reforço, o efeito de sua inserção nas camadas asfálticas de recapeamento e os procedimentos para o dimensionamento estrutural. Na pesquisa, foram realizados ensaios de fadiga em vigas prismáticas de concreto asfáltico. Os resultados obtidos revelam que as geogrelhas poliméricas proporcionam o melhor resultado na reflexão de trincas.

Zou *et al.* (2007) realizaram um trecho experimental de pavimento reforçado com diferentes tipos de geogrelhas na província de Shanxi, China. Os reforços utilizados foram três geogrelhas de fibra de vidro, uma geogrelha plástica, dois geotêxteis e um geocomposto. Os geossintéticos foram instalados na interface entre um revestimento asfáltico novo e uma base estabilizada com cimento nova. Como resultados obtidos de avaliações funcionais e estruturais encontrou-se que as deflexões nas estradas com uso de reforço foram menores em comparação com as estradas sem reforço. Observações feitas quatro anos depois da rodovia estar em serviço mostraram que os geossintéticos não desempenham suas funções, se a capacidade de carga da base ou sub-base são insuficientes, se o revestimento asfáltico é fino demais ou se não são realizadas restaurações sobre o revestimento deteriorado.

Khodaii *et al.* (2009) estudaram o efeito do uso de reforço com geossintéticos na redução do fenômeno de reflexão de trincas. Durante os ensaios foi variada a localização do geossintético, tipo de pavimento, temperatura e intensidade da trinca. As dimensões dos corpos de prova foram: 380 mm x 150 mm x 75 mm e as condições de apoio do corpo de

prova foram dos seguintes tipos: uma base de mistura asfáltica, uma base de concreto e uma placa de neopreno com módulo de elasticidade igual a 11 MPa. O carregamento foi aplicado por meio de uma placa circular de aço com 112 mm de diâmetro com uma frequência de ensaio de 10 HZ. A máxima carga aplicada foi de 6,79 kN, resultando em uma pressão de contato de 690 kPa e os corpos de prova foram avaliadas sob as temperaturas de 20°C e 60°C. Dos resultados obtidos estabeleceu-se que a utilização de geogrelhas melhorou o desempenho do recapeamento, além de verificar-se que o fenômeno de reflexão de trincas é função da posição da geogrelha, temperatura e da rigidez relativa entre o recapeamento e o pavimento antigo.

Virgili *et al.* (2009) relataram resultados de estudos realizados acerca do reforço de camadas duplas de mistura asfáltica com o uso de geogrelhas. Nos estudos foram avaliados vários tipos de sistemas duplos e um sem reforço como ensaio de controle. Os materiais de reforço empregados foram: uma geogrelha de fibra de vidro, uma geogrelha de poliéster e uma geomembrana. O estudo foi realizado em corpos-de-prova de vigas prismáticos, aplicando carregamento cíclico com uma frequência de 1 Hz. As condições de apoio foram as mesmas de uma viga apoiada em quatro pontos (*four point bending* - 4PB). O critério de finalização do ensaio foi estabelecido como o número de ciclos necessários para que amostra chegasse a uma deformação permanente estabelecida. Além disso, foi desenvolvido um modelo matemático com o objetivo de efetuar comparações entre valores previstos e os valores experimentais. Dos resultados obtidos, foi concluído que o ensaio de viga apoiada em quatro pontos é capaz de mostrar diferenças de rigidez entre vigas com e sem reforço. O modelo matemático simulou adequadamente o comportamento de vigas reforçadas e sem reforço submetidas a carregamento cíclico.

Hosseini *et al.* (2009) avaliaram o uso de geossintéticos no reforço de pavimentos asfálticos no aeroporto Khomeini, em Tehran, Iran. Foram avaliados corpos de prova reforçados e sem reforço, com dimensões 50 mm x 64 mm x 381 mm, obtidos diretamente da pista de pouso do aeroporto. A avaliação foi realizada conforme a norma ASTM D 7460 e o carregamento foi aplicado com uma frequência de 10 Hz. Dos resultados obtidos foi concluído que os corpos de prova reforçados com geossintéticos apresentaram uma alto módulo de rigidez e uma baixa propagação de trincas em comparação com corpos de prova não reforçados.

Bastos (2010) estudou o comportamento mecânico de misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas, realizando basicamente um modelo físico de grande escala. Os resultados obtidos mostraram que a presença de geogrelha como reforço melhorou o comportamento mecânico das misturas asfálticas com a tendência de maior resistência à fratura.

Ferrotti *et al.* (2011) avaliaram o reforço de misturas asfálticas com geogrelhas de fibra de vidro cobertas com resinas epóxi, bidirecional e com abertura de 33 mm x 33 mm. Os ensaios realizados visaram a obtenção de parâmetros da resistência de interface, avaliando diferentes tipos de emulsão asfáltica e diversas tensões de confinamento (0 MPa, 0,2 MPa e 0,4 MPa). Além disso, foi avaliado o aporte estrutural por meio da realização de ensaios de fadiga em vigas apoiadas em quatro pontos (4PB). Os parâmetros adotados pelos autores para a realização do ensaio foram carregamento cíclico de 1 kN com frequência de 1 Hz, temperatura de 20°C e um tempo de ensaio de 8 horas. Dos resultados obtidos durante os ensaios pôde se concluir que a geogrelha apresentou uma baixa aderência com as camadas asfálticas, mas este problema pode ser resolvido com a utilização de emulsões asfálticas modificadas com polímeros que melhoram a aderência entre os materiais. Com relação ao aporte estrutural da fibra de vidro, foi apresentada uma melhoria de até duas vezes em relação à viga sem reforço.

Correia *et al.* (2011) avaliaram diferentes tipos de geotêxteis não tecidos de polipropileno e de poliéster, impregnados com uma emulsão catiônica de ruptura rápida. A avaliação das mudanças do comportamento de amostras embebidas com asfalto e sem asfalto foram realizadas por meio de ensaios de tração de faixa larga e ensaios de permeabilidade. Os resultados obtidos apresentaram um importante acréscimo na resistência à tração, além de demonstrar que a emulsão asfáltica catiônica aplicada a geotêxteis não tecidos permitiu uma drástica redução da permeabilidade devido às características impermeabilizantes do ligante asfáltico.

Barraza *et al.* (2011) estudou a durabilidade de um sistema anti-reflexão de trincas, composto por uma camada antiga, reforço geossintético e a camada nova. Para o propósito da pesquisa foi desenvolvido um equipamento que permitisse a aplicação de carregamento cíclico, simulando o carregamento imposto pelos veículos. No total, foram avaliadas seis geogrelhas, com diferentes características, incluindo uma geogrelha de poliéster recoberta com polímero,

geogrelha de fibra de vidro, além de geotêxteis não tecidos e de um geocomposto coberto com emulsão asfáltica. O carregamento foi aplicado sob uma frequência de 10 Hz, temperatura de 20°C e carregamento variando entre 3 e 19 kN, O critério de finalização dos ensaio foi a reflexão da trinca imposta na camada inferior até a superfície da amostra. Dos resultados obtidos concluiu-se que os geossintéticos empregados aumentam o tempo para que as trincas sejam refletidas da camada inferior para a superior, além de mostrar que as geogrelhas com maior rigidez levam a um melhor desempenho do conjunto.

2.2 RUPTURA DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

2.2.1 Fadiga em misturas asfálticas

O fenômeno da fadiga relaciona-se ao fato de que muitos materiais, sendo sucessivamente solicitados em níveis de tensão inferiores àqueles de ruptura, pouco a pouco desenvolvem alterações em sua estrutura interna, que resultam na perda de características estruturais originais. Isso gera um processo de microfissuração progressiva que culmina no desenvolvimento de fraturas e, conseqüentemente, no rompimento do material (Balbo, 2007).

Segundo a ASTM D7460-10, a fadiga é definida como o processo de mudança estrutural permanente, progressiva e localizada, que ocorre em um ponto do material sujeito a tensões de amplitudes variáveis e que produzem as fissuras que conduzem à ruptura, após um determinado número de ciclos. Assim, pequenas cargas isoladas não são suficientes para levar os materiais asfálticos até a ruptura. O fenômeno de fadiga é devido ao acúmulo de ações mecânicas e/ou térmicas aplicadas de forma cíclica, o que vai gerando zonas de plastificação do material que acabam definindo planos de fraturas e descontinuidades, comprometendo bastante as respostas estruturais iniciais.

A vida de fadiga em pavimentos asfálticos pode ser definida com a intensidade de tráfego, representado pelo número de eixos padrões, que a estrutura pode suportar antes da ruptura. O grau de tolerância a danos por fadiga pode variar, dependendo das cargas de tráfego de projeto (Baburamani, 1999).

As variáveis que influenciam o comportamento de uma estrutura de pavimento podem ser categorizadas como: variáveis de carga, variáveis ambientais, variáveis de construção e características do material. Todas estas variáveis precisam ser levadas em conta para a previsão do comportamento no campo. Em certa medida, variáveis de construção e características do material podem ser controladas, enquanto que carregamento (cargas por eixo, distribuição, carga intermitente, pressão de calibragem do pneu, etc.) e fatores ambientais (temperatura, umidade, etc.) podem variar significativamente. As diferenças entre laboratório e campo, particularmente com respeito às cargas e fatores ambientais, levam à necessidade do emprego de um fator de correção para se prever a vida à fadiga com base em previsões feitas a partir de ensaios de laboratório. Alguns dos fatores que contribuem no desempenho do pavimento, mas não podem ser totalmente reproduzidos no laboratório e, que precisam de um fator de correção são: temperatura, períodos de descanso entre duas cargas consecutivas, envelhecimento, deformação de tração, carga por eixo e direção do tráfego (Baburamani, 1999).

Podem-se considerar quatro causas principais dos processos de fadiga, conforme se discorre adiante:

- Vazios iniciais elevados em misturas podem gerar um envelhecimento prematuro do asfalto, devido ao dano gerado pela ação combinada do tráfego e/ou clima. Isso vai gerando um aumento da rigidez do material por perda de moléculas mais voláteis, que facilita o posterior trincamento por fadiga. Os altos teores de vazios iniciais podem ocorrer por vários motivos, entre eles compactação deficiente, projeto errado da mistura e baixo teor de asfalto;
- Presença de fissuras iniciais nos materiais pode acontecer pela compactação da mistura com viscosidade reduzida por causa da diminuição da temperatura. Fissuras também podem surgir em decorrência do uso de mistura envelhecida, que se torna rígida e quebradiça, de difícil compactação;
- Deformação plástica excessiva, prematura ou em longo prazo, devido às características reológicas do ligante asfáltico, sendo importante a escolha do ligante em função das características climáticas onde vai ser usado. Por exemplo, em zonas

onde prevalecem baixas temperaturas ao longo do ano, é preciso um asfalto dúctil. Caso contrário, onde as temperaturas são predominantemente altas, deve-se escolher um ligante mais rígido. No caso de locais com estações climáticas definidas, precisa-se de um asfalto capaz de apresentar um comportamento satisfatório às condições do clima;

- Ocorrências de zonas de concentração de tensões na superfície (como ranhuras e sulcos) constituem fator de deterioração para o comportamento à fadiga dos materiais, quando sujeitos a esforços de tração. Nessas zonas ocorre concentração de tensões que podem provocar as primeiras fissuras, em um processo que tende a progredir (Balbo, 2007).

Segundo Bernucci *et al.* (2006), as fissuras de fadiga se manifestam nas superfícies de revestimentos asfálticos segundo três estágios diferentes, conforme mostra a Figura 2.1.

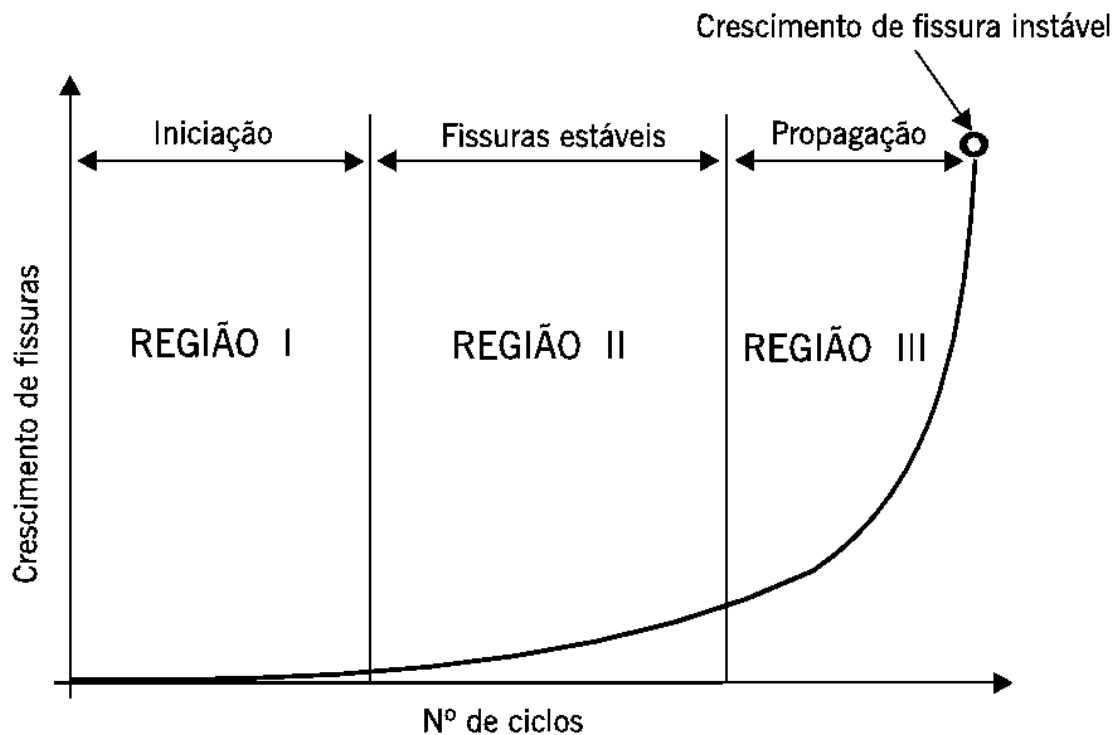


Figura 2.1 Estágios existentes num processo de fadiga (modificado Bernucci *et al.* 2006).

- Região I: Ocorrem as primeiras mudanças estruturais, formam-se microfissuras; os deslocamentos crescem e a zona de danos irreversíveis se inicia;

- Região II: Caracterizada pelas microfissuras originadas do crescimento das microfissuras;
- Região III: Crescimento das microfissuras conduzindo rapidamente ao colapso total.

2.2.2 Técnicas experimentais para ensaios de fadiga

As técnicas de laboratório mais empregadas para ensaios de caracterização de comportamento à fadiga de misturas asfálticas são basicamente três: compressão diametral de corpos de prova cilíndricos, flexão de corpos de prova trapezoidais e flexão de barras prismáticas ou vigas. Os ensaios para avaliar a resistência à fadiga podem ser feitos sob tensão controlada ou deformação controlada, sendo o ensaio de compressão diametral, com tensão controlada e carga aplicada com frequência de 1Hz, o mais usado no Brasil.

A resistência à fadiga de uma mistura asfáltica é definida em termos de vida de fratura (N_f) ou vida de serviço (N_s). A primeira refere-se ao número total de aplicações de certa carga necessária para a fratura completa da amostra e a segunda (N_s) ao número total de aplicações dessa mesma carga que reduz o desempenho ou a rigidez inicial da amostra a um nível preestabelecido (Bernucci *et al.*, 2006).

Conforme a norma ASTM D7460 (2010), o ensaio de laboratório para determinar a resistência à fadiga com vigas tem sido usado para estimar o comportamento da mistura asfáltica sob a ação de cargas repetidas. Embora o comportamento da mistura asfáltica dependa de muitos fatores (alteração do tráfego, velocidade dos veículos, mudanças climáticas, períodos de descanso entre as cargas, envelhecimento, etc.), o ensaio permite obter um comportamento parecido com o comportamento de campo sempre que as características dos materiais são conhecidas.

O ensaio para avaliar a resistência à fadiga de vigas consiste basicamente na aplicação de um carregamento cíclico de comportamento senoidal no terço central da viga. A viga é apoiada em quatro pontos, onde dois dos apoios centrais são os que aplicam o carregamento e os outros apoios são respectivamente os apoios laterais direito e esquerdo (Figura 2.2). As

frequências de aplicação do carregamento podem variar entre 5 e 10 Hz, o nível de deformação é previamente calculado e introduzido no controlador para manter a deformação constante ao longo do ensaio. O número de ciclos mínimo de carga deve ser de 10.000 e o ensaio é terminado quando a rigidez inicial do corpo de prova é reduzida em 60% do valor inicial.

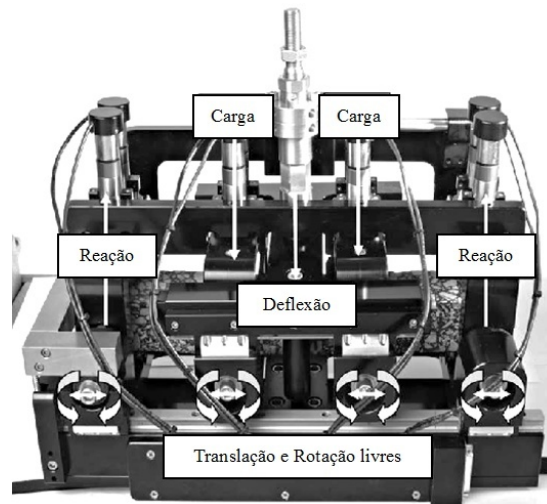


Figura 2.2 Ensaio de viga apoiada em quatro pontos (4 PB) (modificado ASTM D7460-10).

A partir dos resultados experimentais, tem-se desenvolvido muitos modelos de fadiga que pretendem estimar o comportamento das misturas asfálticas no campo, com base em resultados de ensaios de laboratório. O desenvolvimento de modelos de estimativa de dano incluem os seguintes elementos: caracterização dos materiais no laboratório, análise da resposta estrutural das camadas do pavimento e desenvolvimento de critérios de desempenho e modelos de predição de comportamento (Baburamani, 1999).

2.3 TRINCAS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

2.3.1 Generalidades

Os defeitos na superfície do pavimento podem aparecer a curto, médio e longo prazo. A velocidade de surgimento dos defeitos vai depender de diversos fatores, tais como: erros de projeto, erros de construção, materiais de baixa qualidade, erros na conservação, manutenção e efeito da deterioração por fadiga.

Os erros de projeto podem surgir devido a fatores tais como ausência de informação climatológica, que permita dar uma estimativa do possível comportamento futuro da estrutura em função das mudanças de temperatura e dificuldades em se prever o tráfego real que atuará no período do projeto, escolha equivocada de materiais e drenagem deficiente, por exemplo.

De acordo com Bernucci *et al.* (2006), entre os erros ou problemas construtivos, destacam-se: espessuras menores que as previstas no projeto, falta de compactação apropriada das camadas e execução da obra sob condições climáticas desfavoráveis.

As inadequações na seleção de alternativas de conservação e manutenção podem causar novos defeitos como, por exemplo: reforço de revestimentos asfálticos com pouca espessura e de rigidez elevada sobre pavimento muito trincado, possibilitando a reflexão de trincas precoce e restauração com revestimentos permeáveis sobre superfícies muito trincadas, permitindo a entrada de água (Bernucci *et al.*, 2006).

Antes da escolha de qualquer alternativa de restauração ou reconstrução, é necessário um bom diagnóstico que permita identificar as principais causas que geraram a deterioração da estrutura. Assim, necessita-se de um reconhecimento em campo, levantamento de dados climáticos, estudo de tráfego, mapas geológicos, pedológicos e geotécnicos, além de uma avaliação estrutural, de forma a se conhecer o estado real da estrutura em termos de capacidade de suporte.

2.3.2 Classificação das trincas

Conforme a norma DNIT 005/2003-TER (“Defeitos nos pavimentos flexíveis e Semi-rígidos Terminologia”), define-se fenda como qualquer descontinuidade na superfície do pavimento que conduza a aberturas de menor ou maior porte. A fenda pode ser classificada como fissura ou trinca. A fissura é definida como fenda de largura capilar existente no revestimento, posicionada longitudinal, transversal ou obliquamente ao eixo da via, e a trinca é a fenda existente no revestimento, visível a olho nu, com abertura superior à da fissura, podendo apresentar-se sob a forma de trinca isolada ou trinca ligada.

Segundo à tipologia, as fendas se dividem em:

- Trinca transversal curta (TTC) ou longa (TTL);
- Trinca longitudinal curta (TLC) ou longa (TLL);
- Trinca isolada de retração (TRR).

As trincas interligadas se dividem em:

- Trincas interligadas tipo “Bloco”, sem erosão acentuada nas bordas (TB) ou com erosão (TBE);
- Trincas interligadas tipo “Couro de jacaré”, sem erosão acentuadas nas bordas (J) ou com erosão (JE).

A classificação das fendas, segundo o tamanho da abertura, é a seguinte:

- FC-1: trincas cujas aberturas são menores que 1,0 mm;
- FC-2: trincas cujas aberturas são superiores a 1,0 mm, sem erosão nas bordas;
- FC-3: trincas cujas aberturas são superiores a 1,0 mm, com erosão nas bordas.

2.3.3 Reflexão de trincas

O fenômeno de reflexão de trincas surge devido ao contato pleno entre uma camada nova (superior) e uma camada antiga (inferior), que apresenta fissuras em sua superfície. Na região de contato, onde existe a fissura na camada inferior, ocorre um estado diferenciado de tensões. Se a interface do revestimento trabalha à tração na flexão, a fissura no topo da camada inferior tende a se abrir em um ponto que apresentará descontinuidade de distribuição de esforços e, conseqüentemente, ocorre a propagação da trinca até a superfície, aumentando gradualmente a quantidade de trincas, intensidade e severidade de cada um delas em função da combinação de fatores internos e externos (fadiga, tráfego, clima, entre outros). Outro modo de abertura da fissura é aquele devido às cargas que geram movimentos verticais relativos entre as partes fissuradas da camada subjacente (Balbo, 2006).

2.4 SOLO CIMENTO COM RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

2.4.1 Generalidades

A resolução 307 do conselho nacional de meio ambiente (Conama) e a norma NBR 15115 classificam como Classe A os resíduos de construção, demolição, reformas e reparos de edificações, formados por componentes cerâmicos (tijolo, blocos, telhas, placas e revestimento e outros), argamassa, concretos, blocos, tubos guias, resíduos de peças pré-moldadas, entre outros.

Os agregados provenientes da britagem e classificação de resíduos de construção e demolição (RCD) são compostos geralmente por: concreto, tijolo, argamassa, cerâmica, cal, gesso, entre outros. Dependendo das proporções de cada um dos materiais anteriores e da heterogeneidade define-se o comportamento final do material. Por exemplo, um RCD com alta quantidade de cerâmica vai ter altas restrições para ser usado na elaboração de misturas asfálticas, devido à baixa aderência entre o ligante asfáltico e o material. Já no caso de RCD com alto teor de materiais cerâmicos, confere maior porosidade, além de coloração avermelhada. Por tratar-se de materiais frágeis, durante o processo de compactação tendem a quebrar os grãos, aumentando a parcela de finos, o que pode favorecer a densificação do material.

Dependendo das características dos materiais cimentantes e da atividade pozolânica dos grãos de cimento, pode haver acréscimo de resistência após a compactação, como foi apresentado por Gómez (2011).

Segundo Balbo (2006), a aplicação de RCD em obras de pavimentação, a princípio, limita-se àquelas de pequeno porte, pois o volume de agregados exigidos para camadas de pavimentos em rodovias é muito elevado.

A porosidade do RCD poderá causar acréscimos substanciais na quantidade de água, exigindo eventualmente aumentos no consumo de cimento, o que pode limitar o uso do RCD do ponto de vista econômico.

2.4.2 Panorama do uso do RCD em pavimentos flexíveis

O rápido crescimento das cidades e a necessidade de redução de custos na produção agrícola e industrial tem gerado uma demanda cada vez maior por materiais de construção. Este crescimento acelerado tem reduzido drasticamente os volumes disponíveis nas jazidas de material e, por conseguinte, aumentado o volume de resíduos de construção.

Em países como Alemanha, Austrália, Dinamarca, Holanda, Japão, Estados Unidos e outros, a reciclagem de resíduos sólidos tem-se consolidado com políticas ambientais claras que exigem o uso de materiais recicláveis na construção e em serviços públicos. Segundo dados apresentados por Tam *et al.* (2008), os países com melhor índice de reaproveitamento de materiais recicláveis (RCD) são: Dinamarca, Holanda e Japão, onde são reutilizados 80%, 75% e 65% dos resíduos gerados, respectivamente. O reaproveitamento dos materiais, além de ser devido a motivos econômicos, é influenciado pelo esgotamento dos recursos naturais.

No Brasil, somente 8% dos resíduos são reaproveitados, o que constitui um desafio para chegar aos níveis alcançados pelos países desenvolvidos. São necessários maiores investimentos em pesquisa e em novas tecnologias para melhorar a exploração das potencialidades dos resíduos, (Gómez, 2011).

Conforme Pinto (1999) se se considera que todas as usinas brasileiras em operação ou em fase de instalação estão reciclando RCD em sua capacidade nominal, ter-se-ia uma estimativa que somente 3,6% do RCD produzido no país estaria sendo reciclado. Isso mostra que ainda é necessário instalar muitas usinas para que a reciclagem no país se torne significativa.

Em Belo Horizonte, desde 1994 a prefeitura emprega na pavimentação os agregados reciclados produzidos em suas usinas. Em 2005, a prefeitura de São Bernardo do Campo consumiu cerca de 4.800 m³ de RCD para manutenção de estradas não pavimentadas e a prefeitura de Mauá consumiu cerca de 4.000 m³. Em 2005, a sub-base do Campus Zona Leste da USP, em São Paulo, foi construída utilizando agregados reciclados.

Entre as principais vantagens da utilização dos resíduos da construção civil em pavimentação encontra-se a alta versatilidade do material, pois a forma de reciclagem exige menor

utilização de tecnologia o que reduz os custos de produção. Além disso, permite-se a utilização de todos os componentes minerais dos resíduos, sem a separação de cada um dos componentes, desde que a mistura esteja de acordo com as especificações mínimas para uso em camadas de estruturas de pavimento.

2.4.3 Caracterização do solo cimento com RCD

O reaproveitamento de resíduos de construção e demolição (RCD) tem sido pesquisado com o objetivo principal de reduzir o impacto ambiental provocado pela sua deposição indiscriminada no meio ambiente e também no sentido de melhorar as propriedades e características técnicas dos produtos resultantes.

O Solo - Cimento é um produto bastante utilizado e são vários os tipos de aplicações. No Brasil, a primeira aplicação de solo-cimento em pavimentação se deu na construção da pista de circulação do aeroporto Santos Dumont, no Rio de Janeiro, em 1940. Em seguida surgiram outras construções como a Estrada de Osasco, estrada Federal Caxambu - MG, areias - SP e estrada de Alcântara – RJ (Pitta, 1990).

Passeto (2000) estudou o uso potencial de RCD na construção de aterros, reforço de subleito, sub-base e bases, para dois tipos de granulometrias (0/71 e 0/40 mm). O material era o produto do processo de britagem para atingir os tamanhos desejados. Foram avaliadas as propriedades físicas, químicas e mecânicas do RCD misturado com cinco porcentagens de cimento variando entre 3,0% e 5,0%. Simultaneamente, foi analisado um material granular britado, visando obter a contribuição do resíduo de construção no comportamento da mistura. O resultado da pesquisa mostrou que as misturas com RCD exibiram um comportamento mecânico superior àquelas elaboradas com materiais granulares convencionais.

Silva *et al.* (2002) estudou qual era a proporção adequada para misturas de RCD e cimento Portland. Foram estudadas composições contendo 20%, 40%, 60%, 80% e 100% de RCD em relação à massa de solo, utilizando-se traços com 2%, 4%, 6%, 8% e 10% de cimento em relação à massa da mistura solo-RCD. Os ensaios realizados foram de compressão simples aos 7, 28, 56 e 120 dias. Os resultados mostraram que a melhor combinação foi aquela que composta por 6% de cimento e 60% de RCD.

Silveira (2005) avaliou a viabilidade técnica e econômica da aplicação do resíduo de construção e demolição misturado ao cimento. O estudo foi realizado baseado na mistura do resíduo com o solo escolhido nas seguintes proporções resíduo/solo: 0%, 25%, 50%, 75% e 100%; Destas proporções, foram selecionadas duas (75% e 100%), para as quais foi realizado o estudo de compactação e dosagem de cimento. A dosagem foi feita com três teores diferentes, de acordo com a norma técnica NBR 12253 (“Solo-cimento: Dosagem para Emprego como Camada de Pavimento”). Como resultado da pesquisa, obteve-se que o emprego de RCD reciclado na mistura com cimento com um teor de 8% de cimento atendeu às especificações para uso em rodovias em substituição aos agregados convencionais.

Motta (2005) analisou em laboratório aspectos físicos e de comportamento mecânico de agregados reciclados de resíduo da construção civil para uso em camadas de base, sub-base ou reforço de subleito, em substituição aos materiais convencionalmente utilizados, para vias de baixo volume de tráfego. A pesquisa avaliou o comportamento mecânico do agregado reciclado natural com a incorporação de 4% de cal e com 4% de cimento e, os resultados mostraram que o agregado reciclado possui cimentos e cales ainda ativos, que provoca aumento de coesão da mistura, obtendo ganho de resistência e módulo de resiliência (MR).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo são apresentadas as características e propriedades físicas e mecânicas dos materiais utilizados na pesquisa, visando avaliar o comportamento de dois materiais: o primeiro, um produto de resíduo de construção e demolição reciclado para a elaboração de uma base de solo melhorado com cimento e, o segundo, uma brita calcária para misturas asfálticas. Com a mistura asfáltica foi avaliado o fenômeno de reflexão de trincas e a contribuição estrutural do reforço no meio de duas camadas: a camada de suporte representando um revestimento antigo trincado e a camada superior simulando um recapeamento novo com mistura asfáltica convencional. Além disso, serão descritas as configurações dos ensaios executados, procedimento seguido para elaboração dos corpos de prova e o procedimento para a execução de cada um dos ensaios.

3.1 SELEÇÃO E COLETA DE MATERIAIS

O processo de seleção e coleta de materiais consistiu na avaliação dos possíveis locais para a compra dos materiais. Depois do reconhecimento dos principais estoques de material e definição das características adequadas para a elaboração de misturas asfálticas. Foi definido que a brita e o pó de pedra seriam comprados na Transmac, em Luziânia, Goiás. Já o cimento asfáltico foi conseguido graças à doação da empresa Centro-Oeste Asfaltos Ltda. e o resíduo de construção e demolição foi fornecido pela empresa Areia Bela Vista, dedicada à exploração e produção de areia natural para fabricação de concreto, argamassa e reciclagem de RCD.

3.1.1 Materiais para elaboração de misturas asfálticas

A elaboração de misturas asfálticas convencionais requer que os dois materiais envolvidos (asfalto e brita) tenham a melhor compatibilidade ao longo do tempo de serviço do revestimento, frente às condições prevalentes de clima e carregamento. Das características individuais dos materiais constituintes vai depender o desempenho final da mistura. A dosagem dos materiais foi realizada por meio de ensaios de laboratório, que avaliaram o teor mínimo de cimento asfáltico para atingir as propriedades estabelecidas em normas para deformação, resistência e volume de vazios.

3.1.1.1 Materiais granulares

Após pesquisa preliminar dos fornecedores de brita e pó de pedra no Distrito Federal, foi decidido que a empresa TRANSMAC providenciaria os agregados pétreos que, por inspeção visual, contassem com características apropriadas para elaboração de misturas asfálticas. As características avaliadas visualmente foram forma e presença de impurezas.

As britas fornecidas correspondiam às que comercialmente são denominadas como Brita 0, Brita 1 e Pó de pedra. A coleta do material foi realizada atendendo princípios de segurança e qualidade, para obter amostras que não estivessem contaminadas com materiais que pudessem afetar a execução e o comportamento da mistura asfáltica.

3.1.1.2 Cimento asfáltico

O cimento asfáltico selecionado para a pesquisa foi aquele comercialmente conhecido como CAP 50-70. O nome deste material deve-se à consistência avaliada por meio do ensaio de penetração. Este ensaio consiste em penetrar uma amostra de cimento asfáltico de volume padronizado com uma agulha e uma massa de 100 g a uma temperatura de 25°C. Os ligantes que a empresa Centro-Oeste Asfalto comercializa são procedentes da refinaria Gabriel Passos (REGAP), de propriedade da Petrobras, que fica no município de Betim, Minas Gerais. Para evitar um envelhecimento prematuro do material, ele foi manipulado a uma temperatura que permitia uma viscosidade suficiente de modo a obter as amostras diretamente do veículo de transporte. Durante o processo de amostragem do asfalto diretamente do veículo de transporte, foram desprezados aproximadamente 3 litros de material para evitar a coleta do ligante com resíduos procedentes das descargas anteriores. Além disso, foram tomadas todas as precauções necessárias para evitar que a amostra fosse contaminada com água ou solventes que pudessem prejudicar o comportamento posterior da mistura asfáltica. A coleta foi feita em recipientes metálicos de 7 litros de capacidade para facilitar o manuseio e transporte. Na Figura 3.1 apresenta-se uma vista geral da estocagem e amostragem do CAP 50-70 na empresa Centro-Oeste Asfaltos.



Figura 3.1 Estocagem e amostragem do CAP 50-70 Centro-Oeste Asfaltos Ltda.

3.1.2 Materiais para a execução de base melhorada com cimento

Uma base melhorada com cimento é composta principalmente por: solo, pedregulho, cimento e água. Nesta pesquisa o pedregulho convencionalmente utilizado foi substituído por resíduo de construção e demolição, visando a utilização deste material na construção de revestimentos favoráveis ao meio ambiente e de baixo custo. Para obter a granulometria desejada, foi adicionado um solo fino proveniente do Campo Experimental de Fundações do campus Darcy Ribeiro da UnB. Para aumentar a resistência e obter a mistura estabilizada, foi utilizado um Cimento Portland convencional.

3.1.2.1 Resíduo de construção e demolição

O resíduo de construção e demolição (RCD) utilizado durante a pesquisa teve um processo inicial de britagem com o uso de um britador de mandíbulas (ver Figura 3.2 a). O resíduo foi submetido a um processo de seleção e descarte de materiais contaminantes, tais como: barras de aço, tubos de aço, madeira, vidro, entre outros, com a finalidade de deixar unicamente resíduos de concreto. Os resíduos de concreto britado apresentaram um tamanho máximo de aproximadamente 100 mm (Figura 3.2 b). Este tipo de material geralmente é usado em drenos para rodovias substituindo o rachão, produto da britagem de rochas. Uma vez selecionada a quantidade de material, foi realizada a seleção manual descartando novamente aquele material que ainda estivesse contaminado com solo, resíduos de tijolo, pedra ou argamassa. O resíduo selecionado foi disposto em sacos de ráfia para seu transporte até o Laboratório de Geotecnia

da UnB, onde foi identificado e armazenado para se efetuar a britagem secundária necessária para obter um material homogêneo e de granulometria de acordo com a estabelecida na norma DNIT 142/2010 – (Pavimentação-Base de Solo Melhorado com Cimento-Especificação de Serviço).



Figura 3.2 Britagem RCD empresa areia bela vista: (a) Britador de mandíbulas; (b) RCD depois da britagem primária.

A britagem secundária foi realizada no Laboratório de Geociências da UnB, com ajuda de um britador de mandíbula de abertura 100x60 mm (Figura 3.3 a), com capacidade de produção de 230-400 (kg/h) e uma velocidade de rotação de 1400 rpm. Uma vez terminado o processo de britagem, o material foi misturado e homogeneizado e posteriormente colocado em sacos plásticos de 20 kg, para o transporte novamente até o Laboratório de Geotecnia. O tamanho do material que saiu do britador secundário foi de aproximadamente 12 mm (ver Figura 3.3 b).



Figura 3.3 Britagem secundaria RCD: (a) Britador de mandíbulas laboratório de geociências; (b) RCD após britagem secundaria.

3.1.2.2 Solo fino

O solo empregado para ajustar a granulometria do RCD-R, produto da britagem secundária, no meio da faixa granulométrica da norma DNIT 142/2010, foi produto de amostragem no Campo Experimental de Fundações do Campus Darcy Ribeiro da UnB. A coleta do solo foi realizada a uma profundidade de 1,0 m, evitando a presença de material orgânico, raízes e qualquer outro tipo de contaminantes que pudessem prejudicar o comportamento do solo estabilizado. Uma vez coletado, o solo foi seco ao ar com ajuda de lâmpadas de raios UV (ver Figura 3.4) até chegar à umidade higroscópica. Em seguida, o solo foi destorroado para obter tamanhos menores que pudessem ser misturados efetivamente com o RCD atingindo a granulometria desejada, além de permitir que o cimento hidráulico cobrisse todos os grãos de solo para gerar as concreções necessárias e alcançar uma resistência adequada mediante a estabilização com cimento Portland.



Figura 3.4 Secagem do material ao ar e lâmpadas UV.

3.1.2.3 Cimento Portland

O cimento Portland utilizado para a estabilização de solo cimento foi o produzido e comercializado pela empresa Votorantim, com o nome de Cimento Tocantins. A referência comercial do produto é CP II-Z-32, que é um cimento Portland composto, cuja composição é intermediária entre os cimentos Portland comum (CP I e CP I S) e os cimentos Portland com adições (alto-forno e pozolânica). Este tipo de cimento é um dos mais consumidos no Brasil. Suas propriedades atendem desde estruturas de concreto armado até argamassas de assentamento e revestimento, concreto massa e concreto para pavimentos.

3.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A caracterização dos materiais foi efetuada com amostras representativas obtidas mediante procedimentos padronizados pela norma DNER-199/96 (Redução de Amostras de Campo de Agregados para Ensaios de Laboratório). Os procedimentos de obtenção de amostras no caso de materiais granulares e RCD foram executados mediante o uso de um separador mecânico de amostras, que é um aparelho com várias calhas de igual largura que descarregam alternadamente em cada lado do separador. O processo consiste basicamente no espalhamento uniforme do material ao longo das calhas do separador, de tal forma que quando o material é introduzido, uma quantidade aproximadamente igual cai nas caixas de recepção e a amostra é reduzida o número de vezes que seja necessário até obter a quantidade que o ensaio precisa.

3.2.1 Avaliação da distribuição granulométrica

O tamanho máximo e granulometria de um material estão definidas por uma especificação de serviço que muda dependendo da aplicação do material. O comportamento da camada asfáltica em serviço esta diretamente relacionada com a distribuição granulométrica. Por exemplo, para que um agregado alcance uma alta estabilidade frente aos efeitos das cargas, deve ter um ângulo de atrito elevado, que vai depender da massa específica que atinge durante o processo de compactação, a qual é função da proporção de frações grossas e finas presentes no material.

Os agregados com pouco ou nenhum material fino (passante na peneira # 200) obtém sua estabilidade mediante o contato entre partículas, o que gera uma baixa massa específica e alta permeabilidade. Ao contrário, os agregados com quantidade de finos suficientes para encher os vazios entre as partículas alcançam maior estabilidade, massas específicas maiores, baixa permeabilidade e maior resistência. Já os materiais com um excesso de solos finos, perdem o contato entre partículas, as partículas grossas ficam flutuando no meio do solo fino, a massa específica é baixa e a permeabilidade decresce.

3.2.1.1 Granulometria por peneiramento

Na avaliação da distribuição granulométrica do RCD, das britas e da areia para elaboração das misturas asfálticas, foi utilizada a norma DNER-ME 083/98 (Agregados - Análise

Granulométrica), onde os resultados são expressos em forma de Tabela ou gráfico. As peneiras utilizadas mudaram em função das duas especificações de serviço utilizadas: DNER-142/2010 – ES (Gradações base melhorada com cimento) e DNIT 031/2006-ES (Gradações concreto asfáltico). Na Tabela 3.1 e 3.2 são apresentadas as faixas granulométricas exigidas pelas especificações.

Tabela 3.1 Faixas granulométricas base melhorada com cimento, (norma DNER 142/2010 – ES).

Peneiras	pol.	2"	1"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 200
	mm	50,8	25,4	9,5	4,8	2	0,42	0,074
Faixas	A	100	-	30-65	25-55	15-40	8-20	2-8
	B	100	75-90	40-75	50-60	20-45	15-30	5-15
	C	-	100	50-85	35-65	25-50	15-30	5-15
	D	-	100	60-100	50-85	40-70	25-45	5-20

Tabela 3.2 Faixas granulométricas concreto asfáltico (norma DNIT 031/2006 –ES).

Peneiras	pol.	2"	1 1/2"	1"	3/4"	1/2"	3/8"	Nº 4	Nº 10	Nº 40	Nº 80	Nº 200
	mm	50,8	38,1	25,4	19,1	12,7	9,5	4,8	2	0,42	0,18	0,074
Faixas (% em massa passando)	A	100	95-100	75-100	60-90	-----	35-65	25-50	20-40	10-30	5-20	1-8
	B	-----	100	95-100	80-100	-----	45-80	28-60	20-45	10-32	8-20	3-8
	C	-----	-----	-----	100	80-100	70-90	44-72	22-50	8-26	4-16	2-10

Para avaliar a distribuição granulométrica do material passante na peneira de 2,0 mm, empregou-se o ensaio de sedimentação. O procedimento utilizado para a realização do ensaio foi o padronizado pela norma ABNT – NBR 7181/84 (Solo - Análise Granulométrica).

3.2.1.2 Composição física do resíduo

A composição física do resíduo foi avaliada com o objetivo de quantificar percentualmente cada um dos componentes presentes dentro do material. A avaliação foi executada com uma amostra representativa obtida depois da britagem secundária, composta por aproximadamente 15 kg, a qual foi levada para estufa a 110°C durante 24 h, para retirar a água livre presente no

material. Depois foi avaliada a massa da amostra seca, passando esta pela peneira de 4,75 mm de abertura (Nº 4), para dividir a amostra em duas frações: a primeira fração composta por todo o material retido na peneira e a segunda pelo material passante. Sobre o material retido foi avaliado a quantidade de contaminantes, seixo rolado e material cimentante. Cada um dos componentes foi separado, registrado o valor de sua massa e comparado depois com a massa inicial. Já o material passante foi pesado e comparado com a massa inicial. Devido ao tamanho dos grãos, para o material passante não foram separados os diferentes componentes.

3.2.2 Avaliação da textura e forma das partículas

A textura superficial dos agregados pétreos está diretamente relacionada com a trabalhabilidade, a qual se define como a facilidade com que são misturados agregados pétreos e asfalto. Desta propriedade depende o comportamento da mistura, sua facilidade de instalação, compactação, aderência com o ligante asfáltico e a resistência ao atrito. Tem-se que as partículas com superfícies arredondadas apresentam um menor contato entre partículas em comparação com um agregado britado, o que reduz a capacidade estrutural frente à ação das cargas impostas pelos veículos. A forma das partículas dos agregados influi na trabalhabilidade e resistência ao cisalhamento das misturas asfálticas e muda a energia de compactação necessária para alcançar uma determinada densidade. Partículas irregulares ou de forma angular, tais como pedra britada, cascalhos e algumas areias de brita, tendem a oferecer melhor intertravamento entre os grãos quanto mais cúbicas forem as partículas e mais afiladas forem suas arestas (Bernucci *et al.*, 2006).

3.2.2.1 Índice de forma

A forma das partículas é avaliada pela determinação do índice de forma (f) seguindo o procedimento padronizado pela norma DNER-ME 086/94 (Agregado - Determinação do Índice de Forma). O índice varia de 0,0 a 1,0, sendo o agregado considerado de ótima cubicidade quando $f = 1,0$ e lamelar quando $f = 0,0$. É adotado o limite mínimo de $f = 0,5$ para aceitação de agregados quanto à forma. O ensaio consiste basicamente na avaliação de uma amostra representativa de brita escolhida em função da granulometria do material. A quantidade de material é escolhida tendo em conta a percentagem que representa melhor o material, ou seja, as frações são escolhidas em função daquelas que tenham uma percentagem maior presente no material. A amostra é inicialmente peneirada entre dois crivos circulares

(ver Figura 3.5) com a finalidade de restringir a forma das partículas que vai ser avaliada. Depois de selecionada a amostra, todas as partículas são testadas no primeiro crivo (maior) e as partículas que passam são testadas no crivo II (crivo menor). Uma vez terminado o procedimento, são registradas as massas das partículas retidas, repetindo-se o procedimento para cada uma das frações avaliadas.

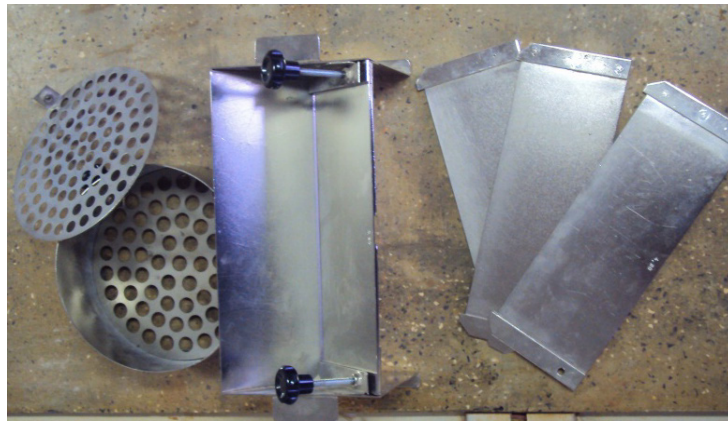


Figura 3.5 Crivo redutor e peneira circular para ensaio de índice de forma.

3.2.2.2 Partículas fraturadas

A angularidade do agregado graúdo aumenta o ângulo de atrito do solo. As partículas fraturadas são definidas como a porcentagem em peso de agregado maiores do que 4,75 mm com uma ou mais faces fraturadas. O grau de aderência do ligante asfáltico com o agregado também está relacionado com a textura superficial, devido às partículas com faces mais fraturadas apresentarem uma melhor aderência, gerando um melhor comportamento da mistura. A maioria das especificações concordam que o valor mínimo de partículas com duas ou mais faces fraturadas que, em função do número de repetições do eixo padrão, variam entre 55% e 100%, sendo 55% um valor de referência para rodovias com baixo volume de tráfego e 100% para rodovias com elevado número de veículos.

Neste estudo o ensaio para a determinação da porcentagem de partículas fraturadas em agregados grossos, foi realizado de acordo com a norma ASTM D 5821-95.

3.2.2.3 Angularidade da areia

A angularidade do agregado miúdo é definida como a porcentagem de vazios presentes em agregados com tamanhos de partículas menores que 2,36 mm, em uma condição de estado solto (Bernucci *et al.*, 2006). O procedimento consiste em deixar cair livremente uma amostra representativa de agregado miúdo em um funil de características e posição padronizadas para um cilindro de volume conhecido. Uma vez cheio o cilindro, o excesso de areia é retirado e a massa é registrada. O valor de referência para misturas asfálticas tem que variar entre 40% e 45%.

3.2.3 Avaliação da limpeza do material

Alguns agregados pétreos contêm certos materiais que os tornam impróprios para utilização em revestimentos asfálticos, a menos que a quantidade desses materiais seja pequena. São materiais deletérios típicos tais com: vegetação, conchas e grumos de argila presentes sobre a superfície das partículas do agregado graúdo.

Geralmente a limpeza e o grau de nocividade dos materiais para elaboração de mistura asfáltica são avaliados inicialmente de maneira visual e posteriormente mediante os ensaios de equivalente de areia e os Limites de Atterberg. Geralmente, tem-se que se restringir a quantidade de materiais nocivos para evitar problemas de aderência entre os agregados pétreos e o ligante asfáltico. Já no caso de materiais estabilizados com cimento a presença material vegetal e solos com Limites de Liquidez menores de 40% e índice de plasticidade igual ou inferior a 18% é restrita, com o objetivo de evitar reações prejudiciais entre o cimento e tais materiais, além de reduzir os problemas relacionados com a expansão da camada.

3.2.3.1 Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia avalia a proporção relativa de materiais tipo argila ou pó em amostras de agregados que passam na peneira # 4 (4,75mm). O procedimento utilizado para a realização do ensaio foi o regulamentado pela norma DNER-ME 054/97. Na Figura 3.6 é apresentado o equipamento utilizado para a realização do ensaio.



Figura 3.6 Equipamento para ensaio de equivalente de areia

3.2.4 Dureza do material

Os agregados pétreos são submetidos, inicialmente, à ação abrasiva dos equipamentos de britagem e o atrito entre tal material se acrescenta no processo de elaboração, instalação e compactação da mistura e posteriormente durante a vida de serviço. É por isso que os agregados têm que ser resistentes aos efeitos de britagem, degradação e desintegração. A dureza do material é função da procedência mineralógica da rocha de origem e grau de intemperismo, entre outros fatores. Para a avaliação da perda de material por abrasão foi utilizado o ensaio de Abrasão Los Angeles (norma DNER – ME 035/98).

3.3 DOSAGEM MARSHALL

A dosagem de uma mistura asfáltica consiste na escolha, através de procedimentos experimentais, de um teor ótimo de ligante, a partir de uma faixa granulométrica predefinida. O teor de ligante asfáltico para o projeto varia de acordo com o método de dosagem, e é função de parâmetros como energia de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido, entre outros. O método de dosagem mais usado mundialmente faz uso da compactação por impacto e é denominado método Marshall em referência ao engenheiro Bruce Marshall que o desenvolveu na década de 1940, (Bernucci *et al.*, 2006).

O objetivo da utilização do método Marshall, foi conferir se o teor de asfalto teórico atingia as especificações da norma DNIT 031/2006.

Para avaliar a massa específica aparente de amostras compactadas e massa específica máxima medida, foram seguidos os procedimentos estabelecidos pelas normas: ASTM D 2726-00 e ASTM D 2041-00.

Para a determinação da estabilidade e fluência no laboratório, foram seguidos os procedimentos padronizados pela norma ASTM D 5581-96.

Os resultados dos ensaios realizados sob os corpos de prova marshall, que avaliaram as propriedades mecânicas, para o teor de asfalto escolhido são apresentados na Tabela 4.11 do capítulo 4.

3.4 DOSAGEM SOLO CIMENTO

A norma técnica NBR 12253 “Solo-cimento: Dosagem para emprego como camada de pavimento” (ABNT, 1992), estabelece os critérios mínimos para escolha do teor de cimento baseada em ensaios de classificação de solos entre eles: granulometria, massa específica e absorção, limite de liquidez, limite de plasticidade e compactação proctor normal. O critério de escolha definitiva do teor de cimento foi baseado nos ensaios de compactação de solo-cimento, realizados de acordo com a norma técnica NBR 12023 “Solo-Cimento: ensaio de compactação” (ABNT 1990), com três teores de cimento diferentes, sendo o primeiro o recomendado pela norma NBR 12253 e os outros dois foram 2% acima do valor sugerido e 2% a menos. Para efeitos de economia, o teor de cimento escolhido foi o menor deles e que apresentou resistência a compressão mínima especificada (2,1 MPa 7 dias de curado). Os resultados da dosagem de solo cimento são apresentados na Tabela 4.13 do capítulo 4.

3.5 GEOSINTÉTICOS EMPREGADOS

Para a realização dos ensaios de carregamento cíclico foram utilizados quatro tipos de reforço, duas geogrelhas, uma grelha metálica e um geocomposto com recobrimento asfáltico. Todos os reforços avaliados apresentam diferentes dimensões de aberturas, rigidez e resistência à tração. Cada uma dessas geogrelhas é descrita abaixo.

3.5.1 Geogrelha 1

O geocomposto utilizado para esta pesquisa, denominado Geogrelha 1 (G1), foi o fabricado e fornecido pela empresa Huesker, sendo produzido a partir de filamentos contínuos de poliéster de alta tenacidade. Este material apresenta uma resistência à tração de 50 kN/m a 12% de deformação, com aberturas com de 40 mm x 40 mm, e é recoberto com película asfáltica. É comercialmente é conhecido como Hatelit C 40/17 (Figura 3.7). Sua principal aplicação é na diminuição do tempo de reflexão de trincas em revestimentos asfálticos.

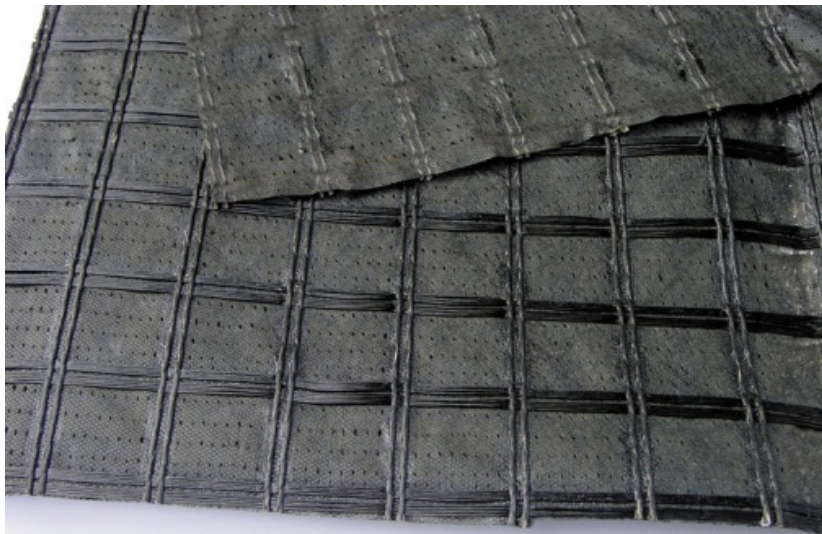


Figura 3.7 Geocomposto com recobrimento asfáltico

3.5.2 Geogrelha 2

A grelha metálica utilizada (G2) possui abertura de malha de 20 mm x 20 mm e diâmetro (ϕ) do fio de 3.0 mm (Figura 3.8). Entre as principais aplicações da Grelha metálica, encontra-se o reforço estrutural e a redução de reflexão de trincas. Quanto ao tipo de estrutura, geralmente são utilizadas em pavimentos flexíveis, mas também podem ser utilizadas em pavimentos semi-rígidos.



Figura 3.8 Geogrelha metálica usada nos ensaios.

3.5.3 Geogrelha 3

A Geogrelha denominada como 3 (G3), também foi fabricada pela empresa Huesker, tendo a denominação Fortrac 80/30 – 20 (Figura 3.9). Possui resistência à tração nominal na direção longitudinal igual a 80 kN/m e na direção transversal igual a 30 kN/m. Tem aberturas com dimensões de 20 mm X 20 mm. A Geogrelha é fabricada com poliéster de alta tenacidade e de baixa fluência, com revestimento protetor polimérico, e sua principal aplicação é no reforço de solos.

3.5.4 Geogrelha 4

A Geogrelha denominada como 4 (G4) também foi fabricada pela empresa Huesker, sendo denominada de Fortrac 55/30 – 20 (Figura 3.10), tendo resistência à tração nominal da direção longitudinal de 55 kN/m e na direção transversal de 30 kN/m. As suas aberturas têm 20 mm X 20 mm. Trata-se também de produto com a finalidade de reforço de solos.

Na tabela 3.3, são descritas as especificações técnicas dos Geossintéticos empregados nesta pesquisa.

Tabela 3.3 Especificações técnicas dos Geossintético empregados

Tipo de Reforço	Denominação	Resistência à Tração na direção longitudinal	Abertura (mm)
Hatelit C	Geogrelha 1	50 kN/m	40 mm x 40 mm
Grelha Metálica	Geogrelha 2	-----	20 mm x 20 mm
Fortrac 80/30 - 20	Geogrelha 3	80 kN/m	20 mm x 20 mm
Fortrac 55/30 - 20	Geogrelha 4	55 kN/m	20 mm x 20 mm

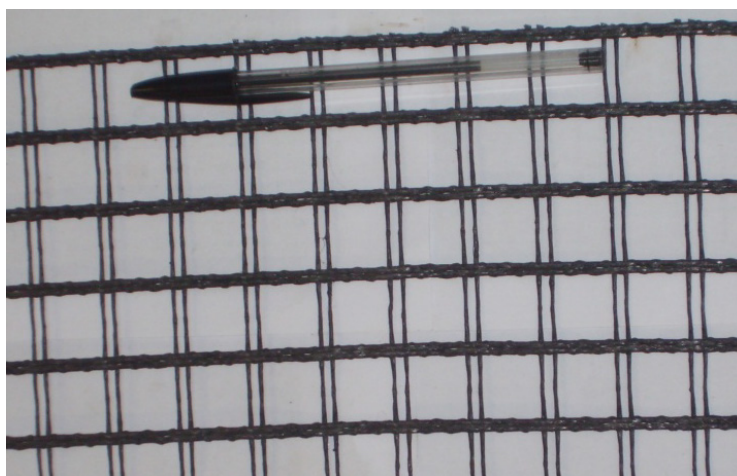


Figura 3.9 Geogrelha 3 usada nos ensaios.

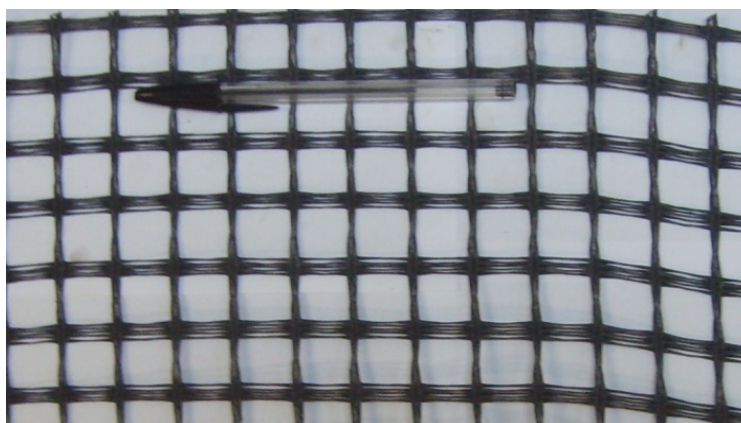


Figura 3.10 Geogrelha 4 usada nos ensaios

3.6 ELABORAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

3.6.1 Corpos de prova com mistura asfáltica

Para a elaboração dos corpos de prova inicialmente prepara-se o material granular composto por Brita 0, Brita 1 e Pó de pedra, em proporções de 60%, 10%, 30% , respectivamente. As proporções foram definidas com base na análise granulométrica realizada nos três materiais, de modo a se atingir a especificação da norma DNIT 031/2006. Em seguida, os agregados foram aquecidos a uma temperatura de 160°C, para serem misturados com o cimento asfáltico que foi aquecido previamente a 150°C. As temperaturas foram definidas conforme a curva viscosidade – temperatura. Uma vez que os materiais atingiram as temperaturas estabelecidas, procedeu-se a mistura dos mesmos durante o período de tempo que garantiu o ótimo recobrimento do asfalto sobre o agregado (Figura 3.11 a). Quando a mistura asfáltica alcançou 140°C foi levada para o sistema de compactação composto por uma estrutura de reação, cilindro hidráulico e bomba hidráulica manual, sendo compactada a primeira camada sob uma pressão estática de 312,5 kPa. O procedimento anterior foi realizado com o objetivo de atingir um grau de compactação superior aos 95% com 4,0% de volume de vazios (Figura 3.11 b).

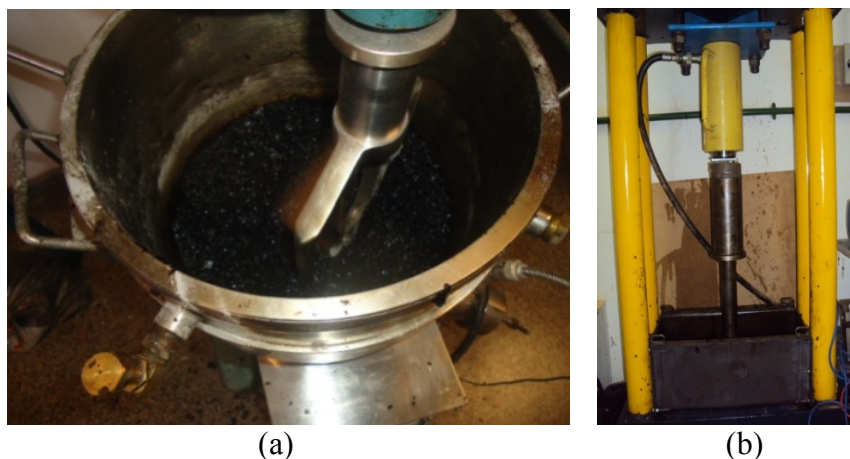


Figura 3.11 Compactação primeira camada corpo de prova CBUQ: (a) elaboração da mistura; (b) compactação.

Uma vez que a primeira camada foi compactada e esfriada até alcançar a temperatura ambiente, foi instalada a Geogrelha aplicando emulsão asfáltica na dosagem recomendada pelo fabricante (Figura 3.12 a), passados alguns minutos iniciou-se a compactação da segunda camada com a mesma energia utilizada para a primeira camada (Figura 3.12 b).

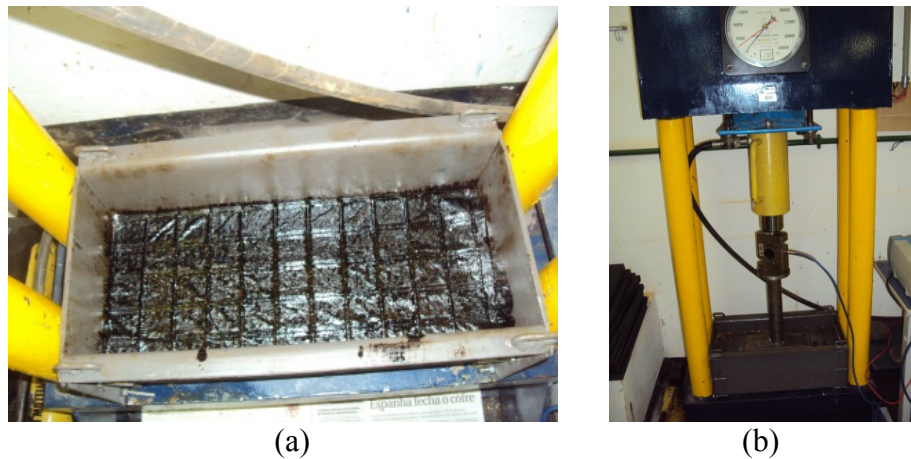


Figura 3.12 Compactação segunda camada corpo de prova CBUQ: (a) instalação da Geogrelha; (b) compactação camada superior.

Já quando os corpos alçaram a temperatura ambiente, foram retirados do molde, verificando o seu grau de compactação com a ajuda de um densímetro elétrico (Figura 3.13).

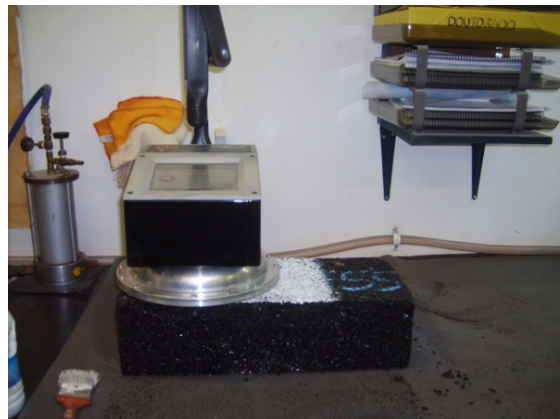


Figura 3.13 Verificação da densidade com densímetro elétrico.

Para representar as condições de uma pavimento em estado de deterioração, foi gerada uma trinca com uma serra de corte (Figura 3.14 a) utilizada para polir amostras de concreto. No corpo de prova foi gerada uma trinca com 4 mm de largura (Figura 3.14 b) e profundidade de 16 mm ($1/3$ da altura da camada inferior), conforme mostra a Figura 3.14 c. A trinca foi gerada na parte central da viga com o objetivo que de se propagar ao longo de toda a altura da viga com a aplicação do carregamento cíclico.

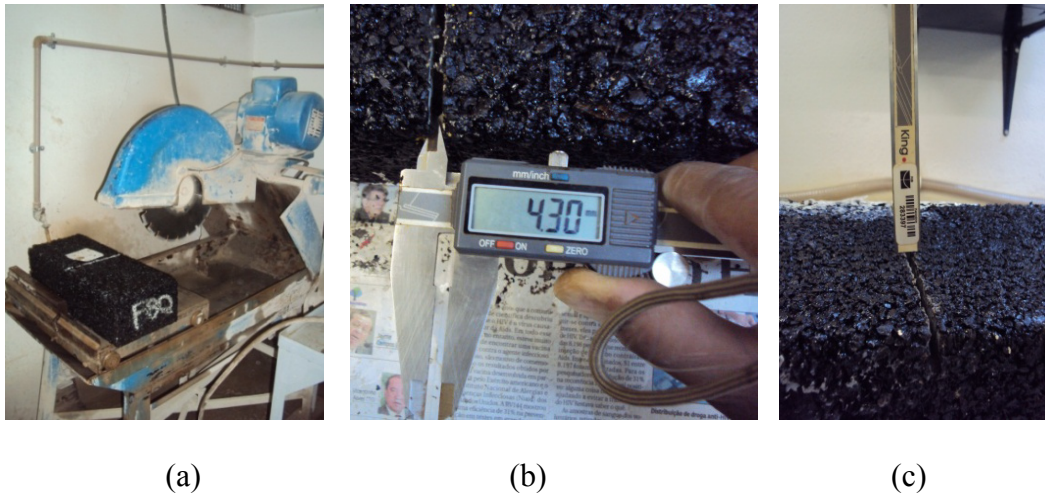


Figura 3.14 Geração de trinca no corpo CBUQ: (a) máquina de serra para corte; (b) espessura da trinca ; (c) altura da trinca.

3.6 EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NOS ENSAIOS

Na pesquisa descrita nessa dissertação foram executados ensaios visando simular uma estrutura de pavimento flexível por meio de um modelo físico de laboratório, pretendendo avaliar o fenômeno de reflexão de trincas em revestimentos asfálticos, reforçados e sem reforço de Geogrelhas. É importante destacar que todos os ensaios foram devidamente monitorados por meio de instrumentação em locais estratégicos no corpo de prova. Com isso, pretendeu-se simular uma estrutura semelhante à real, utilizando-se a metodologia e o equipamento de ensaio descritos a seguir.

3.6.2 Estrutura de reação

Os ensaios de modelo físico com carregamento cíclico foram executados em um sistema de reação (Figura 3.16), que era anteriormente utilizado para ensaios de resistência à compressão de rochas, formando um conjunto com um cilindro hidráulico para aplicação do carregamento cíclico. Para a simulação do pneu foi utilizada uma placa de aço com as seguintes dimensões: comprimento (20 cm), largura (10 cm), altura (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.



Figura 3.15 Equipamento para ensaio de modelo físico vigas CBUQ.

3.6.3 Sistema hidráulico

Para poder executar os ensaios de modelo físico com carregamento cíclico, foi necessária a montagem de um sistema hidráulico que permitisse a aplicação de uma carga repetitiva estabelecida para simular as passagens dos veículos num pavimento flexível. Esse sistema é composto basicamente pelos seguintes componentes:

- **Conjunto motor-bomba:** é responsável pela circulação do fluido (óleo) e manutenção da pressão no cilindro hidráulico. É composto por um reservatório de 80 litros, sendo capaz de produzir uma pressão máxima de 30 MPa (Figura 3.17). A conexão elétrica para o funcionamento do motor é do tipo trifásico.
- **Válvula de alívio:** é encarregada de proteger o sistema contra pressões excessivas.
- **Válvula solenóide:** é o componente que controla a circulação do fluido por meio de aberturas e fechamentos sucessivos durante seu funcionamento. Permite a transmissão do fluido para o cilindro hidráulico para carregamento e o seu retorno para o reservatório.

- **Mangueiras hidráulicas de alta pressão:** tem como função transportar o fluido desde o reservatório até o cilindro hidráulico, sendo capaz de suportar uma pressão máxima de 70 MPa.
- **Cilindro hidráulico:** é o componente responsável pela aplicação da carga desejada no ensaio. A capacidade do cilindro utilizado é de 100 kN.
- **Temporizador:** é o componente encarregado de controlar a frequência com que é aplicado o carregamento, estabelecendo o ritmo de abertura e fechamento da válvula solenóide.



Figura 3.16 Conjunto motor Bomba.

3.6.4 Sistema de aquisição de dados

Para fazer leitura da instrumentação empregada nos ensaios, foi utilizado o sistema de aquisição de dados da empresa Lynx, modelo ADS 2000 (Figura 3.18). 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 ADS2000 pode ser ligado a qualquer computador por meio de interfaces de comunicação ethernet para captar sinais digitais e analógicos. O equipamento é composto por 16 canais para ligar a instrumentação desejada.



Figura 3.17 Sistema de aquisição de dados Lynx ADS2000.

3.6.5 Instrumentação utilizada

Todos os ensaios foram monitorados por meio de instrumentação apropriada. Em cada ensaio utilizou-se uma célula de carga e três medidores de deslocamento linear, situados na parte central, na frente da célula de carga e nas laterais, do lado da placa de aplicação de carga.

3.6.5.1 Célula de carga

Em todos os ensaios foi usada uma célula de carga de 100 kN (Figura 3.19), a qual serviu para medir a carga aplicada pelo cilindro na placa metálica de carregamento.



Figura 3.18 Célula de carga.

3.6.5.2 Medidores de deslocamento linear

Na pesquisa utilizaram-se medidores de deslocamento linear para obter o afundamento da placa de carregamento e nas laterais (Figura 3.20). Os medidores usados permitem uma medição de deslocamentos de até 100 mm.



Figura 3.19 Medidores de deslocamento linear.

Na Figura 3.21 é apresentada uma vista geral do equipamento durante um dos ensaios realizados.

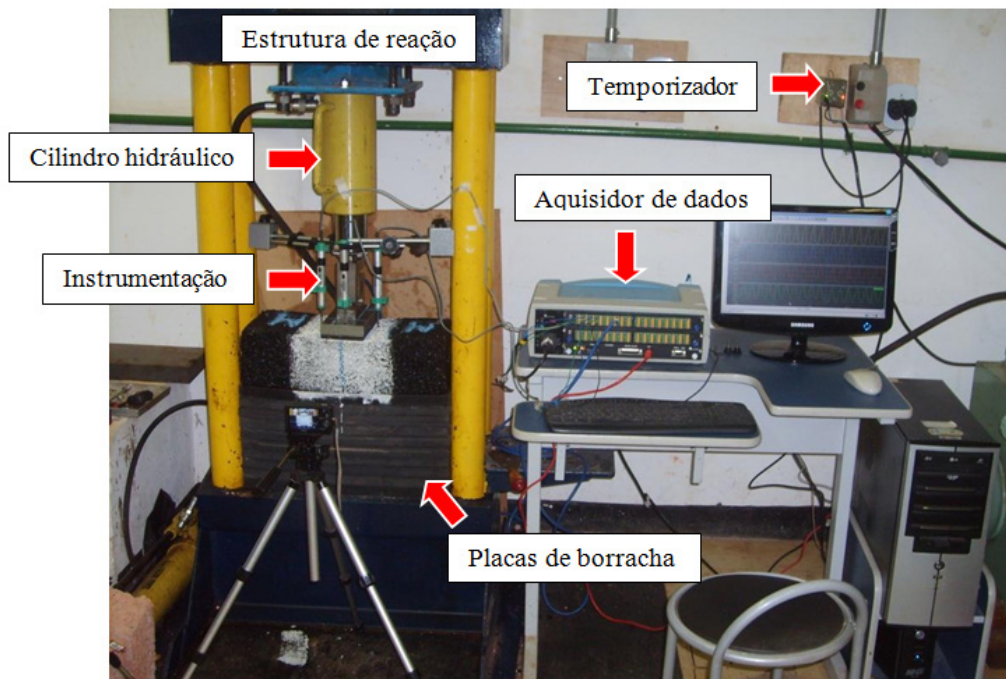


Figura 3.20 Posição da instrumentação.

3.7 ENSAIOS REALIZADOS SOBRE CORPOS DE PROVA

Para avaliar o comportamento do fenômeno de reflexão de trincas das misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas foram realizados dois tipos de ensaios: um modelo físico que representa uma estrutura de pavimento e um ensaio de flexão em viga bi apoiadas.

3.7.2 Modelo físico mistura asfáltica

O modelo físico que representou uma estrutura de pavimento flexível foi composto por uma estrutura de reação sob a qual foram dispostas 10 placas de borracha com as seguintes dimensões: comprimento de 48 cm, largura de 22 cm e altura de 2,54 cm. O objetivo das placas foi tentar simular uma camada não rígida de apoio para o revestimento asfáltico. Sobre as placas de borracha foi colocado o corpo de prova (viga com duas camadas reforçada com geogrelha) e na superfície do corpo de prova foi colocada a placa de aço com 20 cm de comprimento por 10 cm de largura para aplicar o carregamento (Figura 3.22). Em torno da placa de aplicação de carga foram instalados três medidores de deslocamento linear. O ensaio foi realizado sob diferentes tensões normais (350 kPa, 450 kPa e 560 kPa) e com diferentes tipos de reforço.

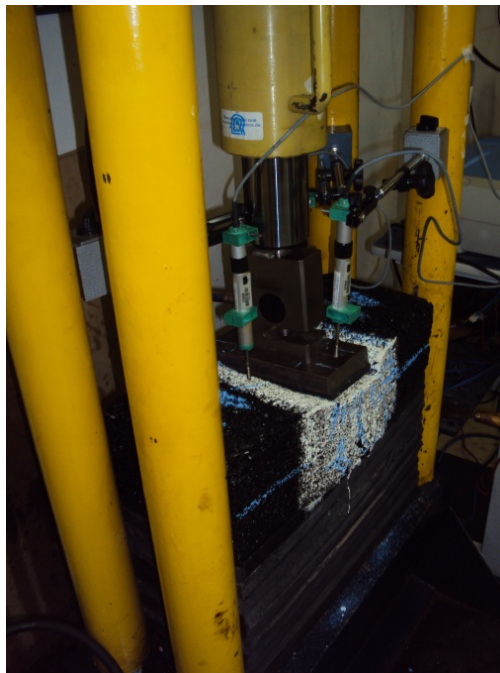


Figura 3.21 Modelo físico mistura asfáltica.

3.8.2 Resistência máxima a tração na flexão

A avaliação da contribuição estrutural gerada pela presença de Geogrelhas no revestimento asfáltico e em misturas de solo-RCD-cimento foi feita por meio de ensaios de resistência à flexão em vigas bi apoiadas. A carga foi aplicada com uma bomba hidráulica manual a uma velocidade constante até atingir a ruptura total do corpo de provas. Foram registrados o carregamento máximo e a máxima deformação a flexão durante os ensaios. Nas Figuras 3.23 e 3.24 são apresentados a disposição dos corpos de prova para cada um dos materiais ensaiados.

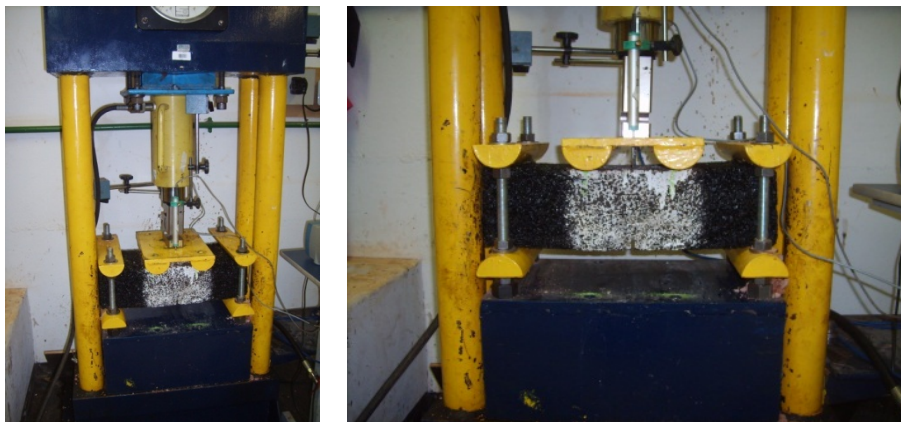


Figura 3.22 Ensaio de resistência à flexão em vigas bi apoiadas de CBUQ.

4. RESULTADOS DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E DOSAGEM DE MATERIAL

4.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão apresentados os resultados obtidos para as diferentes configurações dos ensaios realizados no trabalho e suas respectivas análises. Inicialmente, será exposta a caracterização e a dosagem dos materiais para obter o teor ótimo de cimento asfáltico e as proporções para a elaboração da mistura solo-RCD-cimento.

4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS MATERIAIS

Nesta seção são apresentados os resultados da caracterização física dos seguintes materiais: Brita 0, Brita 1 e Pó de pedra, para a utilização em misturas asfálticas, e de RCD e solo para a elaboração de uma mistura estabilizada com cimento.

4.2.1 Avaliação da granulometria

Para se conhecer a proporção de mistura de Brita 0, Brita 1 e Pó de pedra de modo a se atingir a faixa granulométrica média da especificação DNIT 031/2006 foram realizados os ensaios granulométricos. Os resultados obtidos encontram-se apresentados na Tabela 4.1. Os três materiais analisados de maneira individual não atingiram a especificação requerida, tal como apresenta a Tabela 4.1. As britas 0 e 1 são materiais mal graduados com carência de partículas finas e, segundo o sistema de classificação SUCS, seriam classificadas como bem graduadas se o Coeficiente de Uniformidade (C_U) fosse maior que 6 e se o Coeficiente de Curvatura (C_C) estivesse compreendido entre 1 e 3. Já o pó de pedra é classificado como uma areia siltosa (SM) com carência de pedregulhos, o que o torna impróprio para ser usado em misturas asfálticas. O material que mais se aproximou aos limites da faixa granulométrica foi a Brita 0. Seu uso, porém, ainda é inadequado, pois sua granulometria é graúda e próxima ao limite inferior do DNIT, o que poderia gerar um mistura com altos volumes de vazios e de difícil compactação.

Tabela 4.1 Granulometria dos materiais para confecção da mistura asfáltica.

Peneira		Percentagem passa			% PASSA DNIT 031/2006	
		BRITA 00	BRITA 01	PÓ DE PEDRA	Limite Inferior	Limite Superior
#	(mm)					
1"	25,4	100,0%	100,0%	100,0%	100%	100%
3/4"	19,1	100,0%	85,2%	100,0%	100%	100%
1/2"	12,7	99,7%	30,9%	100,0%	80%	100%
3/8"	9,5	94,6%	8,8%	100,0%	70%	90%
Nº4	4,75	48,5%	1,7%	99,2%	44%	72%
Nº10	2	21,7%	1,4%	65,8%	22%	50%
Nº40	0,42	10,9%	1,3%	25,5%	8%	26%
Nº80	0,18	9,1%	1,2%	18,5%	4%	16%
Nº200	0,075	7,1%	1,1%	14,4%	2%	10%
C _U		20,74	1,6	-----	-----	-----
C _C		5,1	1,9	-----	-----	-----
Classificação SUCS		GP-GM	GP	SM	-----	-----

De acordo com a Figura 4.1, nenhum dos três materiais isoladamente é apropriado para a confecção da mistura asfáltica, sendo necessário efetuar uma dosagem para se atender às especificações.

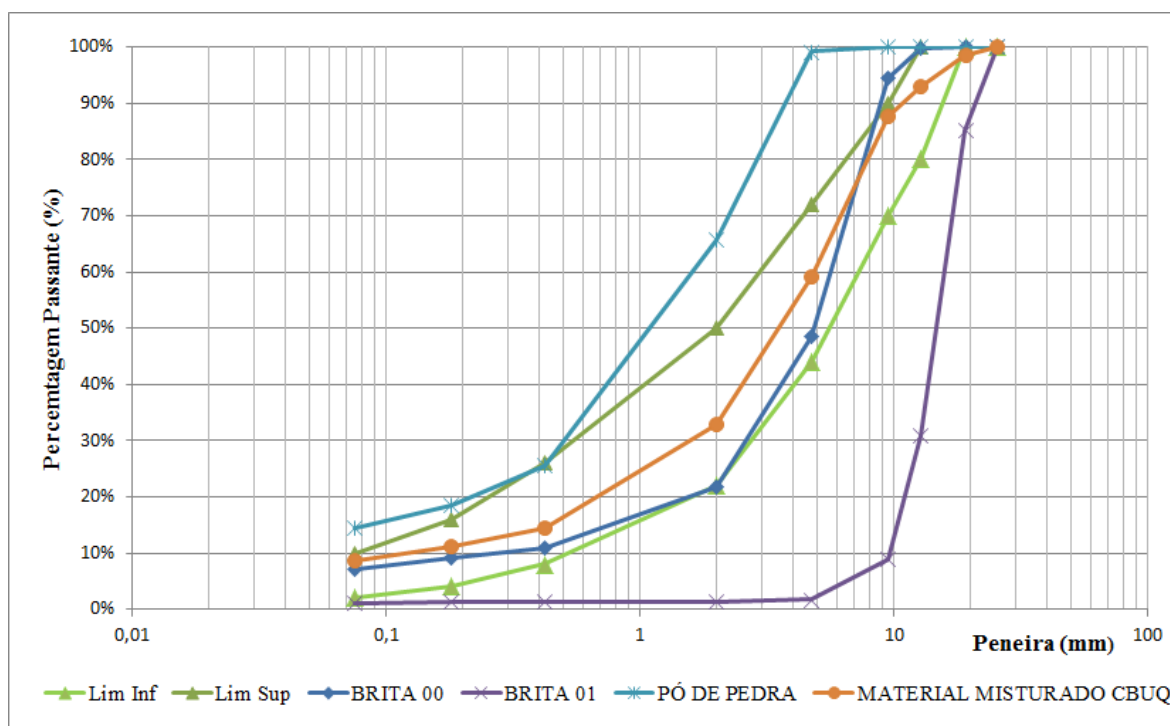


Figura 4.1 Curvas granulométricas Brita 0, Brita 1, Pó de Pedra e Material Misturado.

Uma vez realizada a análise da dosagem, foi determinado que a melhor combinação de materiais para obter uma granulometria média entre os limites inferior e superior foi 60% de brita 0, 10% de brita 1 e 30% de pó de pedra. As porcentagens de materiais sugeridas se referem à dosagem em medida de massa. Na Figura 4.1 é apresentada a mistura dosada a partir da combinação dos três materiais.

Do material dosado, têm-se as seguintes características: 41% de pedregulho, 50% de areia e 9% de solo fino, além de um C_U de valor 41,9 e um C_C de valor 4,3. Classificando o material como uma areia siltosa mal graduada. Essa classificação não impede seu uso como agregado para a confecção de misturas asfálticas, devido ao fato que atinge as especificações recomendadas.

Para a elaboração da mistura Solo-RCD-Cimento, foi avaliada a granulometria do RCD depois da britagem secundária, tal como é apresentado na Tabela 4.2. O material avaliado não se ajustava à especificação DNER 142/2010, por ausência de material fino e, portanto, decidiu-se por adicionar um solo fino para compensar o material faltante.

Tabela 4.2 Granulometria dos materiais para a elaboração da mistura solo-RCD-cimento.

Peneira		% PASSA RCD	% PASSA SOLO FINO	Especificação DNER 142/2010	
#	(mm)			Limite Inf.	Limite Sup.
2"	50,8	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
1"	25,4	100,0%	100,0%	100,0%	100,0%
3/8"	9,5	80,1%	100,0%	50,0%	85,0%
Nº4	4,75	45,5%	97,7%	35,0%	65,0%
Nº10	2	26,0%	93,4%	25,0%	50,0%
Nº16	1,19	18,9%	89,4%	-----	-----
Nº30	0,59	13,8%	82,9%	-----	-----
Nº40	0,42	11,5%	77,6%	15,0%	30,0%
Nº60	0,25	8,4%	68,7%	-----	-----
Nº100	0,149	5,7%	57,9%	-----	-----
Nº200	0,075	3,4%	43,3%	5,0%	15,0%
C_U		19,4	-----	-----	-----
C_C		2,6	-----	-----	-----
Classificação SUCS		GW	SC	-----	-----

Conforme mostra a Figura 4.2, o RCD apresenta características de material graúdo em relação aos limites estabelecidos e o solo fino que se pretendia misturar ao RCD é fino demais para os propósitos de base granular melhorada com cimento. Porém, por meio do método gráfico de

dosagem, foi estabelecida a proporção em peso que garante a média da especificação DNER 142/2010, a qual foi 85% de RCD e 15% de solo fino.

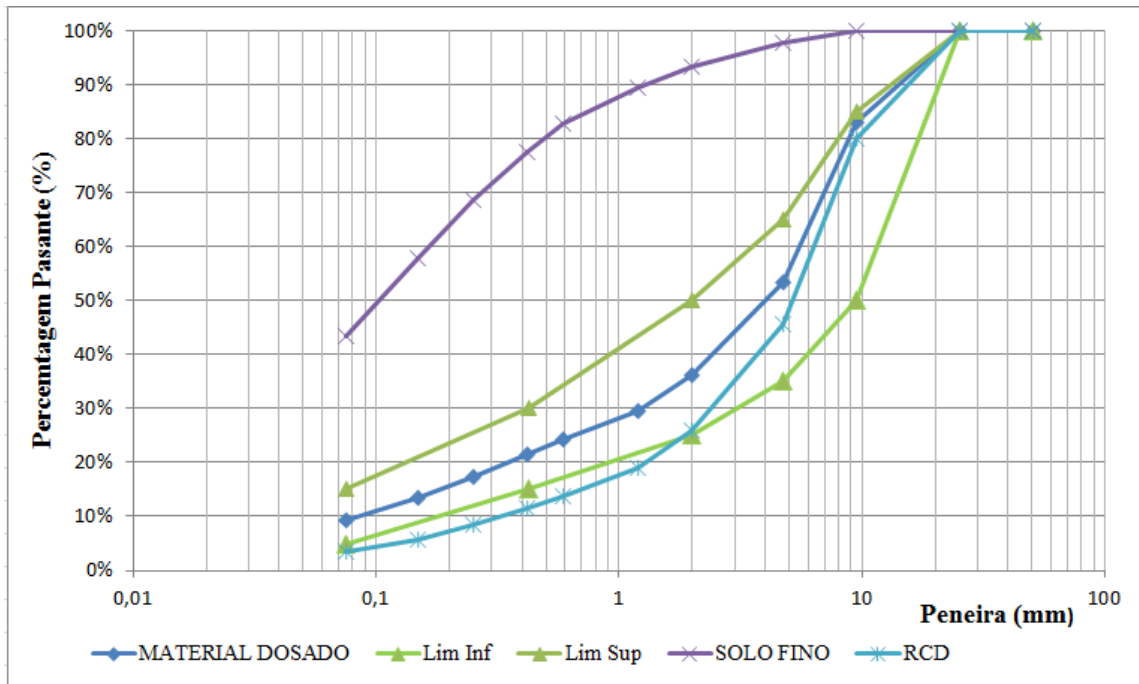


Figura 4.2 Granulometria do material dosado solo-RCD.

Determinou-se que o material dosado deveria ter as seguintes características: 47% de pedregulho, 44% de areia e 9% de solo fino, um $C_U = 65$ e um $C_C = 3$, caracterizando o material como uma areia argilosa bem graduada (SW-SC) segundo o sistema unificado de classificação de solos (SUCS).

Com as proporções de dosagem estabelecidas da mistura RCD-Solo, foi quantificada a composição percentual de cada um dos materiais resultantes do processo de reciclagem do resíduo. A classificação foi realizada em uma amostra representativa de 12 kg, composta pela mistura de RCD-R e solo. Inicialmente, o material foi passado pela peneira nº 4 para separar o material mais fino, que é impossível de separar por métodos manuais devido ao tamanho dos grãos. O material foi então dividido em quatro categorias: menor que 4,75 mm de diâmetro, cimentícios, pétreos e contaminantes. Na Figura 4.3, é apresentado o resultado dessa classificação.

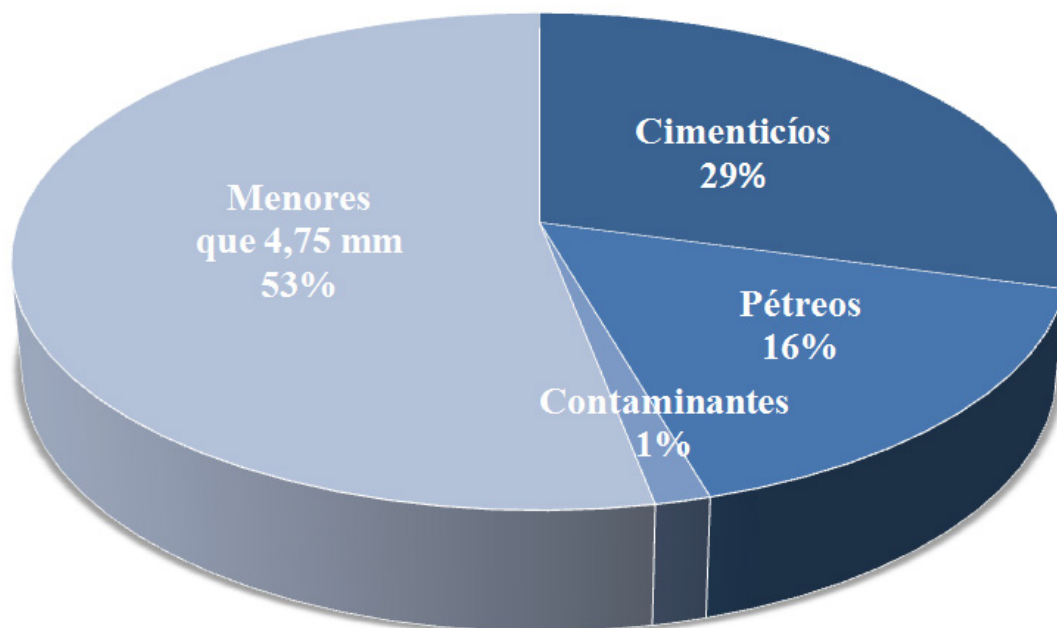


Figura 4.3 Composição física do resíduo.

Dentro da classificação do material cimentício foram incluídas a argamassa e partículas de pedregulho cobertas com argamassa. Já na classificação de pétreos foram consideradas as partículas livres de cimento ou argamassa, produto do processo de reciclagem do concreto. Os contaminantes correspondem aos materiais impróprios da reciclagem de resíduos que restaram após o processo de seleção e britagem, tais como aço, madeira, vidro, plástico e tubulações de PVC. Do resultado da composição física é possível dizer que o material reciclado, em relação à sua composição, tem uma alta possibilidade de ser reutilizado em construção civil após a verificação de suas propriedades físicas e mecânicas.

4.2.2 Avaliação da textura e forma das partículas.

A avaliação da textura e da forma foi realizada por meio dos ensaios de índice de forma, partículas fraturadas e angularidade da areia. Os ensaios foram realizados em amostras representativas de material misturado CBUQ e de material misturado RCD-Solo. Os resultados dos ensaios realizados são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 Resultados da avaliação de textura e forma

Nome do ensaio	Norma Utilizada	AMOSTRA	Resultado	Unidade	Especificação DNIT 031/2006	Especificação DNER 142/2010
ÍNDICE DE FORMA	DNER 086/94	Misturado CBUQ	0,60	-----	> 0,50	-----
		Misturado RCD-Solo	0,76	-----	> 0,50	-----
PARTÍCULAS FRATURADAS	ASTM D 5821-95	Misturado CBUQ	96,0	%	55 - 100% **	-----
		Misturado RCD-Solo	93,0	%	55 - 100% **	-----
ANGULARIDADE DA AREIA	ASTM C 1252-98	Misturado CBUQ	42,5	%	> 40%	-----
		Misturado RCD-Solo	53,8	%	> 40%	-----

** Especificação em função do nível de tráfego

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.3, o material misturado para CBUQ cumpre a especificação para a elaboração da mistura asfáltica. A fração maior que 4,75 mm de diâmetro apresentou um índice de forma maior que 0,50, o que garante partículas de forma cúbica. A percentagem de partículas fraturadas apresenta valores perto de 100%, o que garante que o material tem uma textura superficial adequada para misturas asfálticas. Quanto à angularidade da areia, foram obtidos valores maiores do que os especificados, o que garante que a fração miúda terá um comportamento adequado em serviço em relação às deformações permanentes. Os resultados obtidos confirmam um processo de britagem de todo o material, tanta na fração grosseira como na fração miúda. Para a elaboração da base de solo melhorada com cimento, são exigidos requisitos mínimos, sendo os principais a granulometria e os Limites de Atterberg. Ainda se exige que as partículas retidas na peneira nº 10 sejam duras e duráveis, isentas de fragmentos moles, alongados ou achatados, de matéria vegetal ou outra substância prejudicial. Embora na presente pesquisa não tenha sido contemplado o uso de RCD para elaboração de misturas asfálticas, este material tem características de forma e textura que poderiam viabilizar seu uso na elaboração de misturas asfálticas sempre e quando apresentarem uma boa aderência com o ligante e cumprirem os demais requisitos de durabilidade e adesividade em presença da água.

4.2.3 Avaliação da limpeza do material

A avaliação da limpeza do material foi realizada por meio dos ensaios de equivalente de areia, de Limites de Atterberg e de teor de material que passa na peneira nº 200. Os ensaios foram

realizados em amostras representativas dos materiais misturados, tanto para a elaboração de misturas asfálticas como para elaborar a mistura de solo cimento. O material passante na peneira nº 200 foi avaliado por meio do ensaio de granulometria. O ensaio de equivalente de areia foi realizado para amostras passantes na peneira nº 4. O material para o ensaio de Limites de Atterberg foi o passante da peneira nº 40. Na Tabela 4.4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 4.4 Resultados dos ensaios da avaliação de limpeza

Nome do ensaio	Norma Utilizada	AMOSTRA		Resultado	Unidade	Especificação DNIT 031/2006	Especificação DNER 142/2010
Passante peneira nº 200	DNER 086/94	Misturado CBUQ		8,7	%	2% - 10%	5% - 15%
		Misturado RCD-Solo		9,4	%	2% - 10%	5% - 15%
Equivalente de Areia	ASTM D 5821-95	Misturado CBUQ		64,0	%	≥ 55%	-----
		Misturado RCD-Solo		29,0	%	≥ 55%	-----
Limites de Atterberg	ASTM C 1252-98	Misturado CBUQ	W _L	0,0	%	0%	< 40%
			W _P	0,0	%	0%	-----
			I _P	0,0	%	0%	< 18%
		Misturado RCD-Solo	W _L	35,6	%	0%	< 40%
			W _P	5,4	%	0%	-----
			I _P	30,2	%	0%	< 18%

Dos resultados obtidos na avaliação da limpeza do material pode-se dizer que o material misturado para CBUQ atinge todas as especificações de limpeza, apresentando um teor de material passante na peneira nº 200, 8,7% inferior ao limite máximo, que é de 10%. O material fino presente na amostra não tem características plásticas que inviabilizem seu uso em misturas asfálticas, tendo em vista que não apresentou plasticidade durante a realização dos ensaios de Limites de Atterberg. O equivalente de areia foi de 64%, apresentando 9% a mais do mínimo valor especificado pela norma. Assim, a mistura dos três materiais (Brita 0, Brita 1 e Pó de pedra) cumpre satisfatoriamente as especificações de limpeza para a confecção da mistura asfáltica. Já os materiais misturados para elaborar o solo cimento se encontram de acordo com a especificação do teor de material passante da peneira nº 200, atingindo um valor

de 9,4%, sendo o teor máximo permitido de 15%. A especificação DNER 142/2010 não requer valores para o equivalente de areia. Ao se avaliar o Limite de Liquidez, verifica-se que o material apresenta um valor de 35,6%, 4,4% menor ao máximo permitido e que o índice de plasticidade é 12% maior que o máximo permitido pela especificação, fato que requer especial atenção ao se avaliar o comportamento mecânico da mistura.

4.2.4 Avaliação da dureza dos materiais

A avaliação da dureza do material foi realizada em amostras representativas dos dois materiais empregados na pesquisa (mistura de CBUQ e mistura RCD-SOLO). O ensaio realizado para verificação desta propriedade foi o de abrasão *Los Angeles*. Os resultados do ensaio são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 Resultados de ensaios de Abrasão Los Angeles.

Norma Utilizada	AMOSTRA	Resultado	Unidade	Especificação DNIT 031/2006	Especificação DNER 142/2010
DNER ME 035/98	Misturado CBUQ	15,6	%	≤ 50%	-----
	Misturado RCD-Solo	26,0	%	≤ 50%	-----

A partir dos resultados obtidos, pode-se dizer que os dois materiais estudados cumprem satisfatoriamente a especificação para os dois usos propostos. Mesmo que a confecção de bases melhoradas com cimento não tenha um valor máximo limite, a norma especifica que o agregado retido na peneira nº 10 deve ser constituído de partículas duras e duráveis e, portanto, é possível inferir que os materiais misturados teriam um comportamento adequado quando submetidos à ação das cargas impostas pelos veículos.

4.2.5 Avaliação das relações massa – volume

Para a avaliação das relações massa-volume, foram realizados ensaios de massa específica, gravidade específica e pesos unitários para as frações de agregado graúdo, agregado miúdo e

material passante da peneira nº200 dos dois materiais misturados. Os resultados obtidos nos ensaios são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 Resultados da avaliação massa – volume.

Agregado		Massa específica aparente (g/cm ³) (GSa)	Massa específica real (GS)	Absorção (%)	Massa específica aparente ponderada (g/cm ³) (GSa)	Peso específico solto (kN/m ³)	Peso específico compacto (kN/m ³)
Mistura CBUQ	Graúdo	2,69	2,73	0,60	2,67	16,37	18,85
	Miúdo	2,67	2,74	1,03			
	Filer	2,62		-----			
Mistura RCD-Solo	Graúdo	2,07	2,66	10,66	2,26	13,58	15,97
	Miúdo	2,43	2,67	3,78			
	Passa nº 200	2,57		-----			

A massa específica ponderada foi calculada em função das proporções granulométricas dos materiais misturados, obtidos na seção 4.2.1. Os resultados obtidos na avaliação dos materiais constituintes da mistura CBUQ apresentaram valores de massa específica aparente e real quase iguais devido ao fato de pertencerem à mesma jazida. Correspondem aos agregados de tipo basáltico, que atingem valores de massa específica aparente e real entre 2,6 e 2,8 respectivamente. Os valores de absorção encontram-se dentro do intervalo de valores para agregados convencionais, entre 0 e 3%. As frações graúdas e miúdas apresentaram um valor de aproximadamente 1,0%, o que é benéfico para a utilização em misturas asfálticas, pois assim pouca quantidade de asfalto será absorvida pelo agregado, repercutindo de maneira positiva nos custos da mistura. Já os materiais constituintes da mistura RCD-Solo apresentaram, para a fração graúda, uma massa específica aparente de 2,07 g/cm³, que é muito inferior em relação àquela apresentada por um agregado convencional. O valor obtido pode ser explicado pelas características cimentícias do resíduo (29%). Esse resíduo tem argamassa e mistura de argamassa-brita, fato que pode ser confirmado pela absorção apresentada, muito superior a dos agregados convencionais. Os valores de massa específica aparente e real são superiores aos valores verificados para agregados graúdos, devido ao fato de que a fração miúda foi misturada com solo para que a granulometria atingisse a especificação média de base melhorada com cimento.

4.2.6 Caracterização física do cimento asfáltico

Os resultados da caracterização física do ligante asfáltico foram fornecidos pelo laboratório de asfaltos da refinaria Gabriel Passos, da Petrobras (MG). Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7 Caracterização física do cimento asfáltico CAP 50 – 70.

Características	Método	Especificação	Resultado	Unidade
Penetração	ASTM D 5	50 a 70	56	0,1 mm
Ponto de amolecimento	ASTM D 36	≥ 46	49,2	°C
Viscosidade Brookfield 135 GC-SP 21 20RPM	ASTM D 4402	≥ 274	325	cp
Viscosidade Brookfield 150 GC-SP 21	ASTM D 4402	≥ 112	163	cp
Viscosidade Brookfield 177 GC-SP 21	ASTM D 4402	57 a 285	63	cp
RTFOT penetração retida	ASTM D 5	≥ 55	57	%
RTFOT aumento ponto de amolecimento	ASTM D 36	≤ 8	4,1	°C
RTFOT - Ductilidade a 25°C	ASTM D 113	≥ 20	> 150	cm
RTFOT Variação em % massa	ASTM D 2872	Entre -0,5 a 0,5	-0,054	%
Ductilidade a 25°C	ASTM D 113	≥ 60	> 150	cm
Solubilidade a tricloroetileno	ASTM D 2042	≥ 99,5	99,9	% massa
Ponto de fulgor	ASTM D 92	≥ 235	368	°C
Índice de suscetibilidade térmica	ASTM D 018	Entre - 1,5 a 0,7	-1,1	-----
Densidade relativa a 20/4 GC	ASTM D 70	-----	1,003	-----

Dos resultados da caracterização do cimento asfáltico é importante destacar a consistência do asfalto, avaliada por meio do ensaio de penetração, resultado que permite comprovar que o cimento asfáltico corresponde efetivamente ao comercialmente conhecido como CAP 50-70, tendo em vista que sua penetração foi de 56 décimos de milímetro (1/10 mm). Além dos resultados de viscosidade, foi possível obter as temperaturas de mistura e de compactação para a confecção da mistura asfáltica. Do resultado do ensaio que simula o envelhecimento em planta, conhecido como ensaio de película delgada rotacional (*Rolling thin Oven Test - RTFOT*), destaca-se que o cimento asfáltico tem pouca suscetibilidade ao envelhecimento,

visto que suas propriedades antes e depois do ensaio apresentaram pouca variação, permanecendo quase constantes. Esse fato é ratificado com o índice de suscetibilidade térmica o qual, para asfaltos convencionais, deve estar em um intervalo de $-1,5$ a $0,7$. Tem-se que valores deste índice menores que $-1,5$ caracterizam cimentos asfálticos altamente suscetíveis às mudanças de temperatura, exibindo um comportamento rígido e com tendência a quebrar sob baixas temperaturas.

4.2.7 Avaliação do teor ótimo de cimento asfáltico

A avaliação do teor ótimo de cimento asfáltico foi realizada por meio do método de dosagem Marshall. Os ensaios foram realizados com um teor de asfalto de 5% em relação à massa total da amostra. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

4.2.7.1 Método de dosagem marshall

Uma vez definido o teor de asfalto (5%) em relação à massa total da mistura, foi preparada uma quantidade de mistura CBUQ suficiente para elaborar cinco corpos de prova Marshall e duas misturas em estado solto para avaliar a densidade máxima medida. Com os resultados dos corpos de prova, foi avaliado o teor de vazios e as características de resistência e deformabilidade (Estabilidade e Fluência). Nos corpos de prova preparados, inicialmente foi realizado o ensaio de densidade Bulk, cujos resultados são exibidos na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 Ensaio de Densidade Bulk - corpos de prova marshall.

ENSAIO	1	2	3	4	5	MÉDIA
ALTURA (mm)	57,33	54,32	58,22	57,51	58,03	
MASSA NO AR (g)	1102,6	1037,7	1133,4	1110,2	1103,6	
MASSA NA ÁGUA (g)	644,8	605,9	663,6	643,1	644,8	
MASSA SSS (g)	1103,1	1038,3	1133,9	1110,7	1104,6	
DENSIDADE BULK (g/cm³)	2,406	2,400	2,410	2,374	2,400	2,404

Com os resultados obtidos, foi realizado o cálculo da densidade Bulk excluindo o resultado do corpo de prova 4, pois este resultado se encontrava estatisticamente fora dos limites do intervalo da média mais ou menos uma vez o desvio padrão. O valor da densidade Bulk é altamente influenciado pela relação entre o teor de asfalto e agregado e, com os incrementos do teor de asfalto, os valores de densidade aumentam até um ponto máximo em que a curva começa a decrescer.

Com a mistura asfáltica em estado solto, foi realizado o ensaio de densidade máxima medida, que, em analogia a solos, corresponde ao ensaio de gravidade específica. As mudanças no procedimento do ensaio são feitas em função das características da mistura asfáltica, mas a concepção do ensaio tem o mesmo princípio físico. Os resultados encontrados são apresentados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 Resultados do ensaio densidade máxima medida.

ENSAIO	1	2	MÉDIA
MASSA DA AMOSTRA NO AR (g)	2107,5	2011,1	
MASS DA AMOSTRA + ÁGUA + RECIPIENTE (g)	8287,5	8227,5	
TEMPERATURA (°C)	24	24,5	
MASSA DO RECIPIENTE CHEIO DE ÁGUA (g)	7012,6	7012,6	
DENSIDADE MÁXIMA MEDIDA Gmm (g/cm³)	2,531	2,526	2,529

Com os corpos de prova Marshall, foram executados os ensaios de estabilidade e fluência. Os resultados obtidos nos ensaios encontram-se na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 Resultados do ensaio de estabilidade e fluência marshall.

ENSAIO	1	2	3	4	5	MÉDIA
FATOR DE CORREÇÃO	1,187	1,307	1,159	1,181	1,165	
ESTABILIDADE CORRIGIDA (N)	10339	9345	10501	8669	8819	9751
FLUXO (mm)	5,41	4,87	4,58	4,23	4,33	4,50
RELAÇÃO ESTABILIDADE/FLUXO (N/m)	1911	1919	2293	2049	2037	2166

Uma vez realizados os ensaios de densidade Bulk, densidade máxima medida Rice, estabilidade e fluxo, procedeu-se à análise de vazios, a qual é apresentada na Tabela 4.11.

Tabela 4.11 Resultados dos corpos de prova Marshall.

Percentagem de agregados (%)	(Ps)	95%
Percentagem de cimento asfáltico (%)	(Pb)	5%
Densidade Bulk (Gmb)	(g/cm ³)	2,404
Densidade Máxima medida Rice (Gmm)	(g/cm ³)	2,529
Volume de vazios	(% Vv)	4,93%
Relação Betume/Vazios	(RBV)	82,0 %
Massa específica efetiva	(Gse)	2,749
Percentagem asfalto absorvido	(Pba)	1,02%
Teor de asfalto efetivo	(Pbe)	4,03%
Vazios do Agregado Mineral	(% VAM)	14,59%
Relação filer/ligante efetivo	(RP)	2,23

Dos resultados obtidos, há quatro características que são fundamentais para determinar o teor ótimo de ligante asfáltico. Na Tabela 4.12 são apresentados os requisitos mínimos que uma mistura asfáltica deve atingir. O volume de vazios exigido para a camada de rolamento encontra-se entre 3,0 e 5,0 %, e nos corpos de prova analisados foi obtido um valor de 4,93%, atingindo a especificação.

O controle do volume de vazios é de vital importância para o desempenho da mistura asfáltica, dado que um teor de vazios muito alto pode gerar envelhecimento precoce da mistura. Os vazios facilitam o ingresso do ar, água e raios ultravioletas na mistura, que podem deteriorar o ligante asfáltico, modificando suas características. Por outro lado, um teor muito baixo de vazios pode gerar exsudação do asfalto, gerando problemas de segurança devido à película de asfalto que aparece no topo da camada.

O valor da relação betume/vazios fixa a proporção de betume dentro dos vazios deixados pelos agregados. O intervalo de valores estabelecido pela norma é de 75% a 82 % e o valor

obtido de 82% atinge o máximo exigido pela norma. Essa relação encontra-se diretamente relacionada ao comportamento da mistura para as relações de vazios altas e baixas. Os vazios no agregado mineral (VAM) estão diretamente relacionados com a acomodação das partículas, tendo um comportamento decrescente à medida que aumenta o teor de asfalto. O valor atingido foi de 15%, estando de acordo com a especificação.

A estabilidade Marshall é definida como a carga máxima a qual o corpo de prova resiste antes da ruptura, no ensaio padronizado pela norma DNER ME-043/95. O valor mínimo requerido é de 5000 N, sendo que os corpos de prova avaliados apresentaram um valor de 9751 N.

Tabela 4.12 Especificação DNIT 031/2006.

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

De acordo com os resultados obtidos nas Tabelas 4.10 e 4.11, tem-se que a mistura asfáltica composta por 5% de asfalto e 95% de agregados se encontra dentro dos requisitos estabelecidos na especificação DNIT 031/2006.

4.2.8 Dosagem da mistura de solo – cimento

Para a obtenção do teor ótimo de cimento Portland, de água e de material granular, inicialmente foram realizados os ensaios de granulometria e Limites de Atterberg com os resultados apresentados nas seções 4.2.1 e 4.2.3. Além disso, foi realizado o ensaio de compactação Proctor normal, com o objetivo de quantificar o teor ótimo teórico para a elaboração dos corpos de prova, visando obter a resistência exigida pela especificação. O resultado do ensaio de compactação Proctor normal é apresentado na Figura 4.4.

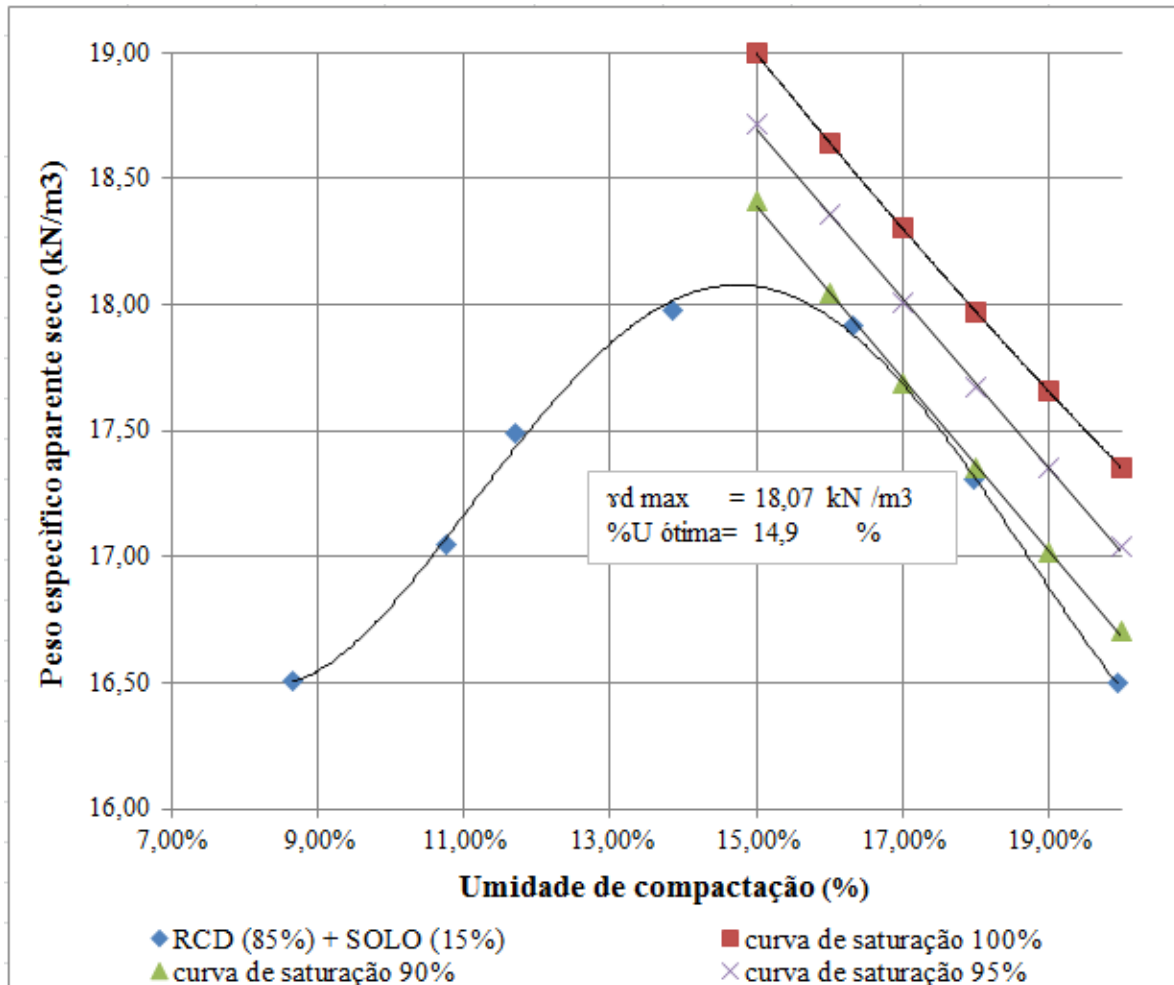


Figura 4.4 Curva de compactação mistura RCD (85%) – Solo (15%).

De acordo com os valores de umidade ótima, peso específico aparente máximo e percentagens passante e retida na peneira nº 4, foi determinado (como descrito adiante) o teor ótimo de cimento, o qual foi de 7,5% de cimento em relação à massa dos agregados. Com a percentagem obtida, foi realizado novamente o ensaio de compactação Proctor normal do material, composto por 85% do RCD e 15% de solo com 7,5% de cimento, com o objetivo de se avaliar a mudança na umidade ótima e no peso específico máximo seco. Os resultados obtidos são exibidos na Figura 4.5. Uma vez obtida a percentagem ótima de umidade, foram compactados nove corpos de prova para avaliar a máxima resistência à compressão, usando três quantidades de cimento diferentes, 5,5%, 7,5% e 9,5% (Figura 4.5).

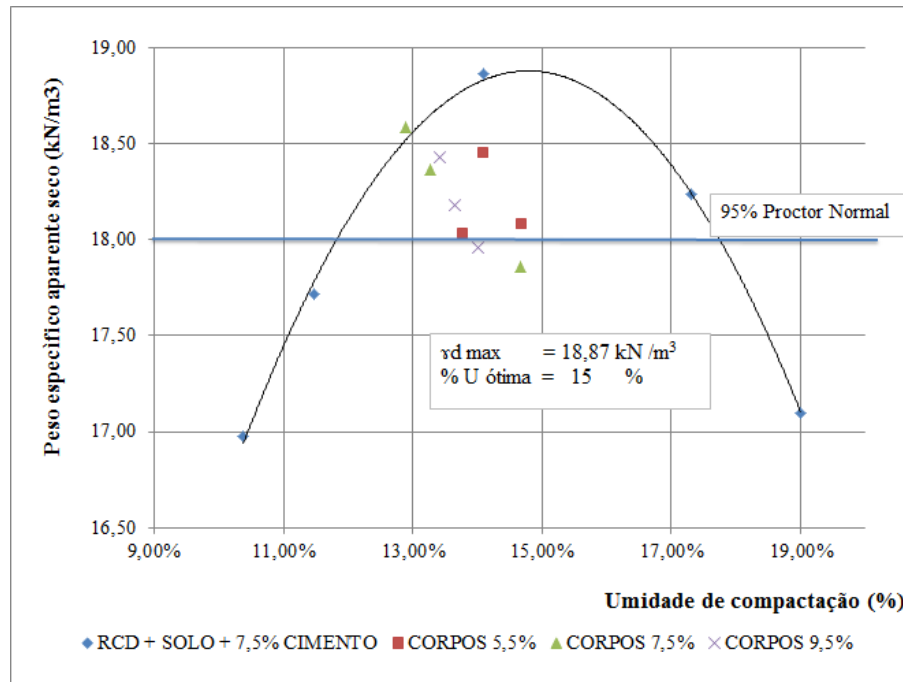


Figura 4.5 Curva de compactação RCD + Solo + 7,5% Cimento.

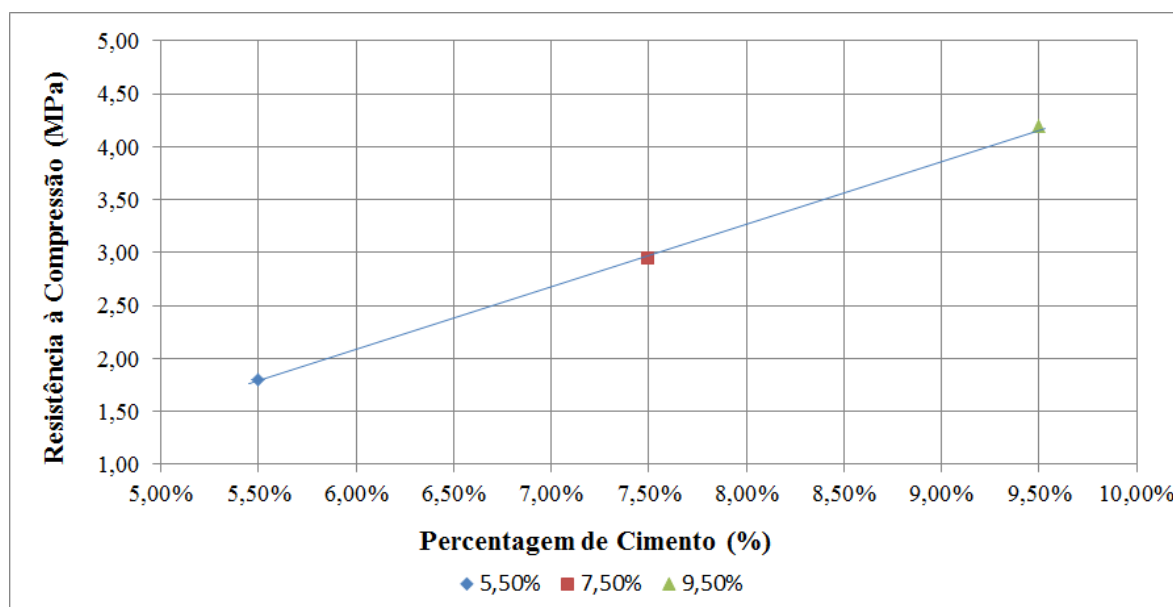
Do ensaio de compactação (Figura 4.5), pode-se dizer que com a presença de cimento na mistura, o peso específico máximo aumenta em 4%, mantida constante a umidade (valor ótimo). Como critério de aceitação dos corpos de prova, foi estabelecido que estes deveriam atingir no mínimo 95% de compactação em relação ao máximo valor determinado no ensaio de proctor normal (Figura 4.5). Na Figura 4.5, são plotados os dados de compactação (umidade *versus* Peso específico aparente seco) de cada um dos corpos de prova, elaborados com os três teores de cimento (5,5%, 7,5% e 9,5%). Na Tabela 4.13 são exibidos os resultados do peso específico para cada corpo de prova e as correspondentes resistências à compressão.

Dos resultados mostrados na Tabela 4.13 pode-se dizer que os corpos de prova apresentaram pesos específicos muito similares e a maioria com um grau de compactação acima do 95% do Proctor Normal.

Com a ajuda da Figura 4.6 foi determinado o teor ótimo de cimento Portland em 7,5%, que garantiu resistência à compressão maior que 2,1 MPa. Apesar de ser possível se atingir a resistência mínima com uma quantidade de cimento menor, optou-se por uma percentagem maior, para garantir que todos os corpos de prova tivessem resistência à compressão superior a 2,1 MPa depois de 7 dias de curado em câmara úmida.

Tabela 4.13 Resistência à compressão corpos de prova RCD + solo + cimento

PERCENTAGEM DE CIMENTO	5,5%			7,5%			9,5%		
Corpo de Prova	1	2	3	1	2	3	1	2	3
Peso específico (kN/m ³)	18,45	18,08	18,03	18,37	18,58	17,86	17,96	18,43	18,18
% Umidade (%)	14,1%	14,7%	13,8%	13,3%	12,9%	14,7%	14,0%	13,4%	13,7%
Percentagem de Compactação (%)	97,8%	95,8%	95,5%	97,3%	98,5%	94,6%	95,2%	97,6%	96,3%
Diâmetro amostra (cm)	9,932	9,932	9,932	10	9,986	9,984	9,989	10,161	10
Carga de Ruptura (N)	139,8	139,6	186,2	247,8	340	214,6	261,5	333,7	335,7
Resistência à compressão (MPa)	1,80	1,80	2,40	3,16	4,34	2,74	3,34	4,12	4,27
Resistência à compressão (MPa)	1,80			2,95			4,19		

Figura 4.6 Teor de cimento *versus* resistência à compressão

5. RESULTADOS DOS ENSAIOS EM MODELOS FÍSICOS COM E SEM REFORÇO

5.1 INTRODUÇÃO

No presente capítulo serão exibidos os resultados das avaliações do fenômeno de reflexão de trincas em vigas de mistura asfáltica reforçadas com geogrelhas. Para cada ensaio realizado foi avaliado o número de ciclos de carga necessários para atingir um deslocamento vertical de 25 mm na camada superior. Outra importante relação avaliada foi a contribuição da presença de geogrelhas na resistência à tração por flexão da mistura asfáltica. São apresentados os resultados para diferentes tipos de geogrelhas com propriedades de tração e geometrias distintas.

5.2 AVALIAÇÃO DE REFLEXÃO DE TRINCAS

A avaliação do fenômeno de reflexão de trincas foi realizada em corpos de prova de mistura asfáltica. Estes foram compostos por duas camadas, sendo uma delas a camada de suporte, representativa de um pavimento antigo, e a superior, um revestimento novo. No meio das camadas foi disposta uma geogrelha colada com emulsão asfáltica. As características das geogrelhas utilizadas foram apresentadas no item 3.5 do capítulo 3.

Como camada de apoio dos corpos de prova, foram utilizadas 12 placas de borracha com as características descritas no item 3.7.2 do capítulo 3. O objetivo do uso das placas foi simular condições de apoio da mistura asfáltica nas camadas de uma estrutura de pavimento.

Os ensaios foram realizados para três condições diferentes de carga, visando representar diferentes pressões. As cargas aplicadas foram definidas em função de três condições, descritas a seguir:

Primeira condição: Pressão de pneu aplicado pelo eixo padrão para o dimensionamento de estruturas de pavimentos, atingindo um valor de 560 kPa.

Segunda Condição: Carga máxima para a ruptura de uma viga simplesmente apoiada, a partir de cálculos de momentos fletores e tensões na viga (350 kPa).

Terceira Condição: uma pressão intermediária entre as duas condições anteriores.

As três condições de ensaio são apresentadas na Tabela 5.1

Tabela 5.1 Condições de ensaio do modelo físico.

Pressão (kPa)	Área da placa (m ²)	Carga (kN)	Frequência (Hz)	Temperatura (°C)
350	0,02	7,00	1,00	25,00
450	0,02	9,00	1,00	25,00
560	0,02	11,20	1,00	25,00

O critério de finalização do ensaio foi estabelecido como o número de ciclos necessários para gerar um afundamento de 25 mm na superfície do corpo de prova. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

5.2.1 Resultados de ensaios sem reforço

Para estabelecer o número de ciclos necessários para a reflexão das trincas foi inicialmente testada uma amostra sem reforço. O corpo de prova testado foi constituído por duas camadas de mistura asfáltica, ligadas por uma película de emulsão asfáltica. Na Figura 5.1 são mostrados os resultados obtidos para cada um dos corpos de prova testados para as diferentes tensões verticais ensaiadas. Foi possível observar que a mistura asfáltica atingiu o afundamento de 25 mm na superfície pouco tempo depois de iniciado o ensaio. Conforme esperado, para a maior pressão o afundamento na superfície ocorreu em menos tempo. Assim, para a tensão de 560 kPa, o ensaio demorou aproximadamente 3 minutos, para a de 450 kPa, sete minutos e para a de 350 kPa, 10 minutos. O comportamento do afundamento com o número de ciclos foi de caráter aproximadamente linear.

Como esperado, os corpos de prova submetidos a esforços de flexão apresentaram as primeiras trincas nas suas bases (Figura 5.2a). O fenômeno de reflexão de trincas se apresentou da camada inferior para a camada superior. A degradação do corpo de prova aconteceu na faixa que compreendia a área da placa de aplicação de tensões. Destaca-se que, depois da fadiga da camada inferior, o afundamento da placa foi caracterizado por um puncionamento da camada superior (Figura 5.2b).

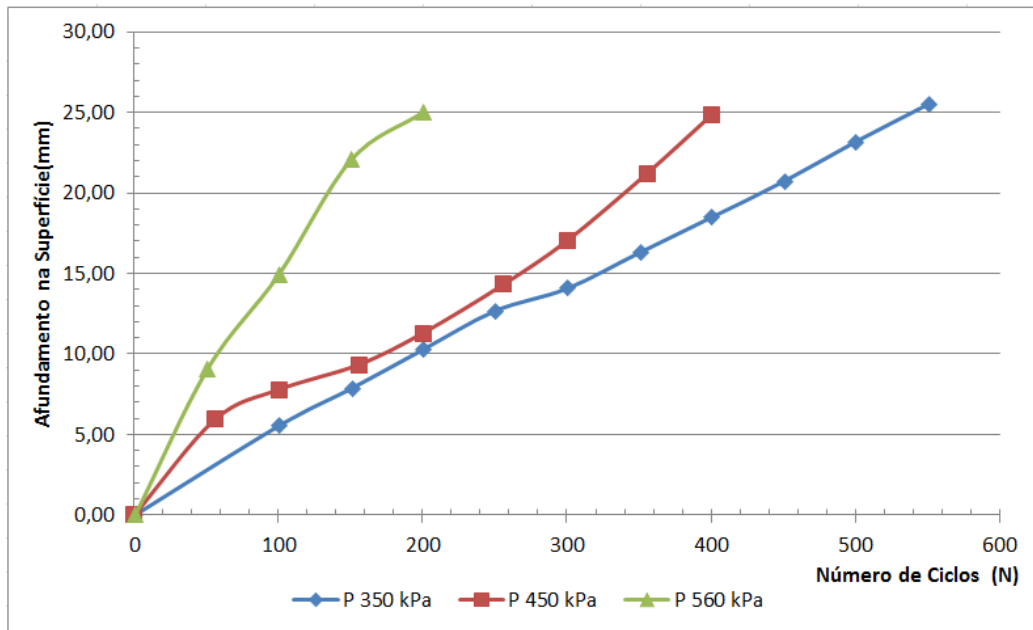
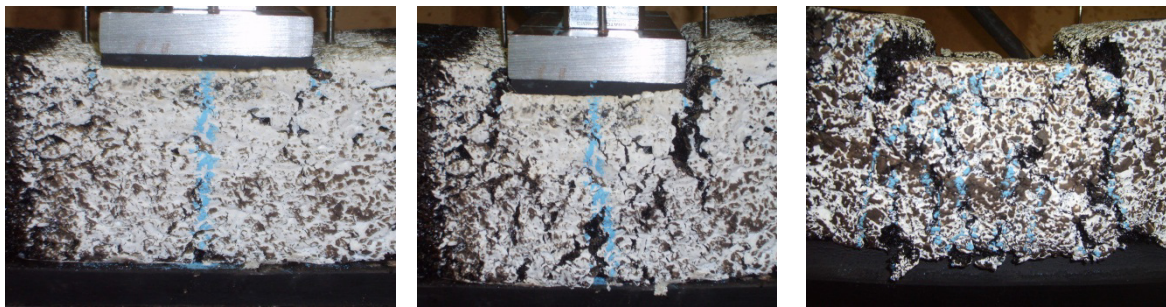


Figura 5.1 Afundamento na superfície *versus* número de ciclos de carga para vigas sem reforço.



(a)

(b)

(c)

Figura 5.2 Reflexão de trincas em viga sem reforço: (a) Aparição das primeiras trincas (250 ciclos de carga); (b) Puncionamento da placa de aplicação de carga (350 ciclos de carga); (c) Amostra depós do ensaio.

Durante a realização do ensaio, foram feitos registros fotográficos a cada 5 minutos e um vídeo para identificar melhor o mecanismo de ruptura das vigas. Os três corpos de prova sem reforço apresentaram um comportamento similar, começando com aparição das primeiras trincas na base da camada, refletindo para cima e com afundamento caracterizado por punção. A partir do registro fotográfico, foi determinado que a trinca que surgiu no corpo de prova não foi aquela que gerou a ruptura total do corpo de prova ou que se refletiu para cima, como era o esperado. As trincas exibidas foram geradas ao longo de uma extensão

de 10 cm, correspondente à largura da placa de aplicação de carga. É importante destacar que a ruptura do corpo de prova ocorreu entre as partículas mais graúdas, sem chegar a apresentar ruptura de agregados, o que representa a ruptura por fadiga da argamassa asfáltica. As condições de apoio dos corpos de prova (12 placas de borracha) provocaram o afundamento de 25 mm mais rapidamente devido à flexibilidade do sistema, fato que pode representar, de forma aproximada, um pavimento assente sobre camada compressível.

5.2.2 Ensaios reforçados com a Geogrelha 1

Dos resultados obtidos com os corpos de prova reforçados com a Geogrelha 1, pode-se concluir que a presença do reforço diminui a deformabilidade da mistura asfáltica. O corpo de prova suportou 5 vezes mais quantidade de ciclos de carga em relação à viga sem reforço. Os tempos necessários para atingir o afundamento na superfície de 25 mm para os três estágios de pressão (350 kPa, 450 kPa e 560 kPa) foram 54 min, 34 min e 13 min, respectivamente. Como esperado, ao se aumentar a pressão, reduziu-se o número de ciclos necessários para os corpos se deformarem.

Os resultados dos ensaios realizados nos três corpos de prova reforçados são apresentados na Figura 5.3. É importante destacar a mudança da inclinação das curvas afundamento *versus* ciclos de carga. Tem-se que aproximadamente após 250 ciclos de carga aconteceu tal mudança para os três corpos de prova, fato que coincide com a aparição das primeiras trincas na base da camada inferior (Figura 5.4 a). Ao se comparar os resultados a 250 ciclos de carga para as vigas com e sem reforço, verifica-se que esse número de ciclos corresponde à máxima deformação para a ruptura total do corpo de prova (sem reforço) sob uma pressão de 560 kPa. Assim, após 250 ciclos de carga verificou-se a ruptura da camada inferior. Nesse momento começa a atuar o reforço em conjunto com as duas camadas (superior e inferior). A tendência dos resultados mostra que a presença da geogrelha confere um comportamento de tipo dúctil, permitindo suportar um maior número de ciclos para alcançar o afundamento máximo de 25 mm. Conforme esperado, com uma menor pressão a viga suporta um maior número de ciclos de carga até atingir o afundamento de 25 mm.

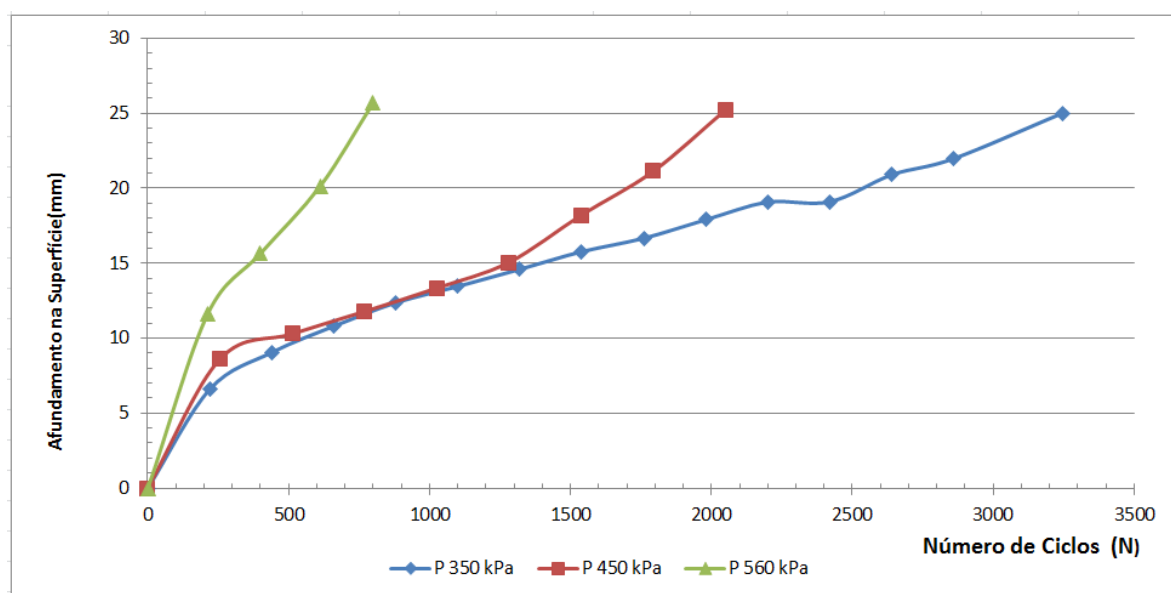


Figura 5.3 Afundamento na superfície *versus* número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 1.

Durante a realização do ensaio foram efetuados registros fotográficos e um vídeo para se avaliar o mecanismo de ruptura dos corpos de prova (Figura 5.4). Da análise das fotografias e do vídeo, determinou-se que o mecanismo de ruptura começou com a aparição das primeiras trincas na base da camada inferior, as quais avançaram até o reforço, onde as suas progressões foram interrompidas. Já para atingir o afundamento máximo, a placa de aço punçou a camada superior.

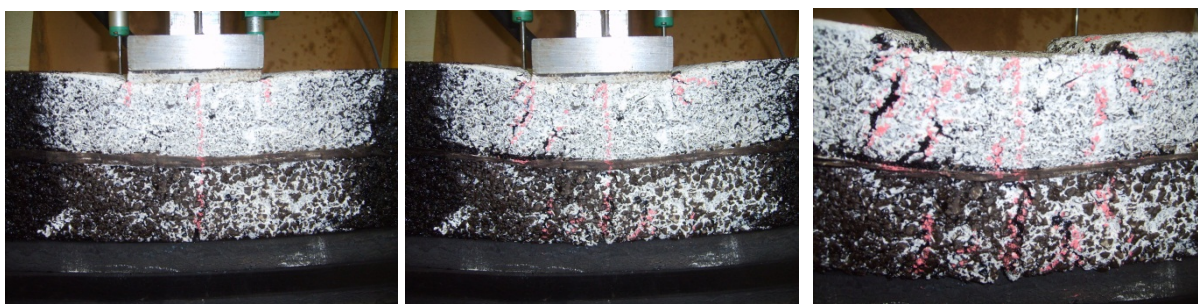


Figura 5.4 Vigas reforçadas com a Geogrelha 1: (a) Aparição das primeiras trincas (250 ciclos de carga); (b) Início do puncionamento (1.300 ciclos de carga); (c) Amostra depois do ensaio (2.100 ciclos de carga).

Depois de finalizado o ensaio, foi retirada a Geogrelha do corpo de prova para se avaliar visualmente o possível dano apresentado devido ao efeito térmico durante a elaboração do

corpo de prova e devido à aplicação de cargas cíclicas. Na Figura 5.5 é apresentado o estado geral da geogrelha depois do ensaio.

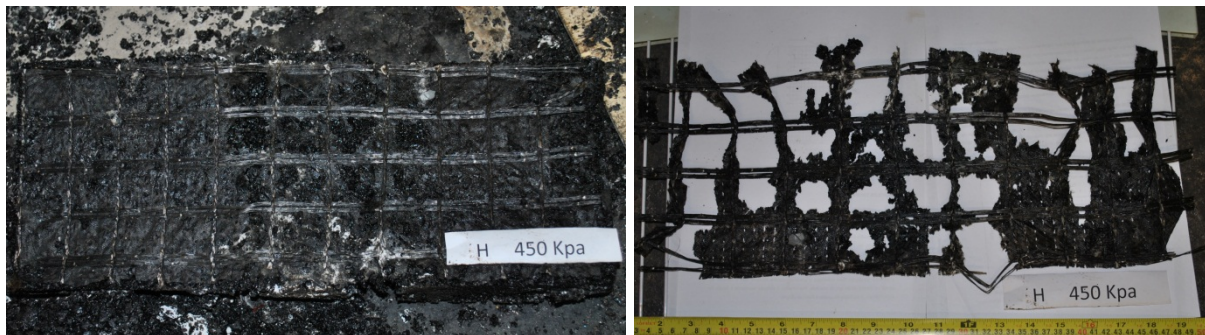


Figura 5.5 Estado da grelha depois do ensaio de vigas com Geogrelha 1.

Durante o processo de retirada da geogrelha do corpo de prova, foi evidenciada sua alta aderência com a mistura asfáltica, lembrando que a Geogrelha 1 corresponde a um geocomposto (geotêxtil e geogrelha) impregnado com asfalto. Isso gera benefícios em relação à redução do risco de deslocamento da camada nova em relação à camada antiga devido a problemas de aderência. Como é apresentado na Figura 5.5, foi impossível resgatar o geocomposto completo, tendo em vista que o geotêxtil ficou aderido à mistura. A geogrelha foi muito danificada pelo processo de retirada, o que não permitiu efetuar uma avaliação visual dos danos gerados pelo efeito da temperatura e do carregamento cíclico. Mesmo que a Geogrelha 1 não tenha sido recuperada em sua totalidade, pôde-se constatar que os danos apresentados não foram provocados pelo carregamento cíclico aplicado.

5.2.3 Ensaios reforçados com a Geogrelha 2

Dos resultados obtidos com os corpos de prova reforçados com a Geogrelha 2, pôde-se concluir que a presença do reforço (grelha metálica) aumentou a capacidade da mistura de sofrer deformações plásticas, resistindo 8 vezes mais que o corpo de prova sem presença do reforço. Os tempos necessários para se atingir o afundamento máximo de 25 mm para os três estágios de pressão (350 kPa, 450 kPa e 560 kPa), foram 78 min., 53 min. e 22 min; respectivamente. Na Figura 5.6 são exibidos os resultados dos três ensaios realizados com o emprego da Geogrelha 2. No gráfico é possível observar uma tendência de ruptura dúctil, com um ponto de mudança de tendência a 250 ciclos de carga, que coincide com a aparição das primeiras trincas na base da viga. Também foi observado que, depois da mudança da

inclinação, percebe-se a atuação do reforço de forma conjunta com as duas camadas de mistura asfáltica.

O ensaio realizado com a pressão de 450 kPa mostrou um comportamento inicial que aparentemente levaria a crer que o número de ciclos final sob tal tensão excederia o apresentado pela viga testada a 350 kPa. A explicação desse fenômeno pode estar relacionada às condições de apoio do corpo. Durante o ensaio, foi percebido que as placas de borracha, depois de um determinado número de ciclos, começaram a sofrer fadiga, com deformações permanentes. Por esse motivo, decidiu-se trocar a posição das placas de cima para baixo, e assim, tentar manter constantes as condições de apoio dos corpos de prova.

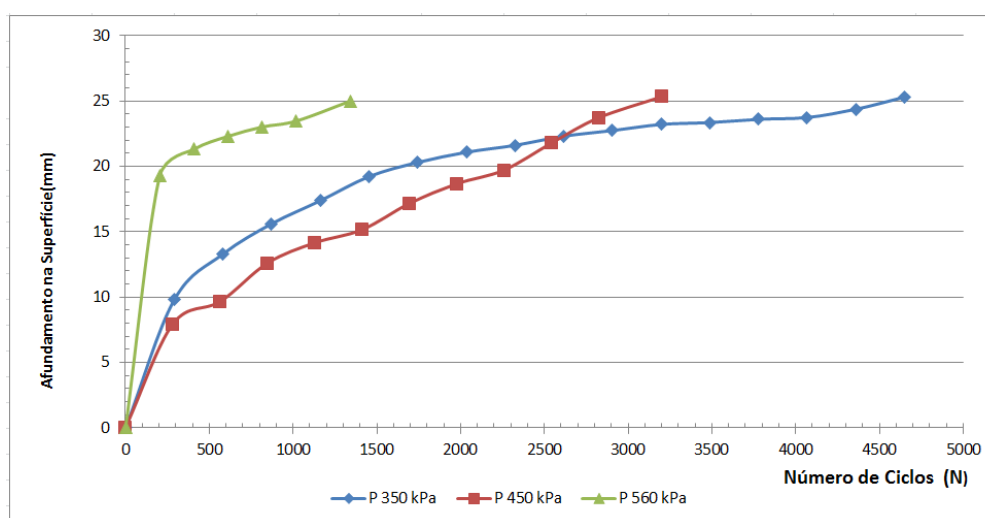


Figura 5.6 Afundamento na superfície *versus* número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 2.

O principal inconveniente percebido no reforço de vigas com a Geogrelha 2 (grelha metálica) foi a aderência entre os materiais, sendo que a quantidade da emulsão asfáltica utilizada como liga entre a camada inferior e a grelha foi insuficiente. Percebe-se que, para uma ótima aderência, é preciso embutir a grelha em um micro revestimento asfáltico, que pode ser composto por emulsão asfáltica e areia. As proporções de cada um dos materiais para o composto devem garantir que o cimento asfáltico residual não gere excessos na superfície do revestimento. Mesmo que a utilização da grelha metálica tenha apresentado problemas de aderência, a partir dos resultados obtidos pode-se concluir que ela pode ser usada para reforçar as camadas de misturas asfálticas, desde que seja garantida uma boa aderência entre a camada nova e a camada antiga.

Das fotografias obtidas durante os ensaios, observou-se que as primeiras trincas apareceram, como nos casos anteriores, nos primeiros 250 ciclos de carga aproximadamente (Figura 5.7 a). Destaca-se que, de maneira similar aos casos anteriores, as trincas começaram na base do corpo de prova até atingir o reforço. Neste caso, devido aos problemas de aderência da grelha com a mistura asfáltica, a trinca começou na camada inferior e se propagou para a camada superior sem que o reforço obstruísse seu avanço (Figura 5.7 b).

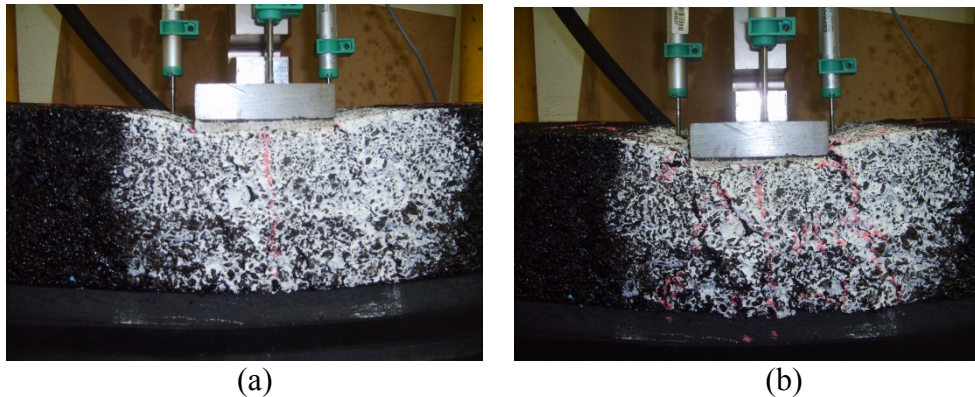


Figura 5.7 Vigas reforçadas com a Geogrelha 2: (a) Primeiras trincas apresentadas (250 ciclos de carga) ; (b) Finalização do ensaio (2.600 ciclos de carga).

Depois de realizado o ensaio, foi retirada a grelha para que fosse feita uma inspeção visual dos danos decorrentes do carregamento cíclico (Figura 5.8). Com a avaliação visual realizada na grelha metálica, determinou-se que o reforço sofreu deformações irreversíveis ao longo do ensaio sem apresentar ruptura de seus membros.

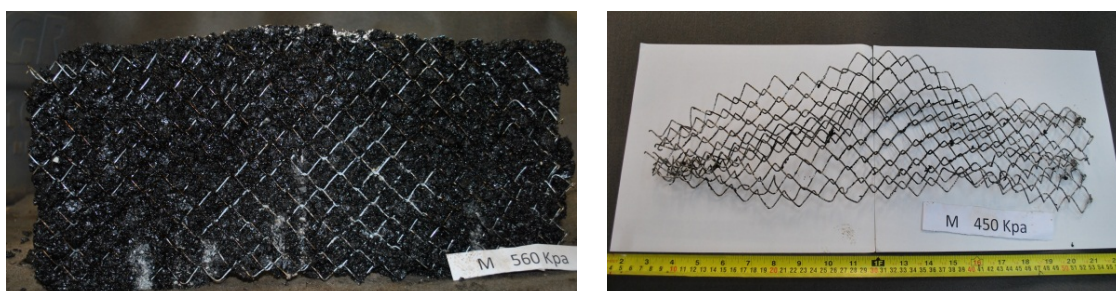


Figura 5.8 Geogrelha 2 depois do ensaio.

5.2.3 Ensaios reforçados com a Geogrelha 3

Os resultados encontrados para os corpos de prova reforçados com a Geogrelha 3 mostram que a presença do reforço aumentou a capacidade do revestimento em sofrer deformações plásticas (Figura 5.9). Os corpos de prova ensaiados suportaram 10 vezes mais ciclos de carga que os corpos de prova de referência. Os tempos necessários para atingir o afundamento máximo de 25 mm, para os três estágios de pressão (350 kPa, 450 kPa e 560 kPa), foram 100 min., 65 min. e 35 min.; respectivamente. O comportamento apresentado durante o ensaio foi similar aos ensaios anteriores; sob maior tensão vertical, os corpos atingiram mais rapidamente o afundamento máximo.

Destaca-se novamente a aparição de um ponto de mudança de comportamento aproximadamente após 250 ciclos. Como nos casos anteriores, isso coincidiu com a aparição das primeiras trincas na base do corpo de prova. Nota-se na Figura 5.9 que depois dos materiais atingirem este ponto, acentua-se a influência do reforço, permitindo que as deformações plásticas surjam em um tempo maior em relação às vigas sem reforço.

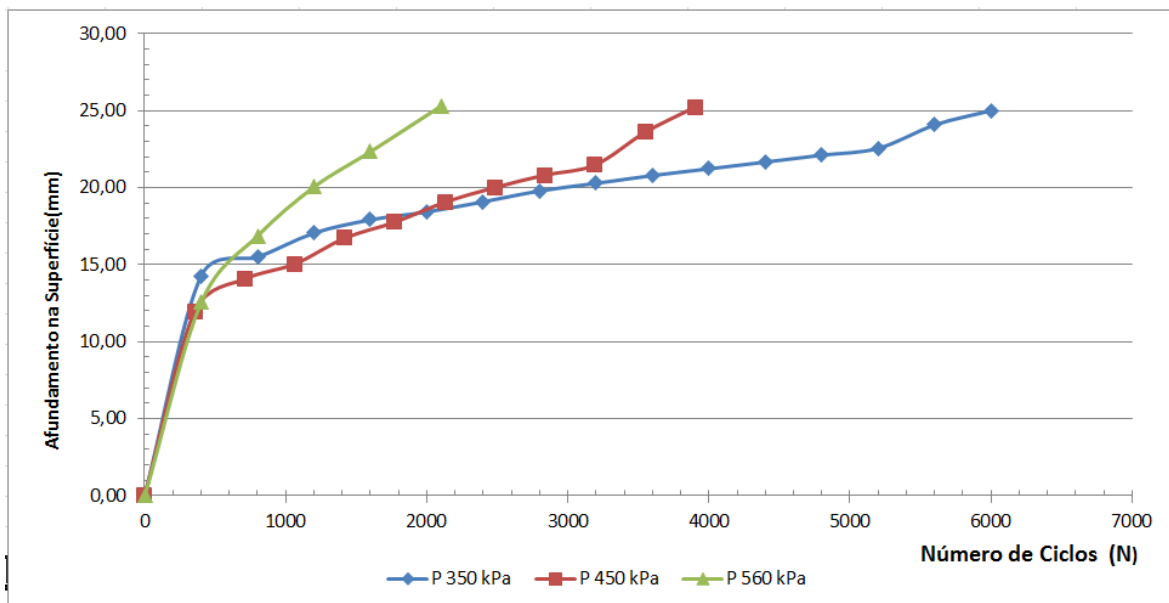


Figura 5.9 Afundamento na superfície *versus* número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 3.

Para as vigas reforçadas com a Geogrelha 3, similarmente aos demais corpos de prova, as primeiras trincas se apresentaram na base (Figura 5.10a). As trincas começaram de baixo para

cima e, conforme os registros fotográficos, atravessaram o reforço, passando para a camada superior (Figura 5.10b). Embora a grelha tenha incrementado a capacidade estrutural da camada, não foi impedimento para a reflexão das trincas para a parte superior dos corpos de prova. Foram evidenciados problemas de aderência decorrentes da pouca área de contato entre os membros da geogrelha e a emulsão asfáltica.

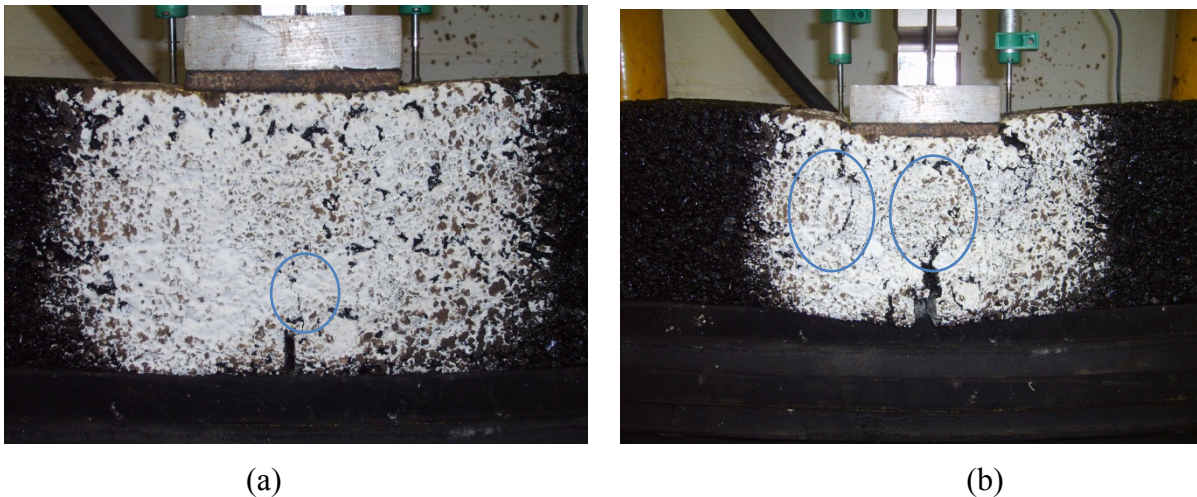


Figura 5.10 Corpos de prova reforçados com a grelha 3: (a) Primeira trincas refletidas no corpo de prova (250 ciclos de carga); (b) Reflexão de trincas (3.300 ciclos de carga).

Finalizados os ensaios, foram retiradas as geogrelhas do interior dos corpos de prova para avaliação visual dos efeitos gerados pela elaboração dos mesmos e pelo carregamento cíclico aplicado. Conforme se pode ver na Figura 5.11, as geogrelhas avaliadas não apresentaram nenhum dano devido ao carregamento. Além disso, foi evidenciada a baixa aderência com a mistura asfáltica, devido à facilidade de extração da geogrelha dentro do corpo de provas.

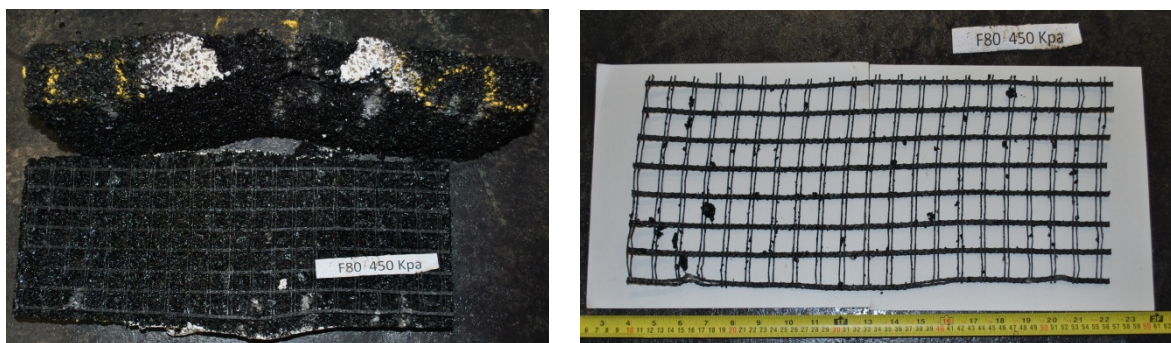


Figura 5.11 Geogrelha 3 depois do ensaio.

5.2.4 Ensaios reforçados com a Geogrelha 4

A Figura 5.12 apresenta os resultados obtidos nos ensaios reforçados com a Geogrelha 4. Pode-se concluir que a presença do reforço aumentou em quinze vezes a resistência do conjunto em relação às amostras sem reforço. Os tempos para atingir o afundamento máximo de 25 mm na superfície da amostra para os três estágios de pressão (350 kPa, 450 kPa e 560 kPa) foram de 144 min., 102 min. e 63 min; respectivamente. O ponto de mudança de comportamento para este caso foi maior que para os ensaios anteriores, ocorrendo em 600 ciclos de carga, quando do surgimento das primeiras trincas na base do corpo de prova.

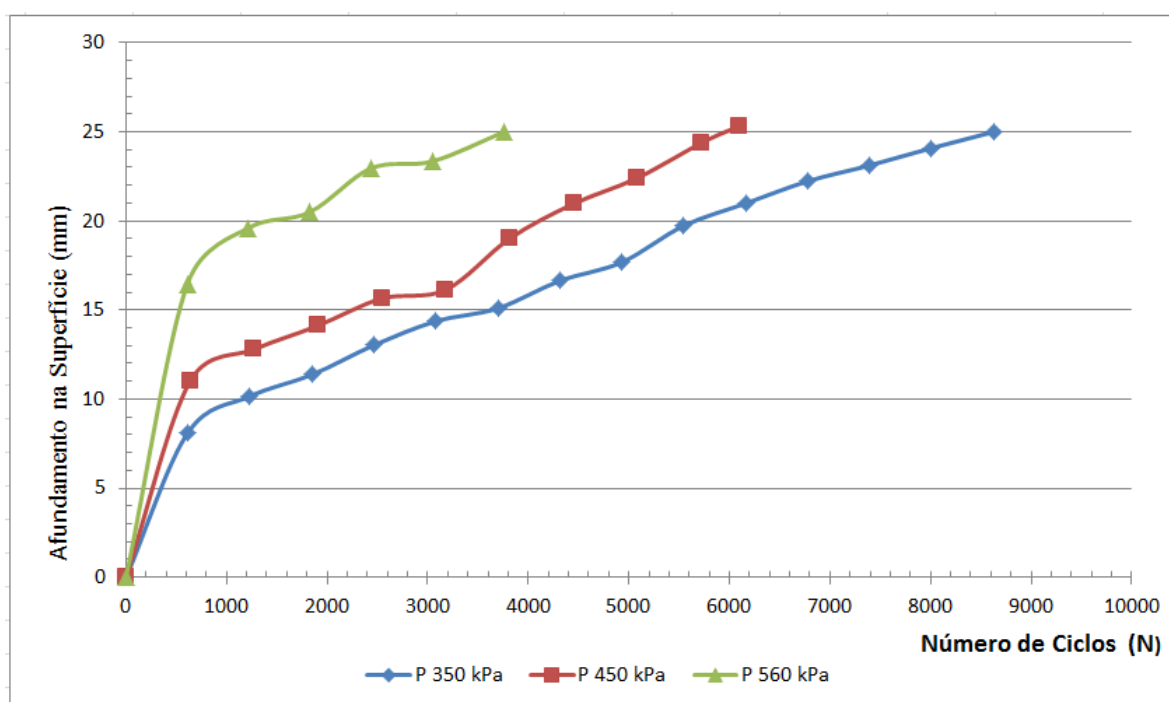


Figura 5.12 Afundamento na superfície *versus* número de ciclos de carga para vigas reforçadas com a Geogrelha 4.

Nas fotografias tiradas durante o ensaio, foi possível estabelecer que as primeiras trincas apareceram aproximadamente aos 600 ciclos de carga (Figura 5.13a). As primeiras trincas se apresentaram como microfissuras que, ao longo do tempo (aumento do número de ciclos de carga), foram ganhando maior extensão. Em uma área delimitada pela placa de aplicação de carga, as trincas foram refletidas verticalmente até atingir o reforço, depois de muitos ciclos de carga. Estas trincas se manifestaram diretamente acima do reforço em forma de microfissuras (Figura 5.13 b), dando continuidade às trincas que começaram na base da viga,

podendo-se concluir que a geogrelha não obstruiu o fenômeno de reflexão de trincas; simplesmente fez com que elas demorassem mais tempo para refletir. Já o afundamento máximo ocorreu devido ao puncionamento da placa de aplicação de carga.

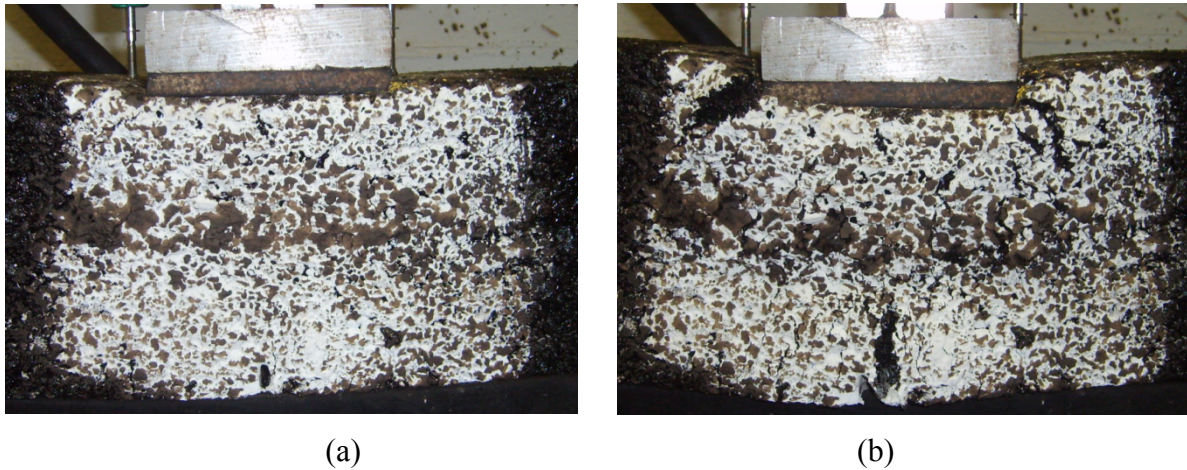


Figura 5.13 Vigas reforçadas com Geogrelha 4: (a) aparição das primeiras trincas (600 ciclos de carga); (b) Término do ensaio das vigas (6000 ciclos de carga).

Depois de realizado o ensaio, foi retirada a geogrelha do corpo de prova, para que se pudesse fazer uma avaliação visual dos danos gerados pelo efeito da temperatura e do carregamento cíclico. Conforme a Figura 5.14, a geogrelha não apresentou deterioração visível a olho nu. Entretanto, reconhece-se que para avaliar se verdadeiramente não houve nenhuma deterioração durante o ensaio, seria preciso efetuar ensaios adicionais de avaliação da amostra testada e comparar com os resultados obtidos para a amostra de referência.

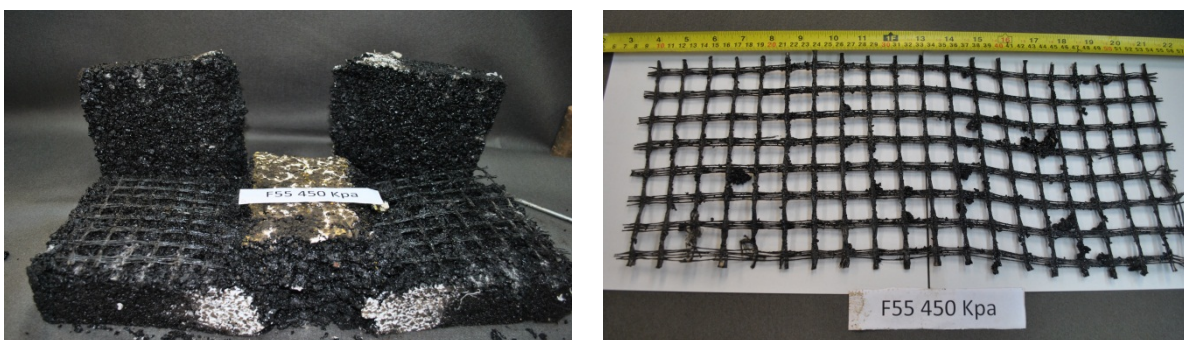


Figura 5.14 Geogrelha 4 depois do ensaio.

Para avaliar a contribuição estrutural das geogrelhas nos ensaios com reforço, foi calculado um fator de eficiência (FE), que é a razão entre o número de ciclos (N_G) necessário para atingir o afundamento de 25 mm em uma viga reforçada e o número de ciclos (N_{SR}) para a viga sem reforço. O valor representativo de FE foi obtido pela média aritmética entre os valores dentro do intervalo da média mais ou menos uma vez o desvio padrão. Na Tabela 5.2 são apresentados os resultados totais para o modelo físico, apresentando o número de ciclos necessários para atingir o afundamento de 25 mm e o correspondente fator de eficiência (FE).

Tabela 5.2 Resultados totais modelo físico

AMOSTRA		PRESSÃO (kPa)		
		350	450	560
Sem reforço	N_{SR}	551	400	200
G1	N_{G1}	3.245	2.049	800
	FE_{G1}	5,89	5,12	4,00
	FE médio G1	5,51		
G2	N_{G2}	4.650	3.200	1.343
	FE_{G2}	8,44	8,00	6,72
	FE médio G2	8,22		
G3	N_{G3}	6.001	3.900	2.100
	FE_{G3}	10,89	9,75	10,50
	FE médio G3	10,38		
G4	N_{G4}	8.625	6.100	3.759
	FE_{G4}	15,65	15,25	18,80
	FE médio G4	15,45		

Onde:

N_{SR} : Número de ciclos de carga viga sem reforço.

$N_{G1,2,3,4}$: Número de ciclos de carga, vigas reforçadas com geogrelhas 1,2,3,4.

$FE_{G1,2,3,4}$: Fator de Eficiência vigas reforçadas com geogrelhas 1,2,3,4.

Dos resultados exibidos na Tabela anterior, pode-se concluir que a presença da geogrelha aumenta a capacidade da mistura asfáltica em suportar as deformações plásticas. A geogrelha

fornece um aumento de resistência ao conjunto, superando em até quinze vezes a capacidade de uma viga sem reforço. A geogrelha que apresentou melhor comportamento em relação ao fenômeno de reflexão de trincas foi a Geogrelha 1, mesmo tendo apresentado o menor fator de eficiência (5,51). Também se observou que esta geogrelha teve melhor aderência ao revestimento, por ser um geocomposto com recobrimento asfáltico. Isso reduz a possibilidade do recapeamento deslizar sobre a camada inferior na ação de frenagem dos veículos, por exemplo. A Geogrelha 1 não evitou a reflexão de trincas, mas retardou o processo, sendo as trincas refletidas menos severas que aquelas que se formariam caso o geocomposto não estivesse presente.

Os resultados apresentados para a Geogrelha 2 mostram uma melhoria no desempenho da mistura asfáltica, pois para se atingir o afundamento de 25 mm, foi necessário um número de ciclos oito vezes maior que o do caso sem reforço. A presença da Geogrelha 2 não evitou o fenômeno de reflexão de trincas. Uma das maiores desvantagens apresentadas por este reforço foi a menor aderência entre a grelha e a camada nova, uma vez que a quantidade de emulsão asfáltica utilizada não gerou uma perfeita adesão na interface geogrelha-emulsão.

Ao comparar os resultados das Geogrelhas 3 e 4, evidenciou-se que a Geogrelha 4 exibiu um melhor comportamento frente às deformações plásticas, obtendo fatores eficiência de 15 e 10 respectivamente. O alto desempenho da Geogrelha 4, pode ser explicado pela melhor interação com a mistura asfáltica.

Na Figura 5.15 são apresentados os resultados definitivos para as vigas sem reforço e as reforçadas. Nesta Figura são mostradas as tensões verticais *versus* o número de ciclos de carga necessários para atingir o afundamento de 25 mm. As vigas sem reforço nitidamente apresentaram um comportamento inferior em relação às vigas reforçadas, precisando de poucos ciclos de carga para atingir o afundamento de 25 mm. Já os corpos de prova reforçados apresentaram um melhor desempenho, sendo que o pior comportamento foi o obtido com a Geogrelha 1 (geocomposto com recobrimento asfáltico) e o melhor com a Geogrelha 4.

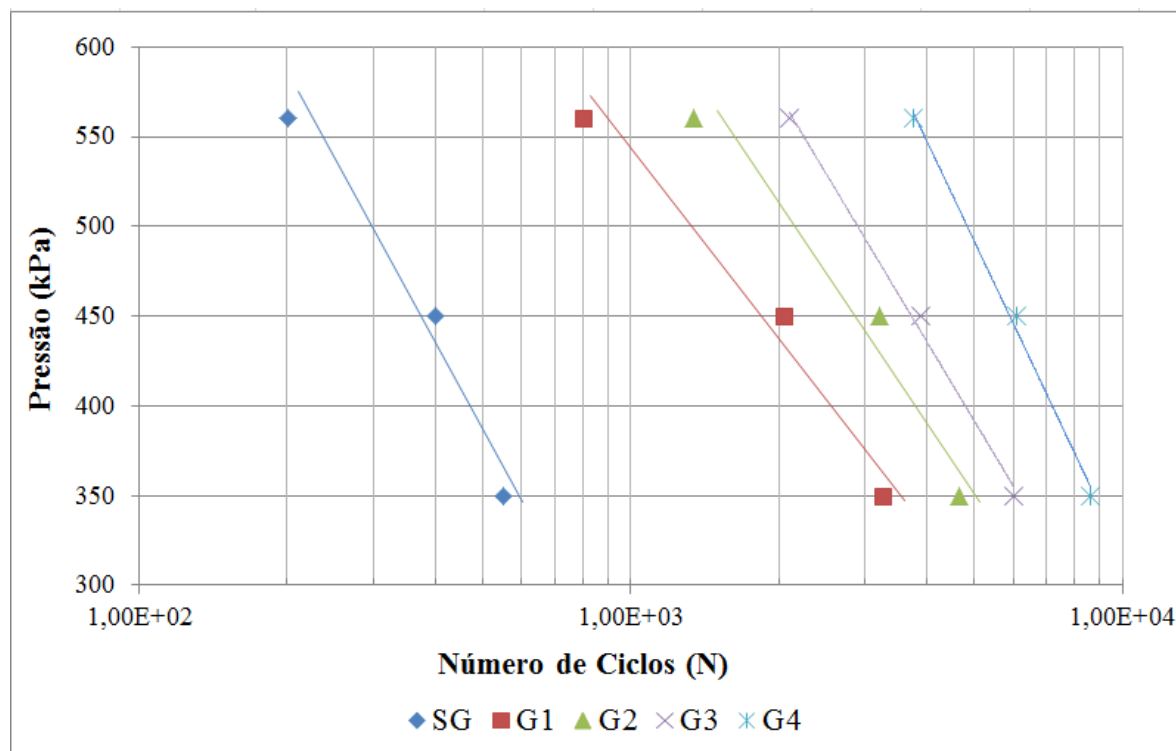


Figura 5.15 Resultados Totais modelo físico.

5.3 RESISTÊNCIA MÁXIMA À TRAÇÃO NA FLEXÃO

Para avaliar a contribuição estrutural da presença do reforço, foram realizados ensaios de flexão, avaliando-se corpos de prova executados com mistura asfáltica. Os corpos de prova foram elaborados conforme é explicado na seção 3.6. Os ensaios foram realizados em vigas simplesmente apoiadas, aplicando-se a solicitação à flexão no terço central, com carregamento monotônico. Os resultados obtidos são apresentados a seguir.

5.3.1 Corpos de prova de mistura asfáltica

Com o objetivo de avaliar a contribuição estrutural da geogrelha em relação ao comportamento mecânico da mistura asfáltica, foram realizados ensaios em cinco corpos de prova, quatro reforçados e um sem reforço. As vigas utilizadas foram bi-apoiadas, com aplicação do carregamento no terço central, conforme apresentado na Figura 5.16. O carregamento foi aplicado mediante a utilização de um cilindro hidráulico ligado a uma bomba hidráulica.



Figura 5.16 Arranjo do ensaio de flexão.

Na Tabela 5.3 são exibidos os resultados dos ensaios realizados com misturas asfálticas.

Tabela 5.3 Resistência à tração corpos de prova CBUQ reforçados e sem reforço

AMOSTRA	B (mm)	H (mm)	l (mm)	Q máx. (N)	f_{ct} (kPa)	Acréscimo da Resistência
Sem reforço	200	125	420	7.538,4	1013	100,0%
Geogrelha 1	200	132	420	7.592,2	915	90,3%
Geogrelha 2	200	132	420	8.383,5	1010	99,7%
Geogrelha 3	200	130	420	7.907,2	983	97,0%
Geogrelha 4	200	135	420	8.153,0	939	92,7%

A resistência à tração na flexão foi calculada conforme a norma NBR 12142, utilizando a equação apresentada a seguir:

$$f_{ct} = \frac{Q_{max} \cdot l}{B \cdot H^2} \quad (\text{kPa}) \quad [5.1]$$

Onde,

B = Largura do corpo de prova (mm)

H = Altura corpo de prova (mm)

l = Distância entre apoios (mm)

Q máx = Carga máxima suportada (N)

f_{ct} = Resistência à tração na flexão (kPa)

Na figura 5.17 são apresentados os resultados da resistência à tração na flexão dos corpos de prova de CBUQ, reforçados e sem reforço.

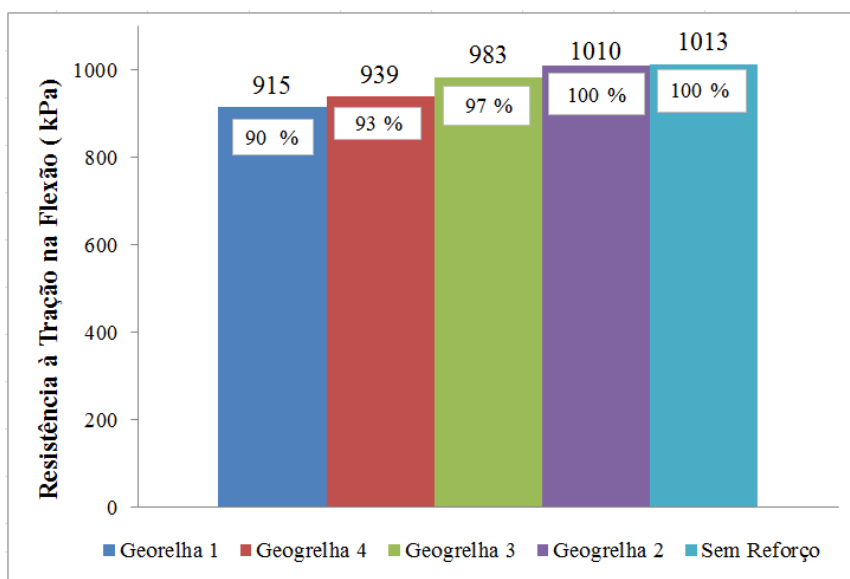


Figura 5.17 Resistência à tração corpos de prova CBUQ reforçados e sem reforço

Dos resultados anteriores, conclui-se que a viga sem reforço e as vigas reforçadas com as Geogrelhas 2 e 3 apresentaram quase o mesmo resultado, sem apresentar acréscimo da resistência. Já os corpos de prova reforçados com as Geogrelhas 1 e 4 mostraram uma ligeira redução na capacidade estrutural, a qual pode estar associada à dispersão de resultados.

Os resultados obtidos de resistência à tração na flexão, de aproximadamente 1.000 kPa, se encontram de acordo com as características mecânicas de uma mistura asfáltica executada com um asfalto convencional. No caso de ensaios com reforço a trinca começou na fibra inferior, atingindo a camada de base sem chegar a romper o geossintético (Figura 5.18) Quando a trinca atingiu o geossintético, foi redirecionada no sentido horizontal, sem refletir para cima. Devido às características viscoelásticas da mistura asfáltica, o corpo de prova

apresentou um comportamento dúctil, com uma elevada deformação sem chegar a se romper totalmente.

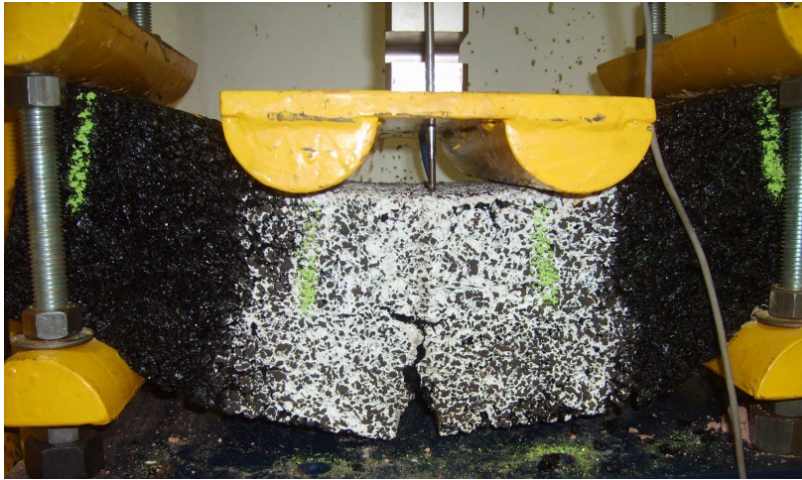


Figura 5.18 Ensaio de resistência à tração viga de CBUQ reforçada com geossintético.

Após a realização do ensaio foram retiradas as geogrelhas para avaliar visualmente o dano gerado pela confecção da amostra e pelo carregamento. Concluiu-se que elas não apresentaram nenhum dano aparente; a única grelha que não foi possível retirar do corpo de prova foi a Geogrelha 1, devido à alta aderência com a mistura asfáltica.

6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

6.1 CONCLUSÕES

Dos experimentos realizados e das análises efetuadas, podem ser tiradas as seguintes conclusões:

Quanto ao desempenho de misturas asfálticas reforçadas com geogrelhas, pode-se concluir que:

- A presença da geogrelha, como tratamento anti-reflexão de trincas, não impediu o fenômeno, mas reduziu a severidade das trincas, passando-se de trincas de tamanho considerável a micro fissuras depois que elas atingiram o reforço. Embora, a geogrelha não tenha evitado o fenômeno de reflexão de trincas, contribuiu para que elas demorassem significativamente mais tempo para refletir.
- O emprego de geogrelhas como reforço de misturas asfálticas contribui para a diminuição dos afundamentos na superfície, permitindo aumentar a capacidade da mistura asfáltica em até 15 vezes.
- A geogrelha metálica pode ser usada para reforçar as camadas de misturas asfálticas, desde que seja garantida uma boa aderência entre a camada nova e a camada antiga.
- Ao se aumentar a aderência entre a geogrelha e a mistura asfáltica, pode-se obter um melhor desempenho do geossintético, além de se reduzir problemas de deslizamento do recapeamento em relação à camada antiga, especialmente em zonas de frenagem o em decidas.
- A geogrelha que apresentou melhor comportamento em relação ao fenômeno de reflexão de trincas foi a Geogrelha 1, mesmo tendo apresentado o menor fator de eficiência (5,51). Também observou-se que esta geogrelha teve melhor aderência com o revestimento, por ser um geocomposto com recobrimento asfáltico. A Geogrelha 1

não evitou a reflexão de trincas, mas retardou o processo, sendo as trincas refletidas menos severas que aquelas que se formariam caso o geocomposto não estivesse presente.

- Ao comparar os resultados das Geogrelhas 3 e 4, evidenciou-se que a Geogrelha 4 exibiu um melhor comportamento no que se refere à redução do afundamento na superfície, fornecendo fatores eficiência de 15 e 10, respectivamente. O alto desempenho da Geogrelha 4 pode ser explicado pela melhor interação com a mistura asfáltica.
- A utilização de várias placas de borracha como representação em laboratório das condições de apoio de uma mistura asfáltica provocou o afundamento superficial mais rapidamente devido à flexibilidade do sistema, fato que pode representar, de forma aproximada, um pavimento assente sobre camada compressível.

No que se refere a misturas de Solo - RCD-R - Cimento reforçado com geogrelha, conclui-se que:

- A partir dos resultados obtidos na caracterização física do resíduo de construção e demolição (RCD), concluiu-se que o material empregado cumpre com as especificações para ser utilizado na confecção de misturas asfálticas, desde que se tenha aderência satisfatória entre o resíduo e o cimento asfáltico.
- Dos resultados obtidos na dosagem da mistura de solo-cimento, foi possível estabelecer que o RCD-R utilizado nessa pesquisa pode substituir satisfatoriamente os agregados pétreos convencionais em camadas de base melhoradas com cimento.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Avaliar o uso de diferentes tipos de geogrelha mudando abertura, rigidez e composição do material como reforço e capacidade de enfrentar o fenômeno de reflexão de trincas.

- Estudar o comportamento da mistura reforçada com geogrelha por meio do ensaio de fadiga.
- Efetuar uma retro-análise dos resultados obtidos em laboratório por meio da utilização de métodos numéricos.
- Estudar o comportamento do resíduo de construção e demolição reforçadas com diferentes tipos de geossintéticos e outros tipos de estabilizantes, visando à obtenção de revestimentos resistentes à ação do tráfego e do clima e, amigáveis com o meio ambiente.
- Estudar o comportamento a fadiga, de bases melhoradas com cimento reforçadas com geossintético, variando-se as propriedades destes materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABNT- Associação Brasileira de Normas Técnicas.

_NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.

_NBR 12023: Solo – Cimento – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1990.

_NBR 12253: Solo – Cimento – Dosagem para emprego como camada de Pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

_NBR 12142: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão em corpos-de-prova prismáticos. Rio de Janeiro, 1991.

_NBR 12553: Geossintéticos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003.

_NBR 15115: Agregados reciclados de resíduos sólidos da construção civil – Utilização em pavimentação e preparo de concreto sem função estrutural-Requisitos. Rio de Janeiro, 2004.

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 D 5-97: Standard Test Method for Penetration of Bituminous Materials.

_ASTM D 36-95: 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 92-12: Standard Test Method for Flash and Fire points by Cleveland Open Cup Tester.

_ASTM D 113-99: Standard Test Method for Ductility of Bituminous 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 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 4402-87: Viscosity Determinations of Unfilled Asphalts Using the Brookfield Thermosel Apparatus.

_ 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 7460-10. Standard Test Method for Determining Fatigue Failure of Compacted Asphalt Concrete Subjected to Repeated Flexural Bending.

Austin, R.A., & Gilchrist, A.J.T. (1996). Enhanced performance of asphalt pavements using geocomposites, Geotextiles and Geomembranes. 14: 175 – 186.

Baburamani, P. (1999). Asphalt fatigue life prediction models – a literature review. ARRB transport research Ltd, Vermont South, Victoria, Australia, Research report ARR 334, 40 p.

Balbo, J. T. (2006). Pavimentação Asfáltica. Oficina de textos, Rio de Janeiro, RJ, 560 p.

Banco mundial (2007). Relatório nº. 36624-BR Volume I: Relatório Principal, Como Revitalizar os Investimentos em Infra – Estrutura no Brasil: Políticas Públicas para uma Melhor Participação do Setor Privado. Departamento de Finanças, Setor Privado e Infra-estrutura Região da América Latina e do Caribe, BRASIL, 5 – 14 p.

Barraza, D.Z., Contreras, J.N., 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.

Bernucci, L.B., Motta, L.M.G., Ceratti, J.A.P. (2006). Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros, PETROBRAS: ABEDA, Rio de Janeiro, RJ, pp. 504 p.

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. & Lytton, R. (2003). Geosynthetics in Flexible and Rigid pavement overlay systems to reduce reflection cracking. Information & Technology Exchange center (ITEC), Texas transportation institute, Texas A&M University, Austin, Texas, U.S.A, report 1777-P2, project number 0-1777.

Confederação nacional do transporte (2011), pesquisa CNT de rodovias 2011, 11 – 32 p.

Conselho Nacional do Meio Ambiente – CONAMA. Resolução Nº307 de 5 de Julho de 2002. Processo Nº 02000.001642/2000-15. Assunto: dispõe sobre resíduos da construção civil. Brasília, DF.

Correia, N.S. & Bueno, B.S. (2011). Effect of bituminous impregnation on nonwoven geotextiles tensile and permeability properties, *Geotextiles and Geomembranes*. 29: 92-101.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura de transportes.

_ DNIT 005/2003-TER: Defeitos nos pavimento flexíveis e semi-rígidos Terminologia

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

_ 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

_ DNIT 142/2010: Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de Serviço.

_ DNER – PRO 199/96: Redução de amostra de campo de agregados para ensaios de laboratório.

Ferrotti, G., Canestrari, F., Virgili, A., Grilli, A. (2011). A strategic laboratory approach for the performance investigation of geogrids in flexible pavements. *Journal of construction and building materials*. 25: 2343-2348.

Frischtak, C.R. (2009). O investimento em infra-estrutura no Brasil: histórico recente e perspectivas. *Pesquisa e planejamento econômico*, 38(2): 307-348.

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.

Gómez. A.M. (2011). Estudo experimental de um resíduo de construção e demolição (RCD) Para utilização em pavimentação. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 196, Departamento de Engenharia civil. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 123 p.

Gupta, R. (2009). A study of Geosynthetic reinforced flexible pavements system. Dissertation Doctor of Philosophy, the University of Texas at Austin, 281 p.

Hosseini, H.R.A., Darban, A.K., Fakhri, K. (2009). The effect of geosynthetic reinforcement on the damage propagation rate of asphalt pavements, *scientia iranica*, 16: 26-32.

- 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.
- IPEA, DENATRAN, ANTP (2006). Impactos sociais e econômicos dos acidentes de trânsito nas rodovias brasileiras – Relatório Executivo, IPEA/DENATRAN/ANTP, BRASÍLIA – DF, 80 p.
- Khodaii, A., Shahab, F., Fereidoon, M. N. (2008). Effects of geosynthetics on reduction of reflection cracking in asphalt overlays, *Geotextiles and Geomembranes*. 27: 1–8.
- Komatsu, T., Kikuta, H., Tuji, Y. (1998). Durability assessment of geogrid-reinforced asphalt concrete, *Geotextiles and Geomembranes*, 16: 257 – 271.
- 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 trinca. Teses de Doutorado, Divisão de Engenharia de Infra-estrutura Aeronáutica, ITA, São José dos Campos, SP, 137 p.
- Motta, R.S. (2005). Estudo laboratorial de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil para aplicação em pavimentação de baixo volume de tráfego. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 134 p.
- Pasetto, M. (2000). The re-utilisation of discarded building materials in cement-stabilized layers of road and airfield pavements. *Waste Materials in construction*, G.R Wolley; J.J.J.M. Goumans and P.J. Wainwright, 548 - 565.
- 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.
- Pinto, T.P.P. (1999). Metodologia para a Gestão Diferenciada de Resíduos Sólidos da Construção Urbana. Tese de Doutorado, Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 189 p.
- Pitta, M.R. (1990). Relatório da ABCP realizado à prefeitura de São Paulo sobre as condições do pavimento experimental do Conjunto Habitacional do Horto do Ipê. Associação Brasileira de Cimento Portland, São Paulo, SP.
- Reis, N.F.S. (2009). Análise Estrutural de Pavimentos Rodoviários aplicação a um pavimento reforçado com malha de aço. Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa, Portugal, 101 p.

Rodrigues, R.M. (2003). Geossintéticos aplicados a pavimentação. IV SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, Porto Alegre, RS, 9 -37 p.

Shukla, S.K. (2002). Geosynthetics and their applications. Thomas Telford Ltd, London, UK, 414 p.

Silva, R.B., Ferreira, A.A.E., Couto, C.R., Segantini, A.A.S. (2002). Estudo da resistência à compressão do solo – cimento com adição de resíduos de construção por meio de ensaios em corpos-de-prova cilíndrico. Faculdade de engenharia de Ilha Solteira, Engenharia Civil, Universidade Estadual Paulista UNESP, 5 p.

Silveira, P.E.M. (2005). A aplicação do resíduo de construção e demolição reciclado no compósito solo-cimento. Dissertação de mestrado, Instituto de Geociências e Ciências Exatas, Universidade Estadual Paulista, Rio Claro, SP, 132 p.

Tam, W.Y., Wang, K., Tam, C.M. (2008). Assessing relationships among properties of demolished concrete, recycled aggregate and recycled aggregate concrete using regression analysis. *Journal of Hazardous Materials*, 152: pp. 703 – 714.

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.

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.

Zou, W.L., Wang, Z., Zhang, H.M. (2007). Field trial for asphalt pavements reinforced with geosynthetics and behavior of glass-fiber grids, *Journal of performance of constructed facilities*, ASCE, 361: 1-12.