

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

REFORÇO DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS COM
GEOSINTÉTICOS

LUIZ GUSTAVO DE SOUZA E ANTUNES

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G. DM 166/2008

BRASÍLIA/DF, 10 DE MARÇO DE 2008.

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

**REFORÇO DE PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS COM
GEOSSINTÉTICOS**

LUIZ GUSTAVO DE SOUZA E ANTUNES

DISSERTAÇÃO DE Mestrado submetida ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências.

APROVADA POR:

**PROF. ENNIO MARQUES PALMEIRA, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**PROF. LUÍS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PROF. MARIA DAS GRAÇAS ALMEIDA GARDONI, DSc (UFMG)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 10 DE MARÇO DE 2008.

FICHA CATALOGRÁFICA

ANTUNES, LUIZ GUSTAVO DE SOUZA E	
Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos. [Distrito Federal] 2008. xxi, 158p., 210mm x 297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2008)	
Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil.	
1. Geossintéticos	2. Pavimentação
3. Ensaio de grande escala	4. Instrumentação Geotécnica
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICAS

ANTUNES, L. G. S. (2008). Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM- 166/08, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Luiz Gustavo de Souza e Antunes

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos

GRAU / ANO: Mestre / 2008

É concedida à 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 parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Luiz Gustavo de Souza e Antunes
Colina UnB, bloco k, Apt. 301, Asa Norte
70.910-900 – Brasília/DF – Brasil
e-mail:luizgustavo@unb.br

Dedicatória

*Ao Julio,
melhor amigo e companheiro, grande irmão,
maior exemplo de vida e de fé e que,
não por acaso, Deus o fez meu pai.*

Agradecimentos

Tenho fé que somente quando nosso Senhor Jesus Cristo está presente em nosso coração podemos alcançar nossas metas. Por acreditar nisso, não poderia deixar de agradecer primeiramente a Deus por todas as bênçãos que me foram concedidas, não só durante minha morada em Brasília e muitas vezes cheia de percalços.

Nossos pais são os pilares centrais da nossa vida, da nossa existência; são eles que esculpem ao longo de anos o que seremos até o fim. Aos meus amados pais Liege e Julio, peças fundamentais na minha formação profissional, pessoal e moral, agradeço por toda a dedicação, carinho, atenção e preocupação, sendo sempre fontes de incentivo, inspiração e exemplos a serem seguidos. Sem vocês, nada disso teria sido possível.

Ao professor Ennio, expressei minha grande admiração e gratidão pelo exemplo profissional e pessoal, por todos os esclarecimentos, sugestões e conselhos ao longo de toda a pesquisa, pela prontidão em resolver todas as dificuldades. Foi um privilégio de ter sido seu orientado.

Irmãos são aqueles que estão sempre lhe dando apoio, independentemente de como e onde estiverem; são capazes de ficarem felizes simplesmente por você estar e não medem esforços para que isto aconteça. Por isso mesmo, agradeço aos queridos Niel, Fábio, Mateus e Philippe que, apesar da distância física, verdadeiramente sempre estiveram perto. Ao Alexandre, Aureliano, Gregório e João, meus queridos irmãos candangos que estiveram sempre me dando apoio e força em Brasília, obrigado por sua presença constante. TQA forever!!!!

Grandes amigos são fundamentais para que consigamos galgar degraus mais altos. São nossos pontos de apoio e firmeza. Desta forma, obrigado Gumercindo e Messias, Anderson, Beba, Davi, Diogo, Fabrício, Francis, Fred, Juca, Ivan e Léo; sem vocês nada disso teria sido conquistado. Às minhas caras amigas Josy e Jana, valeu muito todos os momentos em que passamos juntos e o apoio incondicional, vocês foram muito valiosas neste trabalho.

Obrigado a toda a minha família (Antunes e Souza), tios e tias, primos e primas. Graças a esta base familiar tão valiosa, firme e unida que Deus me deu, pude me firmar e ter como exemplo na superação de tantas dificuldades.

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, aos professores e colegas geotécnicos, pela boa convivência e pela oportunidade de crescimento nesta área que tanto me encanta.

Às professoras da UFMG Graça e Terezinha Espósito, minhas primeiras inspirações na Geotecnia, agradeço por terem me dado a oportunidade de crescer continuamente dentro do laboratório de geotecnia não só como geotécnico, mas também como homem.

Jamais poderia deixar de agradecer a você, querida Cíntia. Muitas vezes temos que fazer grandes sacrifícios por acreditarmos em um bem maior, demonstrando assim muito caráter, maturidade e, principalmente, coragem. Agradeço por você ter me apoiado incondicionalmente desde o primeiro instante em que lhe falei em ir pra Brasília, apesar de todos os problemas que poderiam vir adiante. Sei que sem este apoio certamente não conseguiria chegar a este momento. Muito obrigado! Hoje e sempre...

A CAPES e a FAP/DF pelo apoio financeiro.

Resumo

O pavimento rodoviário tem como finalidade fornecer um meio seguro, confortável e econômico para o transporte de cargas e pessoas. Dentro deste contexto, os ensaios de grande escala sob carregamentos cíclicos são uma boa alternativa para a análise do comportamento de pavimentos, especialmente pelo fato de que estes podem simular sob condições controladas, o que, sob condições reais, tornaria a análise muito mais complexa. Esta dissertação procura mostrar o comportamento mecânico de pavimentos rodoviários solicitados por carregamentos cíclicos com a utilização de ensaio em grande escala. O equipamento é constituído de uma caixa metálica de 1,60m x 1,60m por 1,20m de altura, onde são executados o subleito e o pavimento. Nos ensaios reportados nessa dissertação o pavimento simulado foi constituído de uma camada de 20 cm de brita. A caixa é dotada de um sistema de reação e, conjuntamente a ele, de um sistema hidráulico de aplicação de carga visando simular o carregamento oriundo de um eixo padrão com 80kN. No presente estudo utilizou-se uma frequência de aplicação do carregamento igual a 1 Hz. Foram realizados ensaios com e sem reforço geossintético no pavimento (um sem reforço, um reforçado com geogrelha e outro com geotêxtil). Os elementos de reforço utilizados foram instalados na interface base/subleito do pavimento. Após atingir uma deformação superficial permanente de 25 mm de profundidade, a superfície do pavimento era restaurada e um novo ciclo de carregamento aplicado. Para a análise das respostas mecânicas do pavimento decorrentes do carregamento cíclico imposto, utilizaram-se vários instrumentos geotécnicos, a saber: extensômetros elétricos, célula de carga; termopares; células de tensões totais e LVDT's. Os resultados obtidos forneceram o comportamento de pavimentos construídos com solo típico da região centro oeste do Brasil. Os pavimentos reforçados apresentaram comportamento mecânico significativamente melhor que os sem reforço, levando-se em conta o número de ciclos de carregamento suportados até a ruptura (entre 2.8 e 9.2 maiores que no caso sem reforço) e a redução das tensões totais e das deformações permanentes do material de subleito, dentre outros aspectos. Evidenciou-se também a influência de restaurações na superfície do pavimento no comportamento do conjunto, tanto reforçado quanto não reforçado, para ciclos subseqüentes de carga.

Abstract

The function of a pavement is to provide a safe, comfortable and economical way for the transportation of goods and people. In this context, large scale tests under cyclic loads are a good alternative to examine pavement behaviour, especially because this kind of test can simulate, under controlled conditions, what otherwise would be very difficult to achieve. This research aimed to investigate the mechanical behaviour of a pavement under cyclic loading using large scale tests. The equipment used consists of a metallic box 1.60m long, 1.60m wide and 1.20m high, in which the subgrade and the pavement are executed. In the tests reported in this research, the simulated pavement consisted of a 20cm thick gravel layer. The box has a reaction system to allow the application of the vertical load and a hydraulic system capable of simulating the standard axle load of 80kN. In the present study, a loading frequency of 1Hz was employed. Three tests were performed (one unreinforced, one reinforced with a woven geotextile and one reinforced with a geogrid). The reinforcement layers were installed at the base-subgrade interface. After reaching a surface rut of 25mm, the pavement surface was repaired and a new loading cyclic applied. Several geotechnical instruments were installed to examine the mechanical response of the pavement under cyclic loading, such as strain gauges, load cell, temperature gauges, total stress cells and LVDT's. The pavements and subgrade were constructed with typical regional soils. The reinforced pavements showed much better mechanical behaviour than the unreinforced one with respect to the number of load cycles up to failure (between 2.8 and 9,2 greater than that of the unreinforced pavement) and reduction of the total stresses and of permanent strains in the subgrade material, for instance. The influence of successive pavement surface repairs on the behaviour of the system was also identified, for both reinforced unreinforced pavements undergoing cyclic loads.

CAPÍTULO 1	1
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 OBJETIVOS.....	4
1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	5
CAPÍTULO 2	6
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1 GEOSSINTÉTICOS COM FUNÇÃO DE REFORÇO	6
2.1.1 INTRODUÇÃO	6
2.1.2 GEOSSINTÉTICOS.....	8
2.1.2.1 GEOGRELHA	10
2.1.2.2 GEOTÊXTIL.....	11
2.2 MECANISMO DE ATUAÇÃO DO REFORÇO	13
2.3 EFICIÊNCIA DO USO DO REFORÇO.....	20
2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM O DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS	24
2.4.1 CARGA	24
2.4.2 EFEITOS DINÂMICOS	26
2.4.3 ESPESSURA E CAPACIDADE DE SUPORTE DE CAMADAS	27
2.4.4 POSICIONAMENTO DO REFORÇO	29
2.5 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PAVIMENTOS.....	31
2.5.1 ENSAIO DE VIGA TRI-APOIADA	32
2.5.2 MODELO REDUZIDO	34
2.5.3 ENSAIO COM CARREGAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO.....	36
2.5.4 ENSAIO DE GRANDE ESCALA.....	39
CAPÍTULO 3	44
3 MATERIAIS EMPREGADOS	44
3.1 GEOSSINTÉTICOS.....	44
3.1.1 GEOGRELHA	44
3.1.1 GEOTÊXTIL.....	46
3.1.2 46	
3.2 SOLOS	47
3.2.1 SOLO FINO	48
3.2.2 SOLO DE BASE (BRITA)	54
CAPÍTULO 4	57
4 DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO	57
4.1 INTRODUÇÃO	57
4.2 EQUIPAMENTO DE CARREGAMENTO CÍCLICO DE GRANDE ESCALA	59
4.2.1 CAIXA DE ENSAIO	59
4.2.2 SISTEMA HIDRÁULICO DE CARREGAMENTO CÍCLICO	60
4.3 INSTRUMENTAÇÃO.....	63
CAPÍTULO 5	68
5 METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS	68
5.1 INTRODUÇÃO	68
5.2 PROCEDIMENTO DE MONTAGEM DO ENSAIO	70

5.2.1	PREPARAÇÃO DA CAIXA DE ENSAIO	70
5.2.2	PREPARAÇÃO DO SOLO	71
5.2.3	COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO	73
5.2.4	COLOCAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA.....	76
5.2.5	PREPARAÇÃO DO ENSAIO REFORÇADO.....	78
5.2.6	COMPACTAÇÃO DA CAMADA DE BRITA	80
5.2.7	MONTAGEM DOS INSTRUMENTOS PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS – LVDT’S	81
5.2.8	MONTAGEM DO SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA.....	82
5.2.9	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS	83
5.3	EXECUÇÃO DO ENSAIO.....	84
5.3.1	APLICAÇÃO DAS CARGAS.....	84
5.3.2	RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO	85
5.3.3	PROCESSO DE DESMONTAGEM DO ENSAIO.....	86
CAPÍTULO 6.....		89
6	ANÁLISE DE RESULTADOS	89
6.1	ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO PADRÃO	90
6.1.1	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS	90
6.1.2	ANÁLISE DE TENSÕES TOTAIS.....	96
6.1.3	ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS.....	101
6.1.4	ANÁLISE DE TEMPERATURA.....	104
6.2	ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO APÓS A PRIMEIRA RESTAURAÇÃO SUPERFICIAL.....	106
6.2.1	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS	107
6.2.2	ANÁLISE DE TENSÕES TOTAIS.....	112
6.2.3	ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS.....	117
6.2.4	ANÁLISE DE TEMPERATURA.....	121
6.3	ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO APÓS A 2ª RESTAURAÇÃO...	122
6.3.1	ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS	122
6.3.2	ANÁLISE DAS TENSÕES TOTAIS	127
6.3.3	ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS.....	131
6.3.4	ANÁLISE DE TEMPERATURA.....	136
6.4	ANÁLISES COMPLEMENTARES.....	138
6.4.1	ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E DE SUCCÃO.....	138
6.4.2	ÍNDICE DE QUEBRA DA BRITA - B _g	140
6.4.3	ÂNGULO DE ESPRAIAMENTO DE TENSÕES (β).....	143
6.4.4	ANÁLISE DO CUSTO-BENEFÍCIO DO USO DE REFORÇO GEOSSINTÉTICO EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS	144
CAPÍTULO 7.....		149
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	149
7.1	CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS	149
7.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	153

Índice de Figuras.

Figura 1.1 – Investimentos na malha rodoviária federal, em bilhões de dólares (DNIT, 2007).	2
Figura 1.2 - Percentuais do transporte de carga no Brasil (Anuário Estatístico Dos Transportes – 2001).....	3
Figura 2.1 – Exemplos de utilização de geossintéticos.....	6
Figura 2.2 – Esquema da contribuição de um geotêxtil em ferrovia (Eichenauer <i>et al.</i> , 1994).	7
Figura 2.3 – Geotêxtil utilizado como reforço de rodovia	8
Figura 2.4 – Proposta de transferência de tensões de cisalhamento na interface base-reforço. (Perkins, 1999).	13
Figura 2.5 – Esquema da interação do reforço com o material de base.....	14
Figura 2.6 – Mecanismo de restrição lateral provindo da geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).....	16
Figura 2.7 – Mecanismo de melhoria da capacidade de carga com geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).....	17
Figura 2.8 – Mecanismo do “Efeito Membrana” na geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).....	18
Figura 2.9 – Comparação entre número de ciclos de carregamento para uma seção reforçada e uma seção não reforçada (Adaptado de Al-Qadi <i>et al.</i> , 1997).	22
Figura 2.10 – Tipos de eixos: (a) Eixo simples, (b) tandem duplo e (c) tandem triplo.....	25
Figura 2.11 – Picos de deflexão com a passagem de um tandem triplo (Farias & Monteiro, 1996).....	26
Figura 2.12 – Valores do impacto dinâmico seguido de alívio (Modificado de Fernandes Jr & Barbosa, 2005)	27
Figura 2.13 – Resultados de Ensaios Triaxiais Mostrando a Influência da Posição do Geotêxtil: a) 21kPa; b) 210kPa (Modificado de Broms, 1977, citado por Koerner, 1994)	30
Figura 2.14 – Afundamento de trilha de roda.	32
Figura 2.15 – Esquema adaptado do Ensaio de Viga Tri-Apoiada (Dondi, 1996).	33
Figura 2.16 – Esquema das Rupturas nos Ensaios de Viga Tri-Apoiada: com reforço (esquerda) e sem reforço (direita), 5×10^5 ciclos (Dondi, 1996).	33
Figura 2.17 – Tensão-Deformação em Ensaios de Viga Tri-Apoiada (Modificado de Dondi, 1996).....	34
Figura 2.18 – Esquema do Ensaio em Modelo Reduzido (Modificado de Beretta <i>et al.</i> , 1994).	35
Figura 2.19 – Comparação entre seção reforçada e não-reforçada com CBR entre 1 e 3% (Modificado de Beretta <i>et al.</i> , 1994).	35
Figura 2.20 – Esquema do Sistema de Carregamento Repetitivo (Adaptado de Abduljawwad <i>et al.</i> , 1994).....	36
Figura 2.21 – Deformação x Carga Estática para amostras secas e saturadas (Adaptado de Abduljawwad <i>et al.</i> , 1994).	36
Figura 2.22 – Esquema de Ensaio de Carregamento Cíclico em Ferrovia (Adaptado de Eichenauer <i>et al.</i> , 1994).....	37
Figura 2.23 – Esquema adaptado dos ensaios realizados por Walters & Raymond (1999)....	38
Figura 2.24 – Deformação nas seções reforçadas (A1 e A2) e não reforçada (A3) (Adaptado de Al-Qadi <i>et al.</i> , 2007).	40
Figura 2.25 – Profundidades de trincas superficiais de seções com (A1 e A2) e sem (A3) reforço (Adaptado de Al-Qadi <i>et al.</i> , 2007).	41
Figura 2.26 – Esquema do equipamento de grande escala utilizado por Perkins (1999).....	41

Figura 2.27 – Deformações superficiais permanentes <i>versus</i> carregamento em cada seção (Adaptado de Perkins, 1999).....	42
Figura 2.28 – Deformações verticais de pico <i>versus</i> distância radial na seção controle (Modificado de Perkins, 1999).....	43
Figura 3.1 – Geogrelha utilizada no presente trabalho.....	45
Figura 3.2 – Geotêxtil tecido utilizado no presente trabalho.	47
Figura 3.3 – Ilustração dos dois materiais utilizados: geogrelha e geotêxtil tecido.....	47
Figura 3.4 – Solo fino utilizado como subleito, acondicionado em silo próprio.	50
Figura 3.5 – Curvas granulométricas do solo utilizado como material de subleito.	51
Figura 3.6 – Brita graduada simples utilizada nos ensaios.	55
Figura 3.7 – Curva Granulométrica da Brita utilizada como base.....	56
Figura 4.1 – Esquema geral do equipamento de carregamento cíclico de grande escala	58
Figura 4.2 - Caixa de Ensaio e Sistema de Reação – Vista com a face lateral aberta.....	60
Figura 4.3 – Conjunto Moto Bomba, responsável pela pressão no cilindro hidráulico.	61
Figura 4.4 – Temporizador, responsável pelo ritmo das oscilações de carga.	62
Figura 4.5 – Esquema Geral do Sistema Hidráulico.	62
Figura 4.6 – Célula de carga utilizada no ensaio de carregamento cíclico.	64
Figura 4.7 – LVDT utilizado nos ensaios para medição de deslocamentos superficiais.	65
Figura 4.8 – Célula de tensão total utilizada no ensaio.....	65
Figura 4.9 – Extensômetro elétrico utilizado no ensaio.....	66
Figura 4.10 – Termopar utilizado no ensaio	66
Figura 4.11 – Sistema de aquisição de dados (à direita) e computador para armazenagem de dados (à esquerda).....	67
Figura 5.1 – Passagem da demão de óleo e fixação da camada de filme plástico.	70
Figura 5.2 – Curva de compactação do solo fino utilizado como material de subleito.	71
Figura 5.3 – Pesagem do solo a ser colocado na betoneira.....	72
Figura 5.4 – Homogeneização do solo com auxílio de betoneira.	72
Figura 5.5 – Disposição do solo no interior da caixa de ensaio.....	73
Figura 5.6 – Compactação do solo com o auxílio do “sapo”.	74
Figura 5.7 – Medição da altura da camada compactada.	74
Figura 5.8 - Escarificação da superfície.....	75
Figura 5.9 – Esquema com arranjo geral da Instrumentação Geotécnica utilizada.	76
Figura 5.10 – Colocação das Células de Tensão Total.	77
Figura 5.11 – Instalação dos Extensômetros Elétricos.....	78
Figura 5.12 – Células de tensão, extensômetros e termopar instalados.	78
Figura 5.13 – Colocação da geogrelha entre o solo e a brita.	79
Figura 5.14 – Colocação do geotêxtil na interface entre subleito e base granular.....	79
Figura 5.15 – Esquema de ancoragem adotado para o reforço geossintético.	80
Figura 5.16 –Ancoragem do reforço no interior da base granular.	80
Figura 5.17 – Espalhamento e compactação da brita.	81
Figura 5.18 – Posicionamento dos LVDT’s no interior da caixa de ensaio (vista superior e vista lateral).....	81
Figura 5.19 – Conjunto de aplicação de cargas e detalhe da rótula utilizada.	82
Figura 5.20 – Entrada da instrumentação geotécnica no sistema de aquisição de dados.....	83
Figura 5.21 – Sinais de alguns instrumentos geotécnicos monitorados durante o ensaio.....	84
Figura 5.22 – Recalque superficial no momento em que o ensaio foi finalizado.	85
Figura 5.23 – Restauração da superfície deformada.	85
Figura 5.24 – Coleta da brita localizada logo abaixo do ponto de aplicação das cargas.	86
Figura 5.25 – Retirada da camada de base.....	87
Figura 5.26 – Retirada dos corpos de prova para execução de ensaios de CBR.....	87

Figura 6.1 – Desenvolvimento de deslocamentos superficiais com o número de ciclos de carga no primeiro ensaio (sem reforço).	91
Figura 6.2 – Bacia de deslocamentos verticais ao longo do tempo – ensaio sem reforço.	92
Figura 6.3 – Desenvolvimento dos deslocamentos superficiais com o número de ciclos de carga (com geogrelha).	93
Figura 6.4 – Bacia de deslocamentos verticais em função do número de ciclos de carga – ensaio reforçado com geogrelha.	94
Figura 6.5 - Desenvolvimento dos deslocamentos verticais com o número de ciclos no terceiro ensaio (com geotêxtil).	95
Figura 6.6 - Bacia de deslocamentos verticais – ensaio reforçado com geotêxtil.	96
Figura 6.7 – Tensões totais máximas no ensaio sem reforço versus número de ciclos de carregamento.	97
Figura 6.8– Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço.	98
Figura 6.9 - Tensões totais no ensaio reforçado com geogrelha, ao longo do tempo.	98
Figura 6.10 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha.	99
Figura 6.11 - Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil, ao longo do tempo.	100
Figura 6.12 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil.	100
Figura 6.13 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço.	102
Figura 6.14 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha.	103
Figura 6.15 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil.	104
Figura 6.16 – Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço.	105
Figura 6.17 – Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha.	105
Figura 6.18 – Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil.	106
Figura 6.19 – Deslocamentos verticais no decorrer do ensaio sem reforço, após uma restauração.	107
Figura 6.20 - Bacia de deslocamentos verticais – ensaio sem reforço após uma restauração.	108
Figura 6.21 – Deslocamentos verticais versus número de ciclos para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.	109
Figura 6.22 – Bacia de deslocamentos superficiais para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.	110
Figura 6.23 - Deslocamentos superficiais versus número de ciclos para o ensaio reforçado com geotêxtil após uma restauração.	111
Figura 6.24 – Bacia de deslocamentos superficiais para o ensaio reforçado com geotêxtil após uma restauração.	112
Figura 6.25 - Tensões totais no ensaio sem reforço ao longo do tempo, após uma restauração.	113
Figura 6.26 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço após uma restauração.	113
Figura 6.27 - Tensões totais no ensaio reforçado com a geogrelha após uma restauração. ...	114
Figura 6.28 – Variação das tensões totais com a profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.	115
Figura 6.29 - Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil após uma restauração.	116
Figura 6.30 - Tensões totais versus profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil após uma restauração.	116

Figura 6.31 - Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço após uma restauração.	117
Figura 6.32 – Deformações permanentes acumuladas nos ensaios sem reforço padrão e restauração 1.	118
Figura 6.33 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.	118
Figura 6.34 - Deformações permanentes acumuladas nos ensaios reforçados com a geogrelha padrão e restauração 1.	119
Figura 6.35 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil, após uma restauração.	120
Figura 6.36 - Deformações permanentes acumuladas nos ensaios reforçados com o geotêxtil padrão e restauração 1.	120
Figura 6.37 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço após uma restauração.	121
Figura 6.38 - Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha, após uma restauração.	121
Figura 6.39 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil, após uma restauração.	122
Figura 6.40 - Deslocamento superficial no decorrer do ensaio sem reforço, após duas restaurações.	123
Figura 6.41 - Bacia de deslocamentos ao longo do tempo – ensaio sem reforço, após duas restaurações.	124
Figura 6.42 – Deslocamento superficial no decorrer do ensaio reforçado com geogrelha com duas restaurações.	124
Figura 6.43 - Bacias de deslocamentos superficiais no decorrer do ensaio reforçado com geogrelha após duas restaurações.	125
Figura 6.44 – Deslocamento superficial no decorrer do ensaio reforçado com geotêxtil, após duas restaurações.	126
Figura 6.45 - Bacia de deslocamentos superficiais no decorrer do ensaio reforçado com geotêxtil após duas restaurações.	127
Figura 6.46 – Tensões totais no ensaio sem reforço ao longo do tempo, após duas restaurações.	127
Figura 6.47 – Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço após duas restaurações.	128
Figura 6.48 – Tensões totais no ensaio reforçado com a geogrelha após duas restaurações.	129
Figura 6.49 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha após duas restaurações.	130
Figura 6.50 – Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil após duas restaurações.	130
Figura 6.51 – Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil, após duas restaurações.	131
Figura 6.52 - Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço, após duas restaurações.	132
Figura 6.53 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios sem reforço.	133
Figura 6.54 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha, após duas restaurações.	134
Figura 6.55 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios reforçados com a geogrelha.	134
Figura 6.56 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil após duas restaurações.	135

Figura 6.57 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios reforçados com o geotêxtil.	136
Figura 6.58 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço, após uma restauração.	136
Figura 6.59 - Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha, após duas restaurações.	137
Figura 6.60 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil, após duas restaurações.	137
Figura 6.61 – Localização do ponto de extração dos corpos de prova de CBR e de sucção.	139
Figura 6.62 – Análises granulométricas do material coletado da camada de brita para o ensaio reforçado com geogrelha.	141
Figura 6.63 – Análises granulométricas do material coletado da camada de brita para o ensaio reforçado com geotêxtil.	142
Figura 6.64 – Espriamento de tensões no pavimento com e sem reforço.	144

Índice de Tabelas.

Tabela 1.1 – Estado de conservação das rodovias brasileiras (DNIT, 2007).....	4
Tabela 2.1 – Aplicações de geossintéticos em obras viárias.....	9
Tabela 2.2 – Tipos de geossintéticos e suas principais funções (modificado de Palmeira, 1999).....	9
Tabela 2.3 – Especificações Requeridas mínimas para o geotêxtil (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).	13 13
Tabela 2.4 – Propriedades de engenharia de geogrelhas comumente relatadas (Modificado de U.S. Army Corps of Engineers, 2003).	18
Tabela 2.5 – Especificações requeridas mínimas para geogrelhas biaxiais (Modificado do U.S. Army Corps of Engineers, 2003).	19
Tabela 2.6 – Efeito do geotêxtil e seu módulo sobre resultados de laboratório com carregamento dinâmico (Murray, 1982, citado por Koerner, 1994).	21
Tabela 2.7 – Propriedades dos geotêxteis utilizados nos estudos de GMA White Paper II, 2000 (modificado de GMA White Paper II, 2000).	23
Tabela 2.8 – Eficiências encontradas utilizando-se geotêxteis como reforço em pavimentos (modificado de GMA White Paper II, 2000)	23
Tabela 2.9 – Impacto causado por excesso de carga na vida útil da rodovia (DNIT, 2007)....	25
Tabela 2.10 – Análise de sensibilidade da Relação da Vida Útil (Suzuki et al., 2004).	28
Tabela 2.11 – Melhor Posição do reforço no interior do pavimento (modificado de GMA White Paper II, 2000).	31
Tabela 2.12 – Propriedades mecânicas das geogrelhas utilizadas (Adaptado de Al-Qadi et al., 2007).....	40
Tabela 2.13 – Seções teste e suas características construtivas (Adaptado de Perkins, 1999)..	42
Tabela 3.1 – Especificações técnicas da Geogrelha <i>Fornit J600</i> [®] , utilizada neste trabalho....	45
Tabela 3.2 – Principais Especificações do Geotêxtil <i>HaTe</i> [®] 80/80 , utilizado no presente trabalho.....	46
Tabela 3.3 – Normas e prescrições dos ensaios de caracterização realizados na pesquisa.....	50
Tabela 3.4 – Propriedades geotécnicas do solo utilizado como subleito nos ensaios.....	52
Tabela 3.5 – Classificações do solo utilizado como subleito.....	53
Tabela 3.6 – Ensaios de laboratório realizados na brita de base.....	55
Tabela 3.7 – Propriedades geotécnicas da brita utilizada nos ensaios.	56
Tabela 5.1 – Resumo dos ensaios realizados no presente trabalho.....	70
Tabela 5.2 – Densidades e Umidades obtidas por camada em cada um dos ensaios.....	75
Tabela 6.1 – Valores de CBR obtidos nos três ensaios.....	138
Tabela 6.2 – Resultados de sucção obtidos nos ensaios reforçados.....	140
Tabela 6.3 – Índices de quebra calculados para a brita utilizada nos ensaios.....	142
Tabela 6.4 – Ângulos de espraçamento nos ensaios realizados.....	144
Tabela 6.5 – Custos calculados por Pedrozo (1999) e corrigidos para o mês de Janeiro de 2008.....	145
Tabela 6.6 – Preços unitário e por quilometro construído de rodovia dos geossintéticos.	146
Tabela 6.7 – Preços de construção de rodovias (por km construído) ao se incorporar o custo do geossintético.	146
Tabela 6.8 – Percentuais de aumento dos preços finais de construção de rodovias pela incorporação do reforço geossintético.....	147
Tabela 6.9 – Resumo das Eficiências calculadas em cada ensaio.....	147

Tabela 6.10 – Custos de restauração de rodovias calculados por Pedrozo (1999) e reajustados para janeiro de 2008.	148
--	-----

Lista de Abreviações, Nomenclaturas e Símbolos.

ASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
A1	Seção sem reforço
A2	Seção reforçada com geogrelha 1
A3	Seção Reforçada com geogrelha 2
B	Largura da sapata
B'	Reforço geossintético posicionado na parte inferior do pavimento
β	Ângulo de Espraiamento de Tensões
β'	Ângulo de Espraiamento de Tensões para o caso não reforçado
β''	Ângulo de Espraiamento de Tensões para o caso reforçado
Bg	Índice de quebra
BGS	Brita Graduada Simples
BR	Rodovia Brasileira
C'	Método de Casagrande
C1	Seção sem reforço com 300 milímetros de espessura de base granular
C2	Seção sem reforço com 300 milímetros de espessura de base granular
C3	Seção sem reforço com 375 milímetros de espessura de base granular
C4	Seção reforçada com geotêxtil na interface base-subleito, com 300 milímetros de espessura de base granular
C5	Seção reforçada com geogrelha A na interface base-subleito, com 300 milímetros de espessura de base granular
C6	Seção reforçada com geogrelha A na interface base-subleito, com 375 milímetros de espessura de base granular
C7	Seção reforçada com geogrelha A 100mm acima da interface base-subleito, com 300 milímetros de espessura de base granular
C8	Seção reforçada com geogrelha B na interface base-subleito, com 300 milímetros de espessura de base granular
CBR	Califórnia Bearing Ratio
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado à Quente
C_c	Coefficiente de curvatura
cm	Centímetro
cm ³	Centímetro cúbico
CH	Argila inorgânica de alta plasticidade
CP	Corpo de Prova
CTNC	Ensaio comparativos não realizados
CV	Cavalos de força
C_v	Coefficiente de adensamento
D	Amostras secas
D'	Drenagem
DF	Distrito Federal
Dr	Profundidade da geogrelha
DER	Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo
DAER/RS	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Estado do Rio Grande do Sul
DER/SP	Departamento de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

ΔW	Diferença entre porcentagens retidas entre peneiras
e	Índice de vazios
E	Módulo de Elasticidade
ε_h	Deformação Horizontal
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
ESAL	Equivalent Single Axle Load
EUA	Estados Unidos da América
ε_v	Deformação vertical
ϕ	Diâmetro
f	Coefficiente de impacto
F'	Filtração
FEF	Fator de Eficiência do Geossintético
FHWA	Federal Highway Administration
FGV	Fundação Getúlio Vargas
FIPE	Fundação Instituto de Pesquisas Econômicas
Fornit J600 [®]	Geogrelha de polipropileno com módulo de rigidez à tração de 600 quilonewtons por metro
FRN	Fundo Rodoviário Nacional
$FZ_{EST.}$	Carga Estática máxima
$FZ_{Máx.}$	Carga dinâmica vertical máxima
g	Gramas
$\gamma_{d_{max.}}$	Peso específico seco máximo
g/m^2	Gramas por metro quadrado
g/cm^2	Gramas por centímetro quadrado
g/cm^3	Gramas por centímetro cúbico
G0	Amostras sem reforço geotêxtil
G1	Amostras com reforço geotêxtil
GMA	Geosynthetic Materials Association
GO	Goiás
GX	Geotêxtil não-tecido de polipropileno
HaTe [®] 80/80	Geotêxtil de polipropileno com módulo de rigidez á tração de 450 quilonewtons por metro
HB	Geotêxtil Termo-ligado
HC	Altura de Cascalho
HP	Horse Power
HRB	Highway Research Board
H_T	Espessura Total do pavimento em centímetros
Huesker	Empresa alemã produtora de materiais geossintéticos
Hz	Hertz
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IG	Índice de Grupo
IGP DI	Índice Geral de Preços – Disponibilização Interna
IPC	Índice de Preços ao Consumidor
IPCA	Índice de Preços ao Consumidor Amplo
IRI	Internacional Roughness Index
ISO	Internacional Standards Organization
kg	Quilogramas
km	Quilômetro
km/h	Quilômetros por hora
kN	QuiloNewton

kN/m	QuiloNewton por metro
kPa	QuiloPascal
lb	libra
lb/pol ²	libra por polegada quadrada
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
l/min.	Litros por minuto
l/m ² /s	litros por metro quadrado por segundo
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
M	Reforço geossintético posicionado no meio do pavimento
m	Metro
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
MD	Direção do comprimento do rolo
MF	Geotêxtil Multifilamentos
m/km	Metros por quilômetro
mm	Milímetros
µm	Micrômetros
mm/min.	Milímetros por minuto
MPa	MegaPascal
N	Número de repetições de carga correspondente ao eixo padrão de 80 quilonewtons
NBR	Norma Brasileira
N _R	Número de aplicações para o pavimento com reforço geossintético atingir uma determinada trilha de roda
NR	Não Relatado
N _S	Número de aplicações para o pavimento sem reforço atingir determinada uma trilha de roda
NTD	Nenhum até o momento
NW	Geotêxtil Não-Tecido
P	Geotêxtil Agulhado
PE	Polietileno
PET	Poliéster
PET-GG	Geogrelha de Poliéster
PP	Polipropileno
PSI	Pound-force per square inch
R	Distância radial do centro de carregamento
R'	Reforço
R\$	Reais
S'	Separação
s	Segundo
SM	Areia siltosa
σ	Tensão Normal
σ _h	Tensão Normal no sentido horizontal
σ _{PA}	Tensão de pré adensamento
σ _v	Tensão Normal no sentido vertical
SPT	Standart Penetration Test
T'	Método de Taylor
τ	Tensão Cisalhante
TD	Direção transversal do rolo

trens/dia	Número de passagens de trem por dia
UnB	Universidade de Brasília
U.S.	United States
USC	Unified Soil Classification
vs	Versus
W	Amostras saturadas
W'	Geotêxtil Tecido
W _{hi}	Porcentagem retida na peneira antes do carregamento
W _{hf}	Porcentagem retida na peneira após o carregamento
ω _{OT}	Umidade ótima
%	Porcentagem
°	Graus
°C	Graus Celsius
>	Maior que
<	Menor que
Σ	Somatório

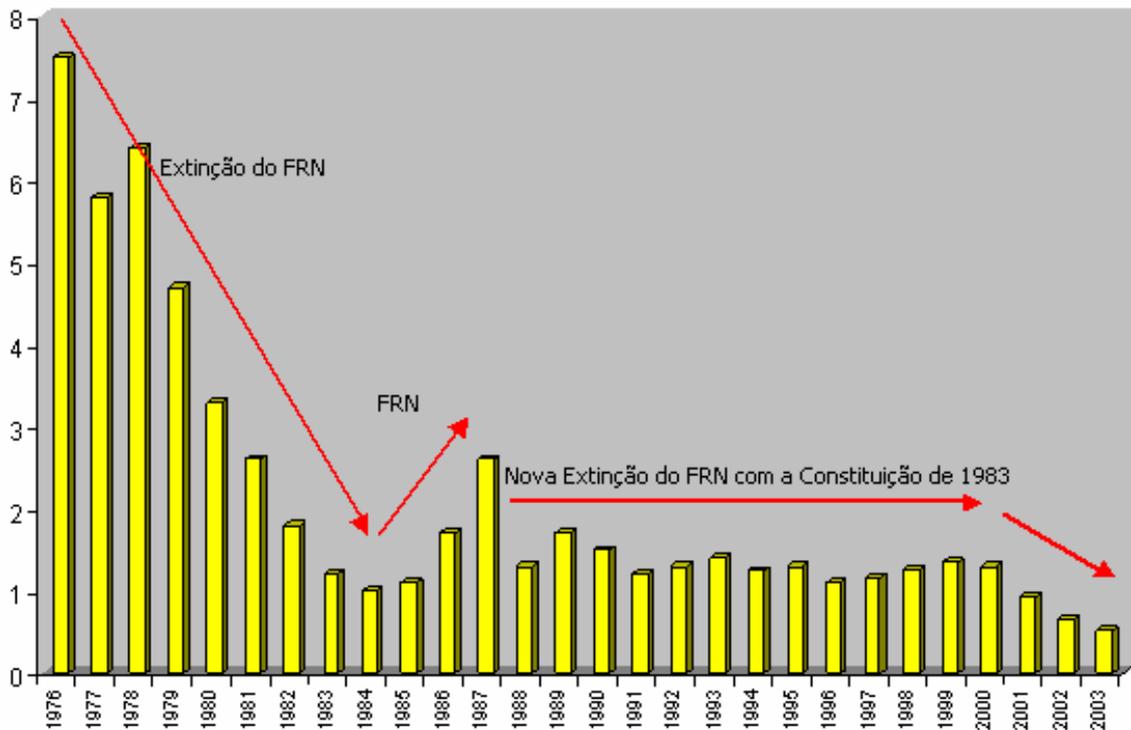
Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Sistemas de infra-estrutura de transportes eficientes e em boas condições são essenciais para promover o crescimento econômico e a sustentabilidade ambiental. Existe uma forte correlação entre o desenvolvimento econômico e os sistemas de infra-estrutura. Tomando como exemplo os EUA, a infra-estrutura de transporte do país é responsável por aproximadamente 20% do crescimento econômico (Bühler&Wickert, 2004). Segundo Al-Qadi (1999), nos EUA uma fatia significativa dos fundos destinados à infra-estrutura de transporte é gasta anualmente nos pavimentos. As agências governamentais americanas gastam mais de 90 bilhões de dólares anualmente para aumentar, reabilitar e manter o setor de infra-estrutura pública. A FHWA (*Federal Highway Administration*, Al-Qadi 1999) estima que mais de 40% destes fundos são gastos em pavimentos e aproximadamente um sexto destes fundos são gastos na execução de três bilhões de metros quadrados de pavimentos asfálticos todos os anos. Diante da magnitude dos investimentos nessa área, destaca-se que um aumento de vida útil de um pavimento rodoviário pode representar um ganho financeiro bastante significativo.

No Brasil, os investimentos em infra-estrutura de transportes, especialmente no que diz respeito às rodovias, tem sido cada vez menores com o passar dos anos, fato que pode ser visto pela Figura 1.1– Investimentos na malha rodoviária federal, em bilhões de dólares (DNIT, 2007).. Isto acarreta maiores gastos tanto para os usuários quanto para os governos que administram as rodovias, especialmente com energia (combustível), manutenção de veículos, segurança para o trânsito dos usuários, tempo de viagem, dentre outros.



Nota: A sigla FRN, citada na Figura acima, se refere ao extinto Fundo Rodoviário Nacional.

Figura 1.1– Investimentos na malha rodoviária federal, em bilhões de dólares (DNIT, 2007).

O pavimento tem como principal objetivo ser um meio seguro e econômico para as diversas necessidades de transporte. Porém, alguns fatores podem fazer com que a rodovia não satisfaça a tais requisitos. A partir daí, atingido um nível máximo de tolerância de um ou mais dos fatores acima, diz-se que as rodovias atingiram o fim da sua vida útil de serviço e que se tornam necessárias obras de intervenção, a fim de restaurar-lhe a aptidão de servir novamente ao tráfego com segurança, conforto e economia. A fim de aumentar a vida útil do pavimento, foram desenvolvidas várias tecnologias envolvendo métodos de cálculo (projeto), estudo de materiais, desenvolvimento de novos materiais e também a inclusão de reforços.

Em países de primeiro mundo a utilização de materiais geossintéticos como reforço vem crescendo continuamente nos últimos 30 anos. No Brasil, o uso destes materiais tem crescido mais nos últimos 15 anos e, com a real necessidade de investimentos em obras de infraestrutura rodoviária por todo o país, é esperado que a utilização de materiais geossintéticos cresça ainda mais.

O uso combinado de solo, que é competente sob compressão e fraco à tração, e de geossintéticos, que é competente à tração, sugere um número de situações nas quais os geossintéticos podem contribuir muito para o aperfeiçoamento de projetos rodoviários e/ou no desenvolvimento de novas aplicações. No Brasil, cujo sistema de infra-estrutura de transporte é envelhecido e caótico, é notória a necessidade de aperfeiçoamento do retorno dos investimentos nessa área. A fim de se reduzir os problemas de durabilidade, a necessidade de intervenções nas vias e, principalmente, se obter um melhor retorno nos investimentos, tais tecnologias se tornam necessárias para a infra-estrutura de transportes.

A recuperação da malha viária é crucial para a atividade econômica. Segundo o DNIT (2007), 60,5% da movimentação de cargas no mercado interno é feita por meio de rodovias (Figura 1.2). Fazem parte do prejuízo por causa das más condições das rodovias o aumento do tempo de viagem e do consumo de combustível, o gasto com eventuais consertos dos veículos danificados em função de buracos e o risco de acidentes.

Os contrastes no sistema de transporte no país que, pelas longas distâncias dos pontos de origem e de entrega das cargas deveria ter maior peso em ferrovias, por exemplo, pressionam custos de logística e os itens da competitividade brasileira em produção e preço no mercado externo.

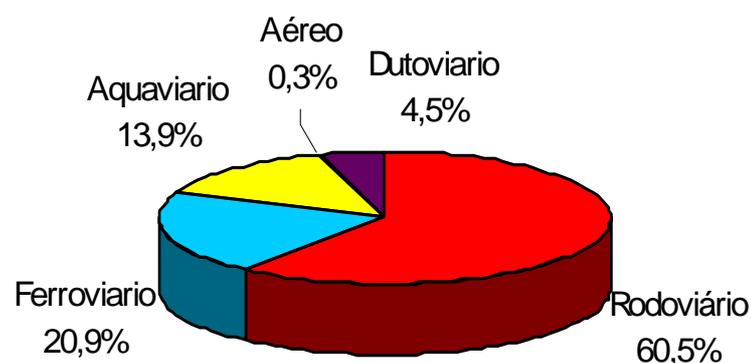


Figura 1.2 - Percentuais do transporte de carga no Brasil (Anuário Estatístico Dos Transportes – 2001)

Segundo o DNIT (2007), o estado das rodovias brasileiras é precário e preocupante, uma vez que aproximadamente metade do total da malha viária do país se encontra em mau ou péssimo estado de conservação, como mostra a Tabela 1.1 a seguir.

Tabela 1.1– Estado de conservação das rodovias brasileiras (DNIT, 2007).

BOM	18,2 %
REGULAR	35,4 %
MAU	46,4 %

No primeiro mundo os materiais geossintéticos são temas de pesquisas bem consolidadas, porém estas não necessariamente se aplicam de forma adequada a solos tropicais como os presentes no Brasil. Diante disso, são necessárias várias pesquisas a respeito do assunto, de modo a serem elaboradas metodologias de projeto mais condizentes com este tipo de solo, principalmente devido ao grande potencial de utilização de reforço geossintético em obras de pavimentação.

Atualmente, as leis ambientais e a crescente escassez de materiais de construção naturais a preços aceitáveis também representam um importante fator aos já citados, relacionado à preservação do meio ambiente. Portanto, é importante o estudo de novas tecnologias que levem à menor necessidade de utilização de materiais naturais.

1.2 OBJETIVOS

A presente pesquisa visou investigar, principalmente, os seguintes assuntos:

- Influência da presença e do tipo de reforço no comportamento do pavimento: Verificou-se o benefício gerado pela inclusão de um reforço em um pavimento em termos do aumento do número de ciclos de carga que o pavimento reforçado resiste até se atingir uma profundidade de trilha de roda pré-estabelecida, tendo-se como referência o pavimento sem reforço.
- Analisar a influência de restaurações na superfície do pavimento no comportamento do conjunto para ciclos subseqüentes de carga, tanto para os casos reforçados quanto para o não reforçado.
- Verificar o desgaste do material utilizado como base do pavimento, comparando-se a granulometria do agregado usado antes e após cada ensaio de carregamento cíclico.
- Verificação do comportamento de base e subleito sob carregamento cíclico mediante medições de deformações verticais e horizontais, pressões totais e temperatura.

- Analisar a viabilidade da utilização de alguns materiais geossintéticos como reforço de pavimentos rodoviários por meio de uma estimativa de custo de uma rodovia construída com e sem reforço geossintético.

1.3 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Descrições sucintas dos seis capítulos dessa dissertação são apresentadas a seguir, dando-se ênfase aos principais aspectos de cada um deles.

O **Capítulo 1** apresenta de maneira introdutória a natureza da presente pesquisa, evidenciando-se a importância da utilização de geossintéticos em obras de pavimentação, descrevendo os principais objetivos da dissertação e as etapas do trabalho.

No **Capítulo 2** é apresentada a revisão bibliográfica utilizada para o embasamento da pesquisa. Neste capítulo, são caracterizados os principais tipos de geossintéticos comumente utilizados em obras de pavimentação, abordando-se as principais aplicações destes materiais e suas propriedades. Também são citadas algumas das principais pesquisas desenvolvidas sobre reforço de pavimentos e os aspectos considerados em projetos de obras de pavimentação.

No **Capítulo 3** são descritos todos os materiais empregados na pesquisa e suas propriedades relevantes.

O Equipamento de Carregamento Cíclico de Grande Escala é abordado no **Capítulo 4**, onde são mostradas as especificações técnicas das partes constituintes do equipamento.

A Metodologia de Pesquisa é abordada no **Capítulo 5**, onde é descrita a metodologia empregada na realização dos ensaios.

O **Capítulo 6** apresenta as análises e discussões dos resultados obtidos nos ensaios de carregamento cíclico, bem como comparações entre desempenhos de diferentes produtos.

As conclusões da pesquisa e as sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no **Capítulo 7**.

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão descritos a seguir alguns tópicos teóricos que já foram estudados por outros pesquisadores e que foram de grande relevância para a elaboração e andamento dos estudos apresentados nessa dissertação.

2.1 GEOSINTÉTICOS COM FUNÇÃO DE REFORÇO

2.1.1 INTRODUÇÃO

Um das aplicações de geossintéticos potencialmente mais atrativas são as obras de pavimentação. Em obras geotécnicas e de proteção ao meio ambiente, o elemento de geossintético pode cumprir várias funções, dentre as quais se pode destacar a separação entre materiais, drenagem, filtração, barreira e reforço, conforme ilustrado na Figura 2.1. Em rodovias, atuando como reforço, o geossintético aumenta consideravelmente a capacidade de carga do pavimento, com conseqüente diminuição de manutenções periódicas, redução da espessura da capa asfáltica e aumento da sua vida útil.

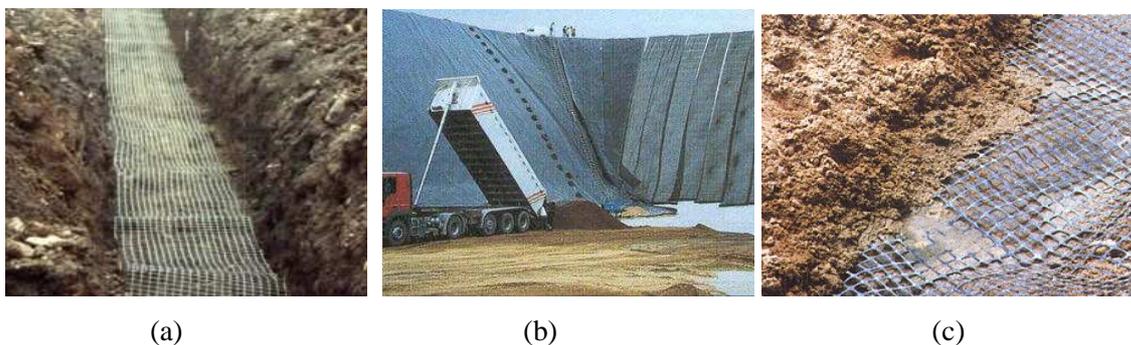


Figura 2.1– Exemplos de utilização de geossintéticos.

Watn *et al.* (1994) afirma que o reforço geossintético contribui para um melhor desempenho do pavimento pela absorção de tensões horizontais e pela redução da deformação de pico (máxima), por meio da distribuição destas deformações por uma área maior. Adicionalmente, o reforço reduz a porção de tensão cisalhante transferida ao material situado logo abaixo. Desta forma, pavimentos asfálticos reforçados podem suportar maiores deformações e maiores carregamentos sem o aparecimento de trincas.

Eichenauer *et al.* (1994) afirmam que as principais funções dos geotêxteis em sub-base de ferrovias são as de separação e filtração, conforme ilustra a Figura 2.2. Porém, merece destaque o uso de geotêxtil como reforço devido à verificação de sua contribuição para a melhoria do comportamento mecânico dos pavimentos ferroviários. Segundo os autores, o uso de geotêxteis em sub-bases de vias ferroviárias foi iniciado há cerca de trinta anos e, devido à necessidade de que o geotêxtil exerça sua função permanentemente, tornou-se essencial um melhor conhecimento de suas propriedades mecânicas.

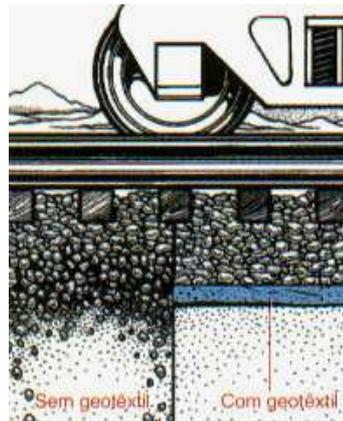


Figura 2.2 – Esquema da contribuição de um geotêxtil em ferrovia (Eichenauer *et al.*, 1994)

Segundo o GMA White Paper (2000), a FHWA (“*Federal Highway Administration*”) enumera vários benefícios em se utilizar reforço geossintético em rodovias, dentre os quais merecem destaque os seguintes:

- Redução da intensidade de tensões no subleito e prevenção da base de agregado em penetrar no subleito (função de separação);
- Prevenção de finos oriundos do subleito serem bombeados ou de outra forma migrarem para dentro da base (função de filtração e separação);

- Permitir um aumento na resistência do subleito ao longo do tempo (função reforço);
- Redução dos recalques diferenciais da rodovia, o que auxilia na manutenção da integridade e da uniformidade do pavimento (função de reforço). Os geossintéticos ainda auxiliam na redução de recalques diferenciais em áreas de transição entre corte e aterro;
- Fornece uma barreira capilar para reduzir a ação de água em solos susceptíveis à degelo (função barreira), além de poder tornar-se uma membrana que envolva camadas de solo, reduzindo os efeitos de mudanças sazonais de umidade em rodovias assentes em argilas expansíveis.
- Prevenção da contaminação do material de base, o que pode permitir graduações mais abertas, com agregados conseqüentemente mais drenantes (função de filtração);
- Redução da profundidade de escavação requerida para remoção de materiais de subleito indesejáveis (função de separação e reforço);
- Redução da espessura de agregado requerida para se estabilizar o subleito (função de separação e reforço);
- Redução da perturbação do subleito durante a fase de construção, conforme ilustra Figura 2.3 (função de separação e reforço);
- Redução de manutenções e extensão da vida útil do pavimento.



Figura 2.3 – Geotêxtil utilizado como reforço de rodovia

2.1.2 GEOSSINTÉTICOS

Por serem materiais de muita versatilidade quanto à sua utilização, além de serem de custo relativamente baixo e de grande facilidade construtiva, os materiais geossintéticos têm

ocupado espaço cada vez maior no âmbito da engenharia geotécnica. Em termos de obras viárias, a Tabela 2.1 resume as principais aplicações dos materiais geossintéticos.

Tabela 2.1 – Aplicações de geossintéticos em obras viárias.

Áreas de atuação	Tipos de aplicação	Funções Relevantes			
		D'	F'	S'	R'
Obras viárias	Recapamento Asfáltico			X	X
	Estradas vicinais e de serviço	X	X	X	X
	Pátios, arruamentos e estacionamentos.	X	X	X	X
	Ferrovias	X	X	X	X

Onde: D' - Drenagem; F' - Filtração; S' - Separação; R' - Reforço

No Brasil, a utilização de geossintéticos se acelerou no início dos anos 80. No início, com obras de drenagem e filtração e, posteriormente, com obras de reforço de solos. Apesar da utilização de materiais geossintéticos vir crescendo bastante, menos de 1% do consumo mundial de geossintéticos ocorre no Brasil, valor que pode ser considerado como inexpressível quando comparado ao consumo de países de primeiro mundo e mesmo ao de países com economia menor que a brasileira (Palmeira, 1993).

Segundo Koerner (1994), geossintético é um produto planar, fabricado a partir de um material polimérico, sendo caracterizado pela natureza do polímero presente, pelo arranjo textural entre as fibras e/ou filamentos, pela tecnologia de fabricação e pelas suas aplicações geotécnicas. De maneira geral, os geossintéticos podem ser classificados nos seguintes tipos: geotêxteis, geomembranas, geodrenos, geocélulas, geogrelhas, georredes, geocompostos, fibrossolo, geo-espaçadores, geomantas, geocompostos e geocompostos argilosos. A Tabela 2.2 seguinte resume as principais funções dos geossintéticos.

Tabela 2.2 – Tipos de geossintéticos e suas principais funções (modificado de Palmeira, 1999).

Tipo de Geossintético	Função Característica					
	Reforço	Separação	Drenagem	Filtração	Proteção	Barreira
Geotêxtil Tecido	X	X	X		X	
Geotêxtil Não-Tecido	X	X	X	X	X	
Geogrelha	X					
Georrede			X			
Geodrenos			X	X		
Geomembranas		X				X
Geocélulas	X				X	
Geocompostos	X		X	X	X	X

Para Palmeira (1993), o comportamento global de um maciço de solo reforçado com geossintéticos está condicionado às propriedades do solo, às propriedades do reforço e às propriedades da interface solo-geossintético. Dentre estas propriedades, são particularmente importantes a resistência à tração do geossintético, os parâmetros de interação mecânica entre o solo e o reforço e os efeitos de confinamento do solo adjacente sobre o comportamento tensão-deformação do material sintético.

Moraci & Montanelli (1996) afirmam que os principais fatores que afetam o comportamento mecânico de geossintéticos em aplicações de reforço de solos são os seguintes:

- Tipo e estrutura do polímero;
- Estrutura do geossintético (por exemplo, se geotêxtil tecido ou não tecido);
- Carregamento aplicado;
- Temperatura de serviço;
- Tensão vertical confinante;
- Tipo de solo;
- Vida útil de serviço.

Segundo Azambuja (1994), define-se capacidade de sobrevivência como um termo empregado para definir a resistência que um geossintético possui diante dos esforços induzidos pela construção e operação inicial do sistema ao qual este material é destinado. Para sua utilização em obras de infra-estrutura viária, os materiais sintéticos mais indicados e mais freqüentemente utilizados como elementos de reforço são os geotêxteis e as geogrelhas, descritos sucintamente a seguir.

2.1.2.1 GEOGRELHA

As geogrelhas são materiais planares flexíveis formados por uma rede regular de elementos, com aberturas de tamanho suficiente para interagir com o material de enchimento circundante. São obtidas, por exemplo, por meio da extrusão em uma ou em duas direções perpendiculares, de uma placa sintética perfurada, cujas perfurações formam aberturas quase retangulares, que variam tipicamente de 1 a 10 cm. As geogrelhas são utilizadas principalmente como sistema

de reforço e, dependendo da sua geometria, o mecanismo de interação com o solo envolvente pode ocorrer predominantemente por atrito ou por ancoragem.

As geogrelhas são utilizadas comumente em sistemas de pavimentos rodoviários em três situações. (a) para servir como ajuda em construções de pavimentos sobre solos moles; (b) melhoria ou aumento da vida útil de projeto do pavimento; (c) redução de deformações permanentes para uma determinada vida útil.

As geogrelhas têm sido utilizadas com sucesso para permitir a construção sobre subleitos fracos (Cancelli et al. (1996), Hass et al. (1988), entre outros). Nesta utilização, a geogrelha aumenta a habilidade de obtenção de compactação de agregados utilizados em sistemas constituídos em camadas, como em pavimentos rodoviários, ao mesmo tempo em que reduz o montante de material requerido para ser removido e reposicionado.

Diversos programas de pesquisa têm demonstrado resultados em que a vida útil de pavimentos rodoviários reforçados com geogrelhas é bem superior em comparação à seções construídas de forma análoga, porém com a ausência de reforço geossintético. (Al-Qadi et al. 1997, Cancelli et al. 1996, Hass et al. 1988, dentre outros).

Diversas pesquisas têm demonstrado que uma determinada espessura de base requerida para um dado projeto pode ser reduzida quando a geogrelha é incluída no projeto, obviamente nas mesmas condições construtivas (Al-Qadi et al. 1997, Cancelli et al. 1996, Hass et al. 1988, dentre outros).

As geogrelhas têm sido tradicionalmente utilizadas em três aplicações diferentes em pavimentos: (a) estabilização mecânica do pavimento; (b) reforço de base de agregados; (c) reforço de camadas de concreto asfáltico. O conteúdo desse trabalho focará essencialmente na segunda aplicação.

2.1.2.2 GEOTÊXTIL

Os geotêxteis são materiais tipicamente permeáveis e flexíveis, compostos por fibras têxteis ordenadas ou dispostas de forma aleatória. Durante o processo de produção do geotêxtil,

elementos como fibras ou fios são combinados em estruturas têxteis planares. As fibras podem ser filamentos contínuos, constituídos por fios muito compridos e finos de um polímero ou fibras têxteis, nas quais os filamentos são bastante curtos, com 20 a 50mm de comprimento. O tipo de geotêxtil é determinado pelo método utilizado para combinar os filamentos ou fibras dentro de uma estrutura planar, dando-se origem aos geotêxteis tecidos e não tecidos.

Os geotêxteis tecidos são feitos de monofilamentos, multifilamentos ou fios fibrilados. Em seu processo de fabricação, faz-se uso do sistema convencional de tecelagem, tendo-se em vista que os fios da manta permanecem ordenados em duas direções, geralmente ortogonais. Os fios dispostos longitudinalmente à direção de fabricação (comprimento do rolo) constituem o urdume da manta e as fibras dispostas transversalmente à direção de fabricação do geotêxtil (largura do rolo) constituem a trama da manta sintética.

Os geotêxteis não tecidos são produzidos sobre uma esteira rolante, em que os filamentos são interligados de forma aleatória numa estrutura planar, por meio de um processo mecânico, químico e/ou térmico. A espessura da manta geotêxtil é função da velocidade de rolagem da esteira em que os filamentos sintéticos são colocados.

No processo mecânico, pequenas agulhas dispostas numa placa são puncionadas sobre os filamentos e fibras livres, deixando estes elementos emaranhados após a retirada da placa. Os geotêxteis obtidos nesse processo são designados como geotêxteis não tecidos agulhados. No processo químico, os filamentos são interligados por meio da aplicação de um ligante químico (cola ou resina sintética, em geral).

Em razão desse processo, esses geotêxteis são conhecidos como geotêxteis não tecidos resinados. No processo térmico, os filamentos são unidos pela aplicação de calor, o qual produz a fusão parcial e a conseqüente adesão dos mesmos em seus pontos de contato. Os geotêxteis produzidos dessa forma são denominados de geotêxteis termoligados ou termofixados.

De maneira análoga ao que foi dito à respeito da dificuldade de se relacionar as características de geogrelhas ao sistema reforçado como um todo, pode-se afirmar que têm-se obtido resultados insatisfatórios nessa correlação, quando se pretende utilizar o geotêxtil como

reforço de pavimentos rodoviários. A Tabela 2.3 lista algumas especificações típicas comumente utilizadas em sistemas em que se utiliza o geotêxtil como separação e/ou reforço.

Tabela 2.3 – Especificações Requeridas mínimas para o geotêxtil (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Propriedade do Geotêxtil	Unidade	Método de ensaio da ASTM	Mínimo Requerido
Resistência ao arrancamento	lb	D 4632	200
Resistência à punção	lb	D 4833	80
Resistência à ruptura	PSI	D 3786	250
Tamanho de abertura	mm	D 4751	<0,43
Permissibilidade	seg. ⁻¹	D 4491	0,05
Tipo de Polímero	-----	-----	Poliéster ou Polipropileno

2.2 MECANISMO DE ATUAÇÃO DO REFORÇO

A função reforço é desenvolvida pela interação entre as camadas de solo e de geossintético contida no interior ou na parte inferior da camada granular de base e, basicamente, consiste em quatro mecanismos distintos (Perkins, 1999), descritos a seguir. Conforme ilustrado na Figura 2.4, Perkins (1999) afirma que o carregamento proveniente do veículo, aplicado à superfície do pavimento gera tensões laterais na base, logo abaixo do carregamento aplicado. Os movimentos laterais da base comprometem o desempenho e a durabilidade do pavimento.

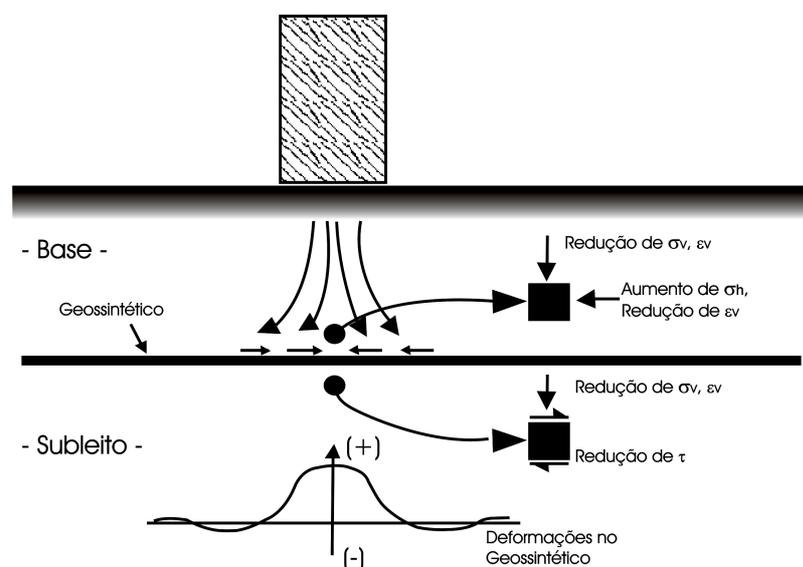


Figura 2.4 – Proposta de transferência de tensões de cisalhamento na interface base-reforço. (Perkins, 1999).

O posicionamento de uma camada de geossintético na camada de base permite o que Perkins (1999) denomina de “interação cisalhante”, que se desenvolve entre o agregado e o geossintético com a tentativa da base se espalhar lateralmente. O carregamento cisalhante é transmitido do agregado de base para o geossintético, que é, então, tracionado. A rigidez relativamente alta do geossintético atua no retardamento do desenvolvimento de deformações laterais na base adjacente ao geossintético. Menores deformações laterais na base resultam em menores deformações verticais da superfície do pavimento. Assim, tem-se desta forma o primeiro mecanismo do reforço que corresponde à redução direta do espraçamento lateral da camada de base. A Figura 2.5 esquematiza o mecanismo supracitado.

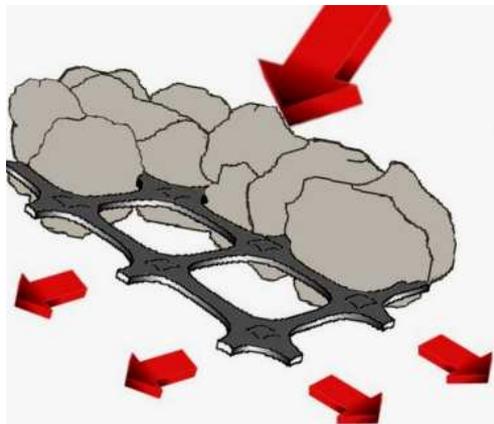


Figura 2.5 – Esquema da interação do reforço com o material de base.

Perkins (1999) afirma que as tensões cisalhantes que se desenvolvem entre a camada de base e o geossintético proporcionam um aumento nas tensões laterais no interior da base. A presença do reforço proporciona um aumento no confinamento lateral que, por sua vez, gera um aumento nas tensões principais efetivas. Materiais granulares apresentam um aumento no módulo de elasticidade devido ao aumento de confinamento. Este é, então, o segundo mecanismo de atuação mecânica do reforço, que resulta do aumento na rigidez da camada de base quando há uma interação adequada entre a base e o geossintético. Do aumento de rigidez desta camada resultam menores deformações verticais da base granular. Pode ainda ser esperado, portanto, que um aumento no módulo de elasticidade da base poderia resultar em menores deformações recuperáveis da superfície do pavimento, implicando em uma redução direta do efeito de fadiga da camada de asfalto.

A presença de uma camada de geossintético na base pode também causar uma mudança no estado de tensões e de deformações do subleito. Para sistemas dispostos em camadas, como em pavimentos rodoviários, onde um material de subleito de menor rigidez está abaixo da base, um aumento no módulo de elasticidade da base resulta em uma melhora da estrutura, que se dá por uma distribuição mais ampla da tensão vertical no subleito. A tensão vertical na base e no subleito, diretamente abaixo da área de aplicação do carregamento, decresce à medida que a rigidez da camada de base aumenta. As tensões verticais no subleito se tornarão mais amplamente distribuídas, implicando em uma superfície de deformação menor e mais uniforme. Tem-se aí o terceiro mecanismo de atuação do reforço, resultante de uma melhoria na distribuição nas tensões verticais no subleito.

O quarto mecanismo do reforço resulta de uma redução da tensão cisalhante no solo de subleito. Love *et al.* (1987) citado por Perkins (1999) demonstraram, usando carregamento monotônico, com ensaios em camadas de base granular sobre um subleito fraco, que as tensões cisalhantes transmitidas da camada de base para o subleito decrescem na medida em que a base solicita o reforço à tração. Menores tensões cisalhantes, conjuntamente com menores tensões verticais, resultam em um estado de carregamento consideravelmente menor, implicando em menores deformações verticais no subleito.

Dentro deste contexto, cabe salientar que para se perceber os mecanismos do reforço descritos acima, têm-se como pré-requisito o desenvolvimento da distribuição de deformações no geossintético similar ao mostrado na Figura 2.4 (Perkins, 1999). Haas *et al.* (1988) e Miura *et al.* (1990) citados por Perkins (1999) apresentam informações demonstrando a necessidade deste requisito para pavimentos rodoviários usando reforço com geogrelha, enquanto Fannin & Sigurdson (1996) citados por Perkins (1999) demonstraram o mesmo, porém para vias não pavimentadas.

Segundo o U.S. Army Corps of Engineers, (2003), três mecanismos fundamentais podem ser identificados envolvidos com o uso de geogrelhas para reforço de pavimentos: (a) Restrição à movimentação lateral do solo do pavimento; (b) melhoria da capacidade de carga e; (c) “Efeito Membrana”.

A restrição lateral refere-se ao confinamento do material agregado durante o carregamento, que restringe o fluxo lateral do material sob a carga. Partindo-se de que o comportamento

mecânico dos agregados utilizados em sistemas de pavimentação depende do nível de tensões, melhorias no confinamento lateral resultam em um aumento no módulo do material de base. O efeito do aumento do módulo da base é notado pela melhora da distribuição das tensões verticais aplicadas ao subleito e a uma correspondente redução nas deformações verticais na região do topo do subleito. Além disso, a geogrelha atua também como plataforma de compactação de base sobre subleito mole, garantindo maior eficiência ao projeto e aumentando a capacidade de suporte nesta camada, além de menores deflexões, mesmo durante sua execução. A Figura 2.6 ilustra o mecanismo de restrição lateral do solo de base provocado pelo reforço.

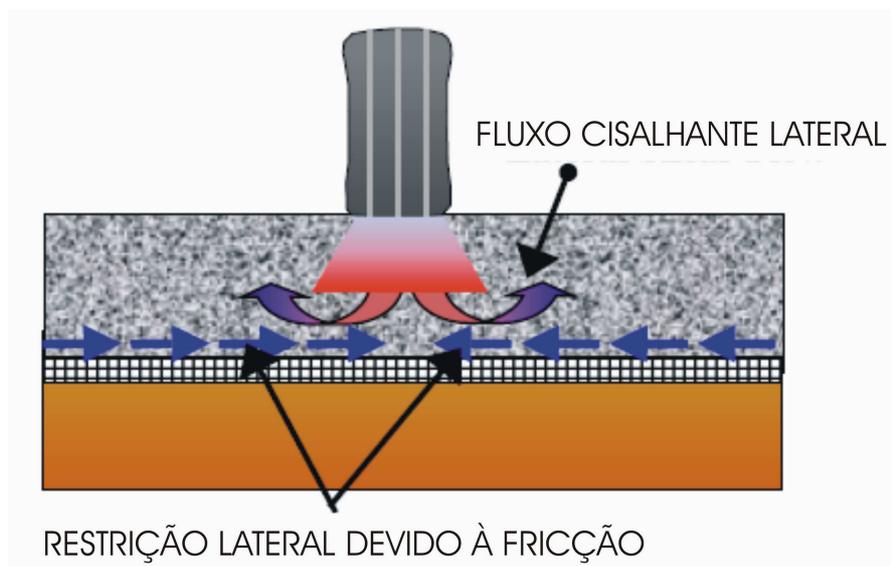


Figura 2.6 – Mecanismo de restrição lateral provindo da geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

O segundo mecanismo, melhora da capacidade de carga, é alcançado pela maior absorção das cargas aplicadas ao pavimento sobre um subleito relativamente fraco pela base reforçada, como mostra a Figura 2.7, que ilustra o conceito de melhoria da capacidade de carga. A geogrelha também torna a camada de base mais rígida, garantindo uma distribuição de tensões verticais mais uniforme. Com isso, minimizam-se as solicitações sobre o subleito e os recalques resultantes, especialmente em situações de baixa capacidade portante.

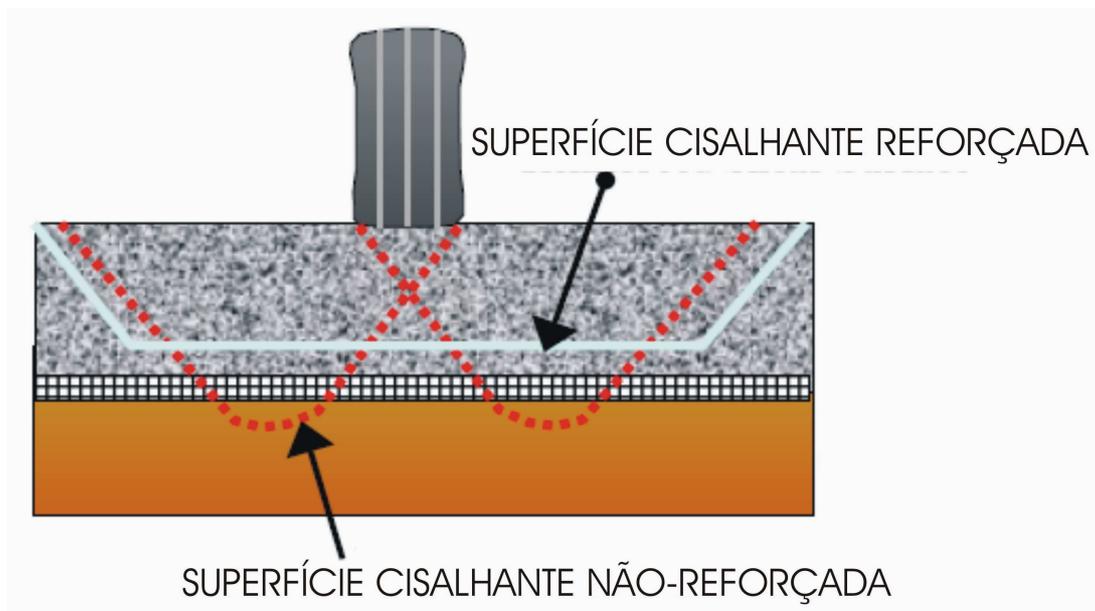


Figura 2.7 – Mecanismo de melhoria da capacidade de carga com geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

O terceiro mecanismo de reforço fundamental tem sido chamado de “Efeito Membrana”. O “Efeito Membrana” é baseado no conceito de um aumento das tensões verticais resultante de cargas desenvolvidas em uma membrana deformada. Pode-se dizer que a atuação da carga solicitante provoca a deformação vertical no subleito. A geogrelha de alta rigidez à tração com sua capacidade de ancoragem mobiliza, mesmo a baixos níveis de deformação, importantes esforços de tração, reduzindo a deformação vertical da estrutura. A Figura 2.8 ilustra o “Efeito Membrana” supracitado.

Em pesquisas mais antigas em que se estudou o reforço de geogrelhas em sistemas de pavimentação, o “Efeito Membrana” foi, a princípio, tido como sendo o mecanismo de reforço principal. Entretanto, investigações mais recentes têm demonstrado que os benefícios de reforço podem também ser obtidos em condições em que não ocorrem deformações significativas. Dessa maneira, a restrição lateral foi identificada como o mecanismo de reforço principal, seguido pela melhoria da capacidade de carga e, por fim, pelo “Efeito Membrana”. (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

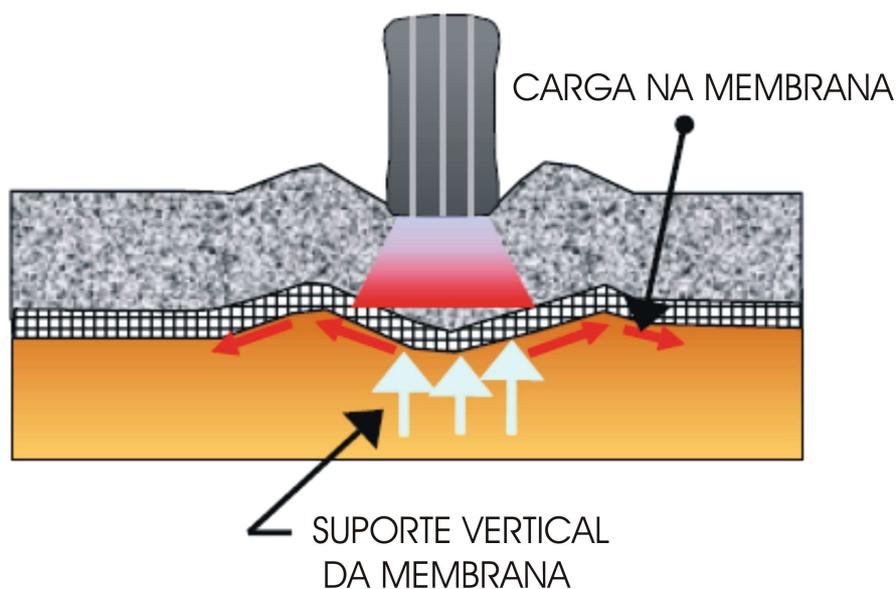


Figura 2.8 – Mecanismo do “Efeito Membrana” na geogrelha (U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Para o U.S. Army Corps of Engineers (2003) muitos esforços têm sido empreendidos visando relacionar o efeito de reforço em pavimentos provocado por geogrelhas com as propriedades geométricas e de engenharia da geogrelha isolada. Infelizmente, a experiência de vários pesquisadores tem demonstrado pouco sucesso na correlação entre o reforço com geogrelha com propriedades individuais do material. A Tabela 2.4 a seguir lista algumas das propriedades de engenharia que têm sido comumente relatadas e usadas nas especificações de produtos do tipo geogrelha. A Tabela 2.5 lista especificações típicas para reforço com geogrelhas usados na construção de rodovias.

Tabela 2.4 – Propriedades de engenharia de geogrelhas comumente relatadas (Modificado de U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Propriedade de Engenharia	Método de Ensaio	Unidade
Módulo Secante de 2% ou 5%	ASTM D 6637*	kN/m
Coeficiente de Cisalhamento Direto	ASTM D 5321	Graus
Abertura de Malha	Medida Direta	mm
Porcentagem de área aberta	COE CW-02215	%
Tensão na Ruptura	ASTM D 6637*	kN/m

* Método de ensaio modificado para geogrelhas em vez da ASTM D 4595 utilizada para geotêxteis

Tabela 2.5 – Especificações requeridas mínimas para geogrelhas biaxiais (Modificado do U.S. Army Corps of Engineers, 2003).

Propriedade de Engenharia	Unidade	Método de Ensaio da ASTM	Mínimo Requerido
Massa por Unidade de área	g/m ²	D 5261	34,0
Abertura da Malha - Direção longitudinal	cm	Medida Direta	2,54
Abertura da Malha - Direção Transversal	cm	Medida Direta	3,3
Resistência a 5% de deformação - direção longitudinal	kN/m	D 6637	7,8
Resistência a 5% de deformação - direção transversal	kN/m	D 6637	13,5
Tensão Última - direção longitudinal	kN/m	D 6637	13,5
Tensão Última - direção transversal	kN/m	D 6637	23,5

Enquanto estes estudos forneceram dados que auxiliam na ilustração dos mecanismos supracitados, informações adicionais ainda são necessárias para o entendimento dos mecanismos pelos quais o reforço geossintético interage com o solo em pavimentos flexíveis. Esta informação é necessária para o desenvolvimento de modelos numéricos que possam prever a resposta de pavimentos reforçados. O conhecimento da complexa interação do geossintético com o pavimento e a importância de um grande número de variáveis permitirão eliminar o uso de aproximações puramente empíricas para a avaliação do desempenho de pavimentos reforçados.

Palmeira (2007) afirma que, apesar dos complexos dispositivos de ensaio disponíveis para o estudo da interação entre o solo e o geossintético, deve se salientar que as técnicas de ensaio são, na maioria dos casos, ainda aproximações do comportamento real do geossintético no campo devido ao efeito de escala dos ensaios. Contudo, a padronização de equipamentos e procedimentos de ensaio utilizados na avaliação da interação solo/geossintético é de extrema importância em termos práticos e também para um melhor entendimento da interação solo-geossintético.

O presente trabalho focou na obtenção de dados experimentais que ilustram a resposta mecânica e, por conseqüência, os mecanismos de reforço em pavimentos reforçados com

geossintéticos, fornecendo desta maneira uma boa base de dados para futuros estudos que possam desenvolver um modelo numérico para sistemas de pavimentos reforçados com estes materiais.

2.3 EFICIÊNCIA DO USO DO REFORÇO

Experimentos de laboratório, campo e observações de obras reais mostram que a utilização de reforço em pavimentos pode aumentar significativamente o número de solicitações a que o pavimento resiste (Koerner, 1994). A melhoria da vida útil do pavimento pode ser quantificada pelo Fator de Eficiência do Geossintético (FEF), definido por:

$$FEF = \frac{N_R}{N_S} \quad (2.1)$$

Sendo

FEF: Fator de Eficiência do Geossintético.

N_R : número de aplicações de carga no pavimento reforçado para um afundamento de trilha de roda de projeto, e

N_S : número de aplicações de carga no pavimento sem reforço para um afundamento de trilha de roda de projeto.

Dados na literatura mostram valores de FEF variando de 2 a 16, dependendo dos tipos de materiais envolvidos e das características do problema. Assim, a utilização de reforço no pavimento em geral pode, no mínimo, duplicar a vida útil da obra. A

Tabela 2.6 mostra alguns resultados de laboratório de carregamento dinâmico ilustrando o efeito de um reforço geotêxtil e do seu módulo (Koerner 1994).

Tabela 2.6 – Efeito do geotêxtil e seu módulo sobre resultados de laboratório com carregamento dinâmico (Murray, 1982, citado por Koerner, 1994).

GEOTÊXTIL	GRAMATURA (g/m ²)	CICLOS PARA RUPTURA	FEF
Controle, sem geotêxtil	-	480	1,0
Não-Tecido agulhado polipropileno	150	1000	2,1
Não-Tecido agulhado polipropileno	200	2300	4,8
Não-Tecido agulhado polipropileno	200	3260	6,8
Tecido slit-film polipropileno / poliéster	170	2760	5,8
Não-Tecido termo ligado poliéster	108	7650	15,9

Perkins (1999) relata que a inclusão de geogrelhas e geotêxteis como reforço em camadas de base de pavimentos flexíveis tem se mostrado uma tecnologia viável por meio de estudos desenvolvidos desde o início da década de 1980. Segundo o autor, a vida de serviço do pavimento, definida como sendo o número de repetições de carregamento aplicado ao pavimento para se alcançar uma deformação permanente superficial pré-estabelecida, pode ser aumentada em até cem vezes pela inclusão de um geossintético na camada de base.

Já Anderson e Killeavy (1989) mostraram que a presença de reforço pode provocar reduções de espessura da camada de base de entre 22% e 50%, para uma mesma vida útil de serviço.

Al-Qadi *et al.* (1992) reportam uma série de ensaios de laboratório e de campo para avaliar os benefícios do uso de geossintéticos (geotêxteis e geogrelhas) para estabilização de vias secundárias. Em laboratório, pavimentos de vias secundárias foram simulados por 18 seções com subleitos de diferentes resistências e várias espessuras de camadas de base granular. O estudo concluiu que uma significativa melhora na vida de serviço do pavimento foi alcançada quando geossintéticos foram utilizados. O efeito foi quantificado usando o número de carregamentos cíclicos necessários para pavimentos com e sem geossintéticos para alcançar um afundamento superficial de 19 mm. O estudo mostrou que o geotêxtil foi mais efetivo quando usado no topo das camadas fracas de subleito. Usando os resultados de ensaios em laboratório, um modelo de regressão foi desenvolvido para predizer a melhora na vida de serviço do pavimento devida ao uso de geotêxtil (Figura 2.9). Neste modelo, pode-se

determinar o número de projeto de ESAL (do inglês “*Equivalent Single Axle Load*”, que seria o carregamento axial equivalente) em concordância com as recomendações de projeto de pavimentos da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials). Este modelo foi validado usando-se geossintéticos em seções instrumentadas em diferentes projetos de pavimentos (Al-Qadi et al., 1998).

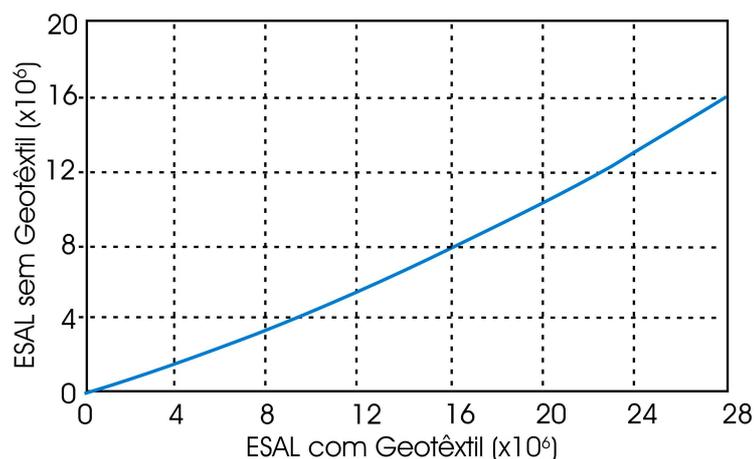


Figura 2.9 – Comparação entre número de ciclos de carregamento para uma seção reforçada e uma seção não reforçada (Adaptado de Al-Qadi *et al.*, 1997).

Cancelli *et al.* (1996) demonstraram que a espessura da camada de base de seções teste reforçadas podem ser reduzidas por valores variando entre 20 a 50% para uma mesma vida útil. Já Knapton & Austin (1996), estudando o efeito de dois tipos distintos de geogrelha como reforço, encontraram um efeito similar para ambas ao se medir a superfície de afundamentos superficiais, que foram reduzidos em 50% após 52.000 ciclos de carregamento, em relação a uma seção controle, construída sem reforço. Eles concluem seu trabalho afirmando que a inclusão da geogrelha como reforço chegou a reduzir os recalques totais em até 70%.

A Tabela 2.7 mostra as propriedades mecânicas dos geotêxteis utilizados no estudo desenvolvido pela GMA White Paper II (2000) (GMA - *Geosynthetic Materials Association*), enquanto a Tabela 2.8 mostra os fatores de eficiência encontrados por estudos já realizados por alguns pesquisadores (GMA White Paper II, 2000). Pode-se notar claramente que em quaisquer dos casos analisados, o reforço atua diretamente no aumento da vida útil do pavimento para um mesmo afundamento superficial, o que mostra o potencial de sucesso do emprego dessa técnica em larga escala no Brasil.

Tabela 2.7 – Propriedades dos geotêxteis utilizados nos estudos de GMA White Paper II, 2000 (modificado de GMA White Paper II, 2000).

Geotêxtil	Nome do produto	Estrutura ¹	Composição Polimérica ²	Propriedades de Identificação ³		
				Massa/Unid.Área (g/cm ²)	Módulo Secante (KN/m)	
					2%	5%
A	Amoco 2002	W'	PP	120	NR ⁴	200/310
B	Amoco 2016	W'	PP	190	NR	228/420
C	Nicolon HP570	W'	PP	970	NR	NR/750
D	NR	W'-MF	PET	NR	NR	NR/750
E	Amoco 6070	W	PP	250	NR	196/412
G	Terram 7M7	NW-HB	PET	NR	NR	NR
H	Terram 1000	NW-HB	PP e PE	NR	NR	32 ⁵
I	Amoco 2006	W'	PP	250	NR	200/440
J	Nicolon HP67809	W'	PP	500	NR	350/700
K	TC Mirafi 180N	NW-P	PP	270	NR	20 ⁵
L	TerraFix 270R	NW-P	NR	NR	NR	10 ⁵

Tabela 2.8 – Eficiências encontradas utilizando-se geotêxteis como reforço em pavimentos (modificado de GMA White Paper II, 2000)

Estudo	Produto Geotêxtil - Localização ¹	Camada Asfáltica/ Espessura de Base (mm)	CBR do subleito	Profundidade trincas (mm)	Valores de Benefícios Acrescidos	
					Aumento de vida útil	Redução da camada de Base (%)
Al-Qadi (lab)	A-B'	70/150	2 a 4	25	1,7 a 3	CTNC
Al-Qadi (lab)	B-B'	70/150	2 a 4	25	1,7 a 3	CTNC
Al-Qadi (campo)	A-B'	90/100	7	17	1,6	CTNC
Al-Qadi (campo)	A-B'	90/150	7	17	CTNC	33
Anderson	L-B'	105/450	NR ²	NR	CTNC	22
Barksdale	C-B'	25/150	2,9	12,5	2,8	CTNC
Barksdale	C-B'	38/200	2,7	12,5	1,0	CTNC
Barksdale	C-M	38/200	2,7	12,5	4,7	CTNC
Barksdale	C-M	38/200	3,2	12,5	2,2	CTNC
Brown	G-B'	50/150	2 a 8	10 a 25	nenhum	CTNC
Brown	H-B'	50/150	2 a 8	10 a 25	nenhum	CTNC
Canceli (lab)	E-B'	75/300	3	25	1,7	CTNC
Canceli (campo)	E-B'	75/400	3	10	2,2	CTNC
Halliday	D-B'	160/300	0,7 a 4,3	20	nenhum	CTNC
Humphrey	J-B'	180/580	3	NR	NTD ²	NTD
Humphrey	K-B'	180/640	3	NR	NTD	NTD
Perkins	I-B'	75/300	1,5	22	8,5	CTNC

Onde, para a Tabela 2.7:

- 1) W' = tecido; NW = não tecido; P = agulhado; HB = termo-ligado; MF = multifilamentos
- 2) PP = polipropileno; PET = poliéster; PE = polietileno;
- 3) Valores das propriedades típicas oriundas da literatura dos fabricantes;
- 4) NR = Não relatado;
- 5) Estimado baseado em ensaios de materiais similares.

Onde, para a Tabela 2.8:

- 1) A legenda de cada produto consta na Tabela 2.7 (A-L);
- 2) A legenda de posição do reforço é B' = parte inferior e M = meio;
- 3) NR = não relatado; NTD = nenhum até o momento; CTNC = Ensaio comparativos não realizados

2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM O DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS

A interação entre os veículos e a infra-estrutura rodoviária representa um tema complexo e que ainda carece de muitas pesquisas sobre os efeitos das cargas dinâmicas de tráfego. Há necessidade de aperfeiçoamento das normas técnicas de projeto e construção de pavimentos, pois os efeitos dinâmicos de interação veículo-via afetam a segurança, o conforto e a economia dos transportes rodoviários (Kulakowski (1994) citado por & Fernandes Jr. & Barbosa, 2005). Fernandes Jr. & Barbosa (1999) ressaltam que a ação provocada pelo tráfego dos veículos nos pavimentos de caráter dinâmico é influenciada por diversos fatores, tais como carga por eixo, pressão de calibragem dos pneus, tipo de pneu, tipo de veículo, tipo de suspensão e velocidade dos veículos.

2.4.1 CARGA

Dentre os fatores que influenciam o desempenho dos pavimentos merecem destaque os tipos de eixos dos veículos, classificados pelo DNIT em eixo simples, eixo simples rodas duplas, tandem duplo e tandem triplo, conforme ilustra a Figura 2.10 a seguir.

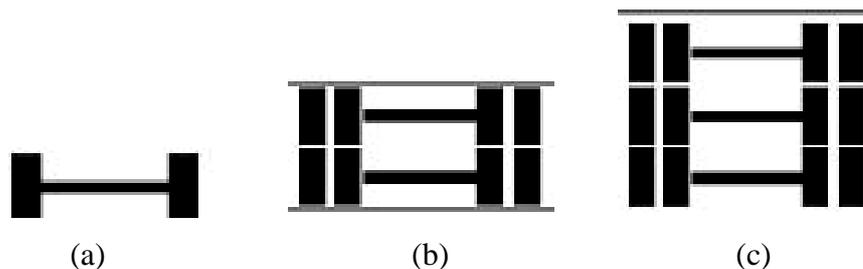


Figura 2.10 – Tipos de eixos: (a) Eixo simples, (b) tandem duplo e (c) tandem triplo

O efeito nocivo do carregamento sobre o pavimento é diminuído se carga se distribuir em um número suficiente de eixos.

Abduljawwad *et al.* (1994) afirmam que a incorporação do geotêxtil ao pavimento diminui a deformação permanente e que, para níveis de tensão mais elevados (da ordem de 400 KPa ou mais), esse efeito é considerável; Em contrapartida, a eficácia do reforço se torna pouco significativa para tensões mais baixas (em torno de 200KPa). Isto pode ser atribuído ao fato de que baixas tensões induzem deformações pequenas ou insignificantes, sendo então a função do geotêxtil minorada.

Estudos realizados em 1999, na BR-040, no trecho entre Belo Horizonte e Sete Lagoas, em Minas Gerais, comprovam que o impacto causado pela frota com excesso de carga traz danos à vida útil do pavimento na seguinte proporção, conforme pode ser visto na Tabela 2.9 a seguir:

Tabela 2.9 – Impacto causado por excesso de carga na vida útil da rodovia (DNIT, 2007)

% de excesso de carga	% redução da vida útil do pavimento
5	10
10	18
20	30
25	39
50	52

A quantificação da carga por eixo é de suma importância, uma vez que resultados experimentais da AASHTO indicaram uma relação exponencial, com expoente próximo a quatro, para representar os efeitos de diferentes cargas por eixo, representando que há um

considerável aumento de deterioração do pavimento para um pequeno incremento de carga por eixo (Farias & Monteiro, 1996).

2.4.2 EFEITOS DINÂMICOS

Gillespie *et al.* (1992) mostraram que os efeitos dinâmicos sobre o desempenho dos pavimentos dependem da velocidade, da irregularidade longitudinal e do sistema de suspensão. Estes estudos mostram que para análises de carregamento estático com eixos tandem, as deflexões não se alteram significativamente. Entretanto, quando associada à velocidade, as deflexões crescem com o aumento desta, devido à diminuição do período de repouso da estrutura, tendo, aí, o espaçamento entre eixos uma importância fundamental. Tal constatação está representada na Figura 2.11 para um tandem triplo desenvolvendo uma velocidade de 50 km/h e tendo um espaçamento entre os eixos extremos de 2,40 metros.

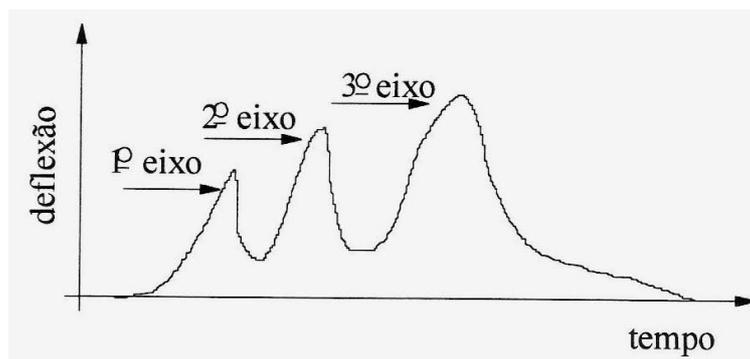


Figura 2.11 – Picos de deflexão com a passagem de um tandem triplo (Farias & Monteiro, 1996).

Fernandes jr. & Barbosa (2005) consideram como parâmetro de comparação entre as cargas dinâmicas e estáticas um coeficiente de impacto (f), que é expresso pela relação entre a carga dinâmica vertical máxima ($FZ_{Máx.}$) e a carga estática ($FZ_{Est.}$) aplicada no eixo do veículo trafegando sobre um perfil de pavimento. Fisicamente, significa que a carga vertical máxima, causada pelo impacto dinâmico, pode ser até f vezes a carga estática considerada. Ou seja, para um pavimento ideal, têm-se que $FZ_{Máx} = FZ_{Est.}$. As cargas dinâmicas são instantâneas, variando ao longo do tempo e apresentam valor médio bem próximo ao valor da carga estática. Portanto, pode-se considerar a carga dinâmica máxima para avaliação dos efeitos de sobrecargas no pavimento.

Em seu trabalho, Fernandes jr. & Barbosa (2005) mostram que o impacto dinâmico gera sobrecargas seguidas de alívios, que vão sendo dissipados até atingir o valor da carga estática. Nas simulações realizadas por eles, a média das cargas verticais observadas aproxima-se, portanto, do valor da carga estática, conforme é ilustrado na Figura 2.12.

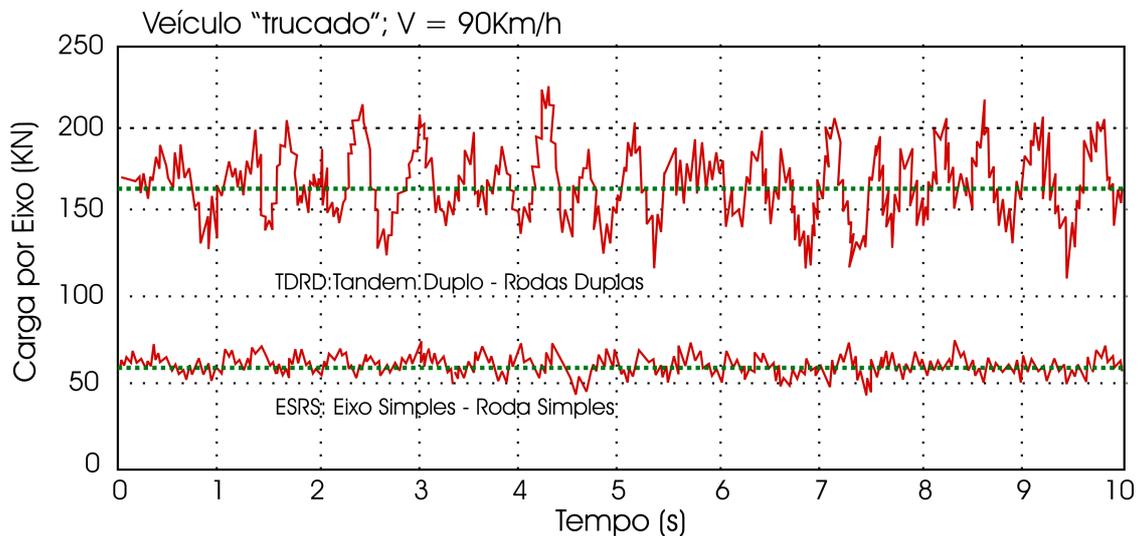


Figura 2.12 – Valores do impacto dinâmico seguido de alívio (Modificado de Fernandes Jr & Barbosa, 2005)

Fernandes jr. & Barbosa (2005) ressaltam, entretanto, que essa análise só é válida para o caso em que a irregularidade longitudinal dos pavimentos, medida pelo índice IRI (*International Roughness Index* - índice estatístico que mede em metros por quilômetro a irregularidade do pavimento em relação ao perfil longitudinal do mesmo), possui valores baixos (da ordem de 1,5 m/km). Quanto maior esse índice, maior será a discrepância entre o valor da carga dinâmica máxima e a carga estática. Além disso, enfatizam que a elevada magnitude das cargas dinâmicas ressalta a importância da consideração dos efeitos dinâmicos dos veículos rodoviários no dimensionamento estrutural e no desempenho dos pavimentos.

2.4.3 ESPESSURA E CAPACIDADE DE SUPORTE DE CAMADAS

A maioria dos métodos de dimensionamento estrutural de pavimentos flexíveis novos adotados no país considera como principais parâmetros de projeto o índice de suporte do subleito (CBR) e o número N de repetições de carga correspondente ao eixo padrão rodoviário de 80 KN. As espessuras totais das camadas constituintes do pavimento são definidas deterministicamente com base em gráficos de dimensionamento, que são

apresentados para material granular e, posteriormente, para um material específico desejado para a camada, por meio do emprego do conceito de coeficientes de equivalência estrutural (Suzuki et al., 2004).

O método de dimensionamento de pavimentos adotado normalmente no Brasil é o preconizado pelo DNIT, por meio do qual a espessura do pavimento (H_T) é obtida por meio de um gráfico com valores de N (tráfego) e capacidade de suporte do subleito (CBR). O gráfico mencionado pode ser substituído pelas Equações 1 e 2 apresentadas abaixo:

$$H_T = 77,67 \times 0,0482 \times CBR^{-0,598} \quad (2.2)$$

$$N = 6,069 \times N^{-40} \times H_T^{20,747} \times CBR^{12,407} \quad (2.3)$$

Onde:

H_T = espessura total do pavimento em centímetros;

N = número de repetições do eixo padrão de 80 KN;

CBR = Índice de Suporte Califórnia em %.

(Suzuki et al., 2004) estudaram a influência da variação do índice de suporte do subleito na espessura total executada, com o objetivo de avaliar a redução da vida útil do pavimento tendo por base quatro métodos de dimensionamento de pavimentos, sendo um deles o adotado pelo DNIT. A Tabela 2.10 mostra de forma sucinta alguns resultados encontrados por eles.

Tabela 2.10 – Análise de sensibilidade da Relação da Vida Útil (Suzuki et al., 2004).

Relação de Espessura H_2/H_1	Relação de Suporte CBR_1/CBR_2	Relação de Vida Útil (N_2/N_1)			
		DNIT	DER/SP	PMSP	AASHTO
0,9	0,9	0,030	0,063	0,126	0,365
0,9	1,0	0,112	0,171	0,277	0,466
1,0	0,9	0,271	0,366	0,455	0,783
0,9	1,1	0,367	0,423	0,564	0,581
1,0	1,0	1,000	1,000	1,000	1,000
1,1	0,9	1,955	1,813	1,454	1,563
1,0	1,1	3,263	2,480	2,039	1,247
1,1	1,0	7,224	4,949	3,197	1,996
1,1	1,1	23,569	12,273	6,520	2,490

O índice 1 refere-se ao parâmetro considerado no dimensionamento das estrutura do pavimento, enquanto o índice 2 refere-se ao valor real do parâmetro. N_1 e N_2 representam o

numero de solicitações equivalentes ao eixo padrão de 80 KN; H_1 e H_2 são as espessuras totais do pavimento, em centímetros, nas duas situações supra-citadas e CBR_1 e CBR_2 são os valores de Índice e Suporte Califórnia do subleito, em %.

Os resultados constantes na Tabela 2.10 mostram que o pavimento pode, por exemplo, ter de 3,0 a 36,5% de sua vida útil reduzida quando ocorrem concomitantemente reduções de 10% na espessura executada e no valor de suporte do subleito empregado, em função do método de dimensionamento utilizado.

Pode-se verificar ainda, pela Tabela 2.10, que caso as espessuras e os valores de suporte do subleito (CBR) sofram um acréscimo de 10% em relação aos valores de projeto, há a majoração da vida útil da estrutura do pavimento da ordem de 2 a 24 vezes.

2.4.4 POSICIONAMENTO DO REFORÇO

Broms (1977), citado por Koerner (1994), executou uma série de ensaios triaxiais com o intuito de ilustrar os efeitos benéficos sobre a resistência quando o reforço é apropriadamente posicionado. A Figura 2.13 mostra resultados de ensaios triaxiais em areia densa com pressões de confinamento de 20 kPa e 210 kPa e diferentes configurações (Koerner, 1994).

A Curva 1 representa a referência (amostra sem reforço). A Curva 2 tem o geossintético colocado no topo e na base da amostra e mostra que não houve incremento de resistência, pois sabe-se que em ensaios triaxiais convencionais, essas regiões são zonas mortas, mostrando que se o reforço é posicionado erroneamente não haverá efeitos benéficos (Koerner, 1994).

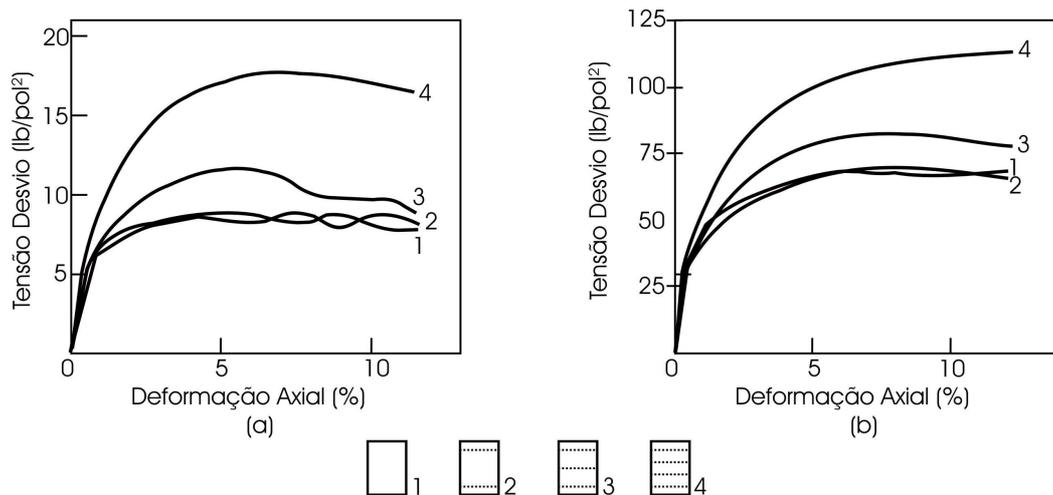


Figura 2.13 - Resultados de Ensaio Triaxiais Mostrando a Influência da Posição do Geotêxtil: a) 21kPa; b) 210kPa (Modificado de Broms, 1977, citado por Koerner, 1994)

Beretta *et al.* (1994) investigou a influência da presença de camadas de geogrelha colocadas na interface subleito/ base e na parte central da camada de base. O que se verificou foi um desempenho bem superior do conjunto quando o reforço esteve posicionado na interface entre as duas camadas, sendo a vida útil dos pavimentos ensaiados aumentada em 30%.

Walters & Raymond (1999) estudaram o efeito da incorporação de materiais geossintéticos sob carregamento estático, ensaiando o reforço em várias profundidades. Como conclusões principais, eles afirmam que a profundidade ótima para o posicionamento da geogrelha para se obter a maior capacidade de carga foi próximo à base da sapata e ocorreu em uma posição cuja relação entre profundidade e largura de base foi de 0,0625 para subleitos rígidos (CBR de 100%), entre 0,0625 a 0,125 para subleitos flexíveis (CBR de 28%) e entre 0,125 e 0,1875 para subleitos muito fracos (CBR de 1%).

Segundo o GMA White Paper (2000), a posição do reforço geossintético utilizado em pavimentos deve ser função do carregamento e da espessura da base granular, conforme ilustra a Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Melhor Posição do reforço no interior do pavimento (modificado de GMA White Paper II, 2000).

Material	Carga estática aplicada	Espessura da base granular	Posição do reforço geossintético
Geogrelha	$\leq 80 \text{ KN}$	$\leq 250 \text{ mm}$	Interface entre base granular e subleito
		$> 300 \text{ mm}$	Meio da camada de base granular
	$> 80 \text{ KN}$	$\leq 300 \text{ mm}$	Interface entre base granular e subleito
		$> 350 \text{ mm}$	Meio da camada de base granular
Geotêxtil	Qualquer	Qualquer	Interface entre base granular e subleito

2.5 SIMULAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PAVIMENTOS

Segundo Medina (1997) a solicitação dinâmica dos pavimentos e do subleito, sujeitos a cargas de diferentes intensidades e frequências variáveis ao longo do dia e do ano, é de simulação difícil. “Os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compreensão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo (ou volume) de veículos” (Medina, 1997).

Métodos de dimensionamento que assumem alguma forma de equilíbrio estático na qual um ou mais elementos atua em sua condição de falha (ruptura) possuem a vantagem de serem simples; contudo, não conseguem formar uma base satisfatória para uma análise de deformações permanentes devidas a carregamentos cíclicos. Isto se deve principalmente pela não consideração da viscosidade, já que solos quase ou totalmente saturados podem tolerar tensões transientes maiores que a resistência monotônica. (Brown & Dawson, 1992, citado por Dawson et al., 1994).

Em pavimentos rodoviários não reforçados, a ruptura na maior parte das vezes se dá pela deformação vertical excessiva da superfície do pavimento abaixo das rodas dos veículos, defeito este também chamado de afundamento de trilha de roda (Figura 2.14). Segundo Dawson *et al.* (1994), é evidente que a resistência monotônica de um pavimento rodoviário

raramente, senão nunca, é de interesse principal. Ao contrário, a engenharia dos pavimentos está envolvida com as deformações no interior das camadas de sub-base e de base que resultam de aplicações de carregamentos repetitivos, oriundos do tráfego.

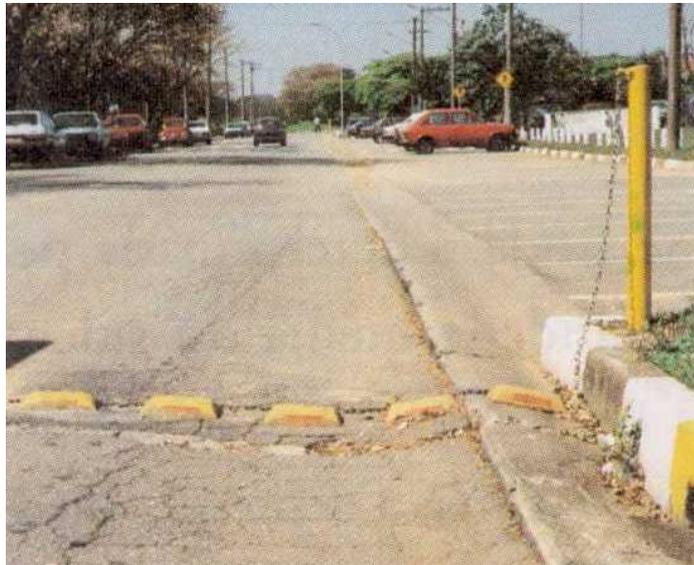
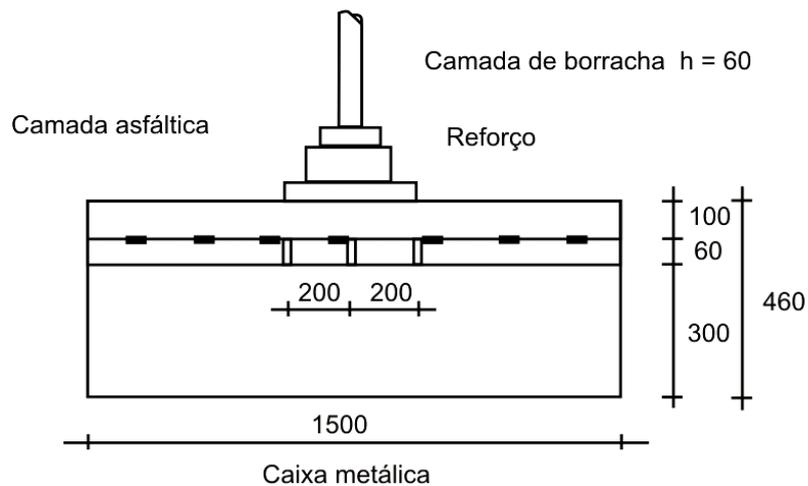


Figura 2.14 – Afundamento de trilha de roda.

A seguir serão resumidos alguns tipos e metodologias de ensaios para pavimentação com utilização de carregamento cíclico.

2.5.1 ENSAIO DE VIGA TRI-APOIADA

Dondi (1996) realizou ensaios “*three point bending*” (viga tri-apoiada) em uma caixa de metal contendo a amostra de asfalto e as camadas de reforço. A carga era aplicada por uma placa de metal circular com 30 cm de diâmetro, sobre uma camada de base granular. A carga era aplicada por um macaco hidráulico, controlado por um sistema de aquisição de dados, com uma frequência de 5 Hz. A forma da onda de carregamento era aproximadamente senoidal, variando de 5 a 60 kN. A Figura 2.15 abaixo ilustra o layout dos ensaios realizados.



*Medidas em mm

Figura 2.15 – Esquema adaptado do Ensaio de Viga Tri-Apoiada (Dondi, 1996).

Dondi (1996) monitorou a bacia de deformações obtendo o padrão de mecanismos de ruptura conforme mostrado na Figura 2.16. A Figura 2.16 (a) apresenta o resultado de um ensaio com reforço de geotêxtil e a Figura 2.16 (b) o resultado de um ensaio sem reforço, após 500.000 ciclos, onde pode-se observar o menor nível de fissuramento da amostra reforçada. Em amostras intactas as superfícies de ruptura foram radiais e em amostras pré-fissuradas as superfícies acompanharam as fissuras iniciais.

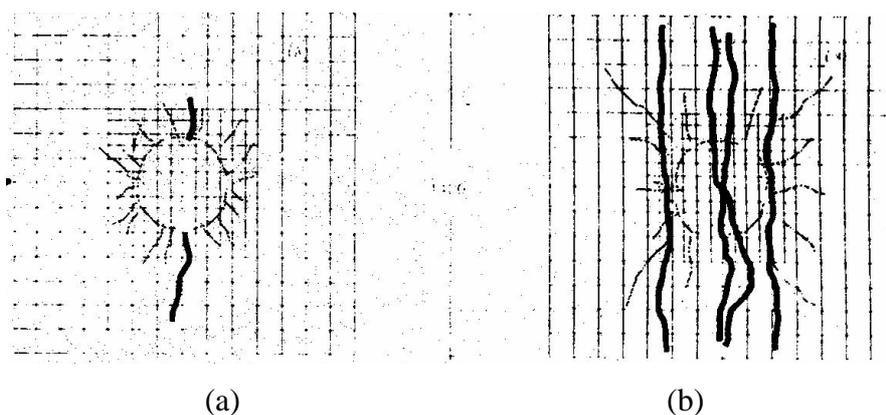


Figura 2.16 – Esquema das Rupturas nos Ensaio de Viga Tri-Apoiada: com reforço (esquerda) e sem reforço (direita), 5×10^5 ciclos (Dondi, 1996).

A Figura 2.17 mostra o resultado obtido por Dondi (1996) em termos de carga-deslocamento, utilizando-se dois geossintéticos muito utilizados em obras rodoviárias, sendo que a velocidade de ensaio foi de 50 mm/min.

- Geotêxtil não tecido de polipropileno (Ensaio de faixa estreita, ASTM D-4632: 450 N/25 mm);
- Geogrelha de poliéster (60 kN/m).

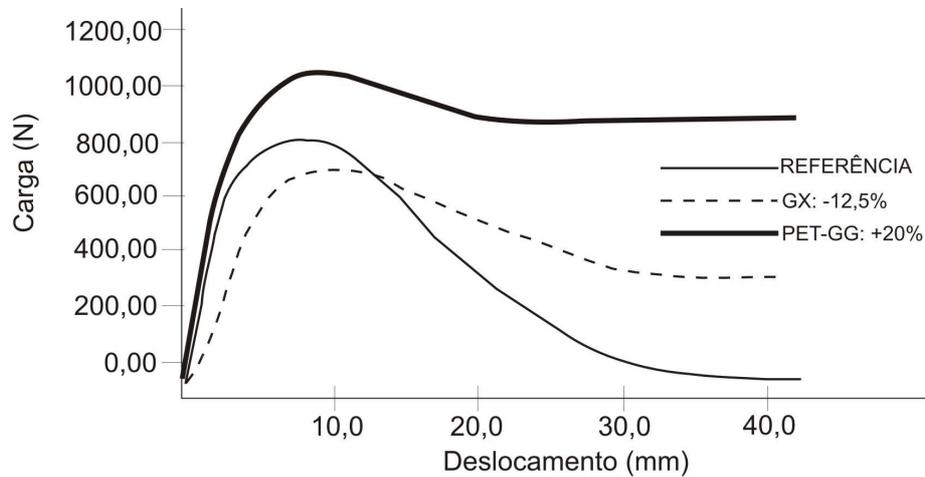


Figura 2.17 – Tensão-Deformação em Ensaio de Viga Tri-Apoiada (Modificado de Dondi, 1996).

Dondi (1996) concluiu que com geogrelha houve pequeno incremento de resistência (de 800 para 1000 => +20%), enquanto com geotêxtil não-tecido a resistência diminuiu (de 800 para 700 => -12,5%). Em ambos os casos, para grandes deslocamentos não foi verificado a evolução de trincas até a superfície da amostra. A ruptura das amostras com geossintético ocorreu para deformações de 2 a 3 vezes maiores do que amostras sem reforço.

2.5.2 MODELO REDUZIDO

Para simular a seção transversal de uma rodovia, Beretta *et al.* (1994) preencheu uma caixa metálica de 90 x 90 x 90 cm com solo arenoso fofo, sob uma camada de reforço. Uma camada de pedregulho bem graduada foi compactada sobre a camada de geotêxtil. A Figura 2.18 esquematiza o ensaio realizado por Beretta *et al.* (1994).

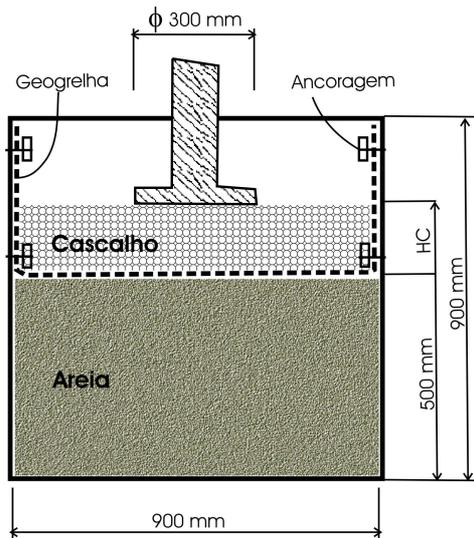


Figura 2.18 – Esquema do Ensaio em Modelo Reduzido (Modificado de Beretta et al., 1994).

Mais de 20.000 ciclos de carregamento foram aplicados por uma placa de 30 cm de diâmetro, com frequência de 1 Hz. Os ensaios foram realizados com umidade de 17% e, para o subleito, utilizou-se CBR entre 1 e 3%. Alguns resultados obtidos são mostrados na Figura 2.19, que mostram uma melhora no comportamento do pavimento reforçado com a geogrelha A e CBR 1%, para o pavimento sem reforço com CBR 3%. Ou seja, melhorando a base (CBR de 1% para 3%) o resultado é melhor do que utilizando-se um reforço, o que significa que é melhor ter um subsolo competente do que usar reforço.

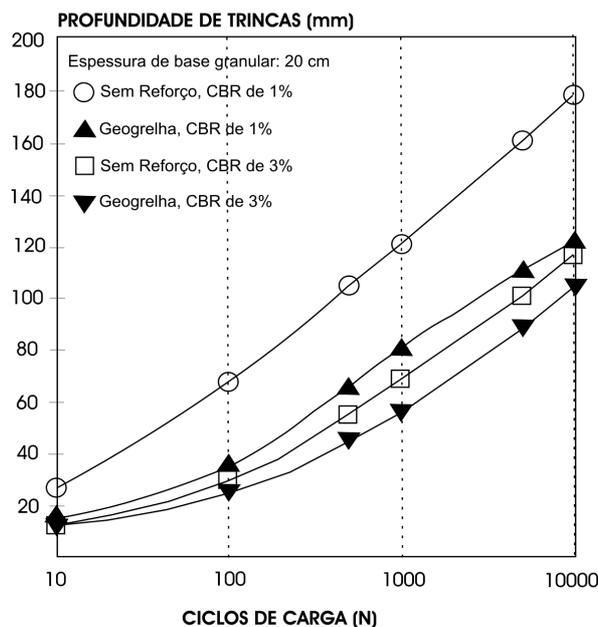


Figura 2.19 – Comparação entre seção reforçada e não-reforçada com CBR entre 1 e 3% (Modificado de Beretta et al., 1994).

2.5.3 ENSAIO COM CARREGAMENTO ESTÁTICO E DINÂMICO

Abduljawwad et al. (1994) realizaram ensaios com carga estática e com carga dinâmica e também estudaram os efeitos da saturação de um solo colapsível (Sabkha) em aplicações rodoviárias. Para os ensaios utilizou-se o equipamento ilustrado na Figura 2.20.

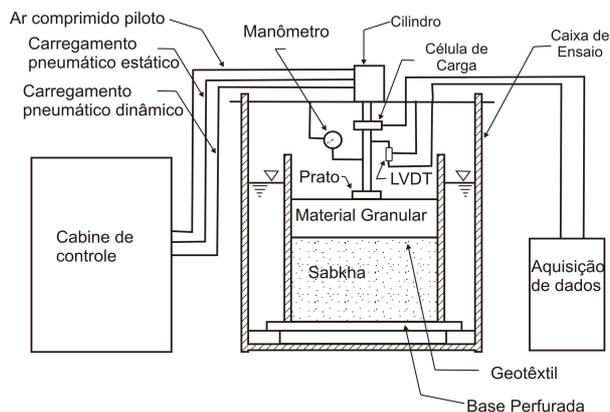


Figura 2.20 – Esquema do Sistema de Carregamento Repetitivo (Adaptado de Abduljawwad et al., 1994).

A Figura 2.21 mostra resultados do ensaio estático para amostras secas (D) e saturadas (W) e com (G1) e sem (G0) reforço de geotêxtil. A conclusão de Abduljawwad et al. (1994) foi que a resistência última cresceu muito, tanto em condições secas ou saturadas, de 1,5 kN para 3,0 kN em amostras saturadas e de 5,0 kN para 21 kN em amostras secas, com a inclusão do geotêxtil.

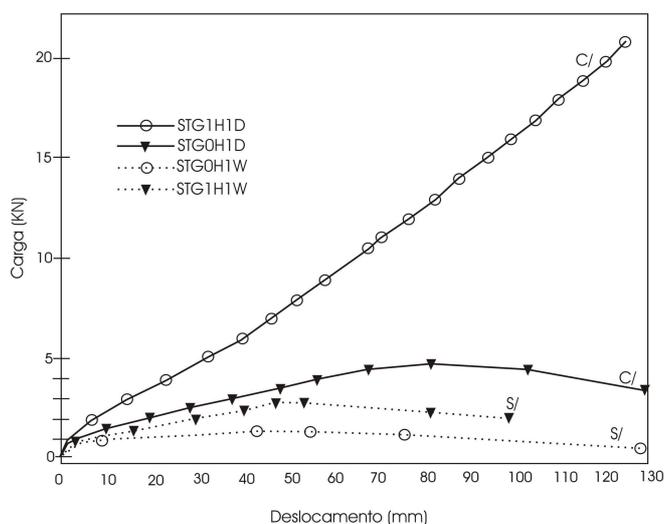


Figura 2.21 – Deformação x Carga Estática para amostras secas e saturadas (Adaptado de Abduljawwad et al., 1994).

Eichenauer et al. (1994) montaram em uma caixa de 1,1 x 1,4 x 1,0 m (Figura 2.22) um sistema de multicamadas normalmente utilizada em ferrovias alemãs. A carga usada de 76 kN, a 10 Hz de frequência, em 5 milhões de ciclos corresponderiam à solicitação imposta por 48.063 trens a uma velocidade de 160 km/h ou a um ano de intenso tráfego (133 trens/dia).

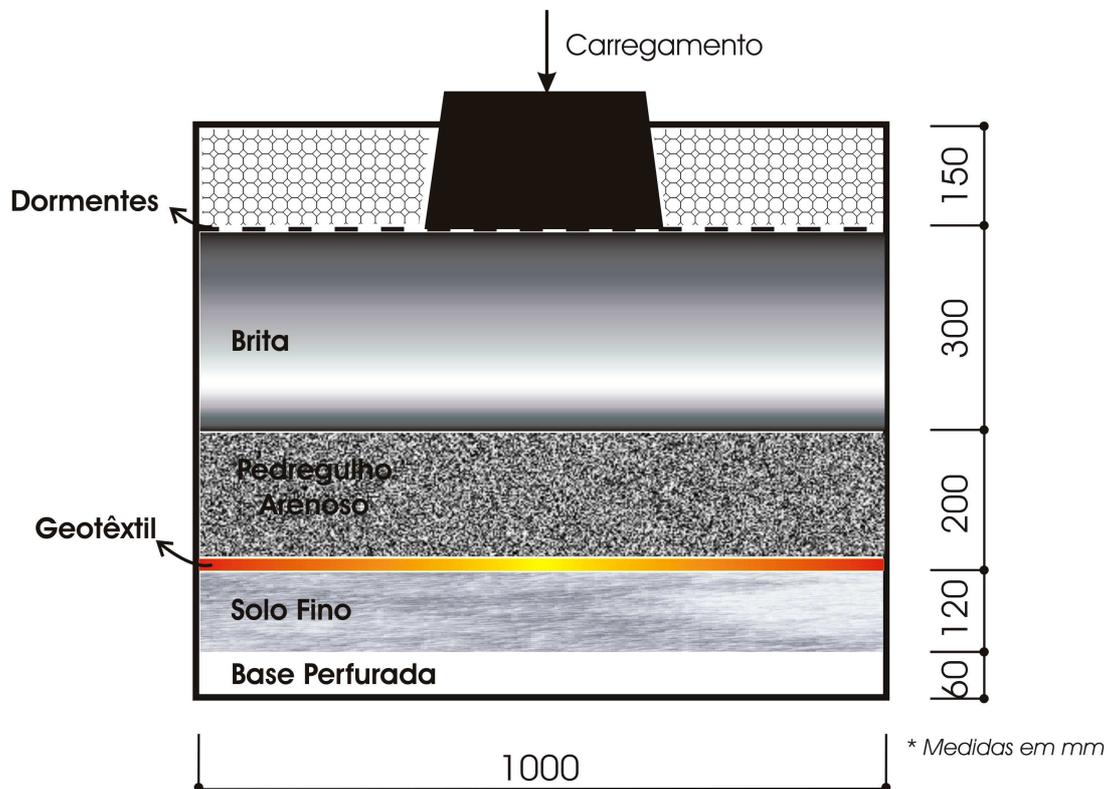


Figura 2.22 – Esquema de Ensaio de Carregamento Cíclico em Ferrovia (Adaptado de Eichenauer et al, 1994).

Em função dos resultados obtidos, Eichenauer et al. (1994) propôs um método de projeto no qual leva em consideração o incremento de capacidade de carga conferida por uma camada de reforço sobre a espessura da camada de sub-base, que pode ser reduzida por meio dos seguintes fatores:

- Reforço com geotêxtil não-tecido agulhado: 1,15 a 1,35.
- Reforço com geotêxtil não-tecido agulhado com fibras contínuas, geotêxtil tecido ou geogrelha: 1,5 a 2,0.
- Reforço com geocomposto (não tecido de fibras contínuas tricotado): 2,0.

Os autores ressaltam que estes valores são válidos principalmente para solos fracos que possuam módulo de elasticidade (E) entre 10 e 30 MPa. Além disso, eles afirmam que após processo de estabilização, todos os geotêxteis utilizados levaram a melhoria dos sistemas, chegando-se a valores de aumento de vida útil de até 2,5 vezes em relação à seção não reforçada.

Walters & Raymond (1999) realizaram, por meio de ensaio de carregamento estático, uma análise do efeito da incorporação de materiais geossintéticos em pavimentação, ensaiando o reforço em várias profundidades do pavimento. Eles simularam, em uma caixa de 0,90m x 0,20m de base e 0,33m de altura, uma fundação rasa reforçada sendo carregada estaticamente, variando-se as espessuras de camada granular de base, o CBR do solo e a posição do reforço. O ensaio realizado por esses autores está ilustrado na Figura 2.23.

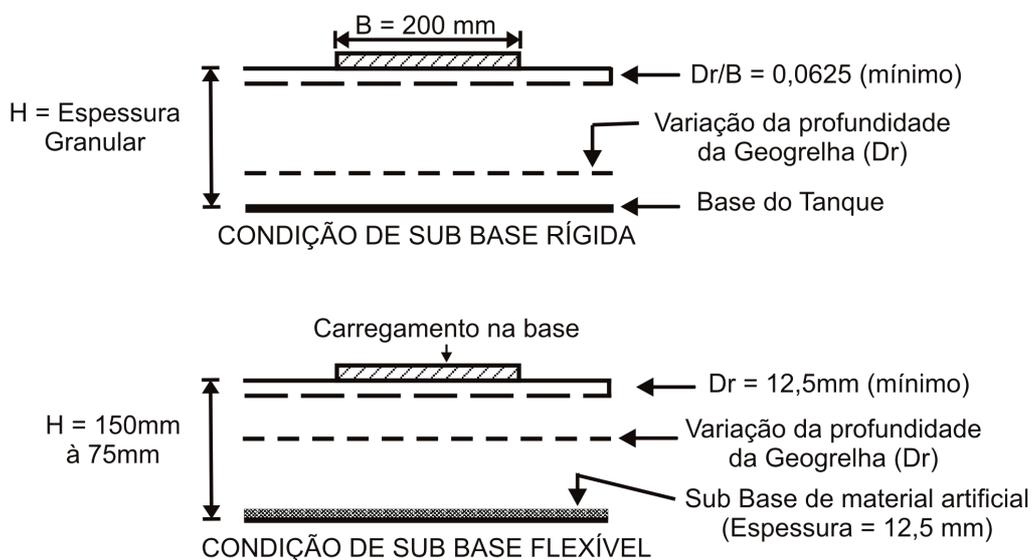


Figura 2.23 – Esquema adaptado dos ensaios realizados por Walters & Raymond (1999).

Como principais conclusões, Walters & Raymond (1999) mostraram que a resistência suportada pela fundação aumentou significativamente com a inclusão da geogrelha na camada granular. A capacidade de carga aumentou com o decréscimo da relação espessura da camada granular/ largura da sapata, por valores que variaram entre 1,9 a 4,3. Além disso, eles afirmam que a capacidade de carga na ruptura foi ligeiramente afetada pela compressibilidade da camada do subleito quando a posição da geogrelha foi mantida constante.

Por último, mostraram que uma redução da relação espessura da camada granular/ largura da sapata mostrou uma tendência à maiores aumentos na capacidade de carga ultima quando o reforço foi colocado na profundidade considerada como ótima (visto no item 2.4.4), comparado-se com a configuração do ensaio não reforçado.

2.5.4 ENSAIO DE GRANDE ESCALA

Um método mais confiável para quantificar o efeito da geogrelha em pavimentos se dá por meio de ensaios em grande escala ou em seções experimentais de pavimentos, com conseqüente medição da resposta ao carregamento por meio de instrumentação geotécnica. Carregamento em ensaio de grande escala é uma opção viável de teste, uma vez que pode simular vários anos de carregamento na via em um intervalo de tempo muito menor. Isto permite o desenvolvimento de modelos para projetos de pavimentos mais acurados.

Segundo Al-Qadi et al. (2007), a efetividade de uma geogrelha utilizada como reforço de pavimentos rodoviários é maior em vias projetadas para volumes de tráfego de baixo a médio. Segundo o autor, embora vários ensaios venham sendo conduzidos em laboratório, permitindo assim o desenvolvimento de modelos teóricos, as informações existentes para quantificar o desempenho do sistema do pavimento reforçado com geogrelha são limitadas. Devido à complexidade do sistema de camadas do pavimento e aplicação do carregamento, além dos condicionantes ambientais, tem sido difícil a identificação dos mecanismos e da efetividade da geogrelha usada como sistema de reforço em pavimentos flexíveis.

Al-Qadi et al. (2007) descreve uma pesquisa realizada na *University of Illinois* focalizando a avaliação do efeito de geogrelhas no desempenho de pavimentos flexíveis de baixo volume quando construídas sobre subleitos de baixa resistência (CBR inferior à 4%). Para tanto, foi construída uma pista experimental dividida em 9 seções. Os autores estudaram 3 seções (uma sem reforço, A3, e duas reforçadas, A1 e A2), visando quantificar o efeito do reforço com geogrelha quando usadas em pavimentos flexíveis. Para os autores, isto permite a calibração e validação de respostas de modelos mecanicistas. Variou-se o tipo de geogrelha, a posição do reforço e a espessura do revestimento (CBUQ). Foi aplicado um carregamento por meio de rodas, com carga de 89kN por eixo, “andando” a uma velocidade constante de 8,1Km/h. A Tabela 2.12 mostra algumas propriedades das geogrelhas utilizadas.

Tabela 2.12 – Propriedades mecânicas das geogrelhas utilizadas (Adaptado de Al-Qadi et al., 2007).

Propriedades	Método de Ensaio	Unidade	Geogrelha 1		Geogrelha 2	
			MD	TD	MD	TD
Capacidade de carga			MD	TD	MD	TD
Módulo Inicial	ASTM D6637-01	KN/m	250	400	400	650
Rigidez à 2% de deformação	ASTM D6637-01	KN/m	4,1	6,6	6,0	9,0
Rigidez à 5% de deformação	ASTM D6637-01	KN/m	8,5	13,4	11,8	19,6
Rigidez na Ruptura	ASTM D6637-01	KN/m	850	1300	1315	1975

Notas: * MD = Direção do comprimento do rolo; TD = Direção transversal do rolo

Al-Qadi et al. (2007) observaram que, comparando-se a seção de controle com as duas seções reforçadas restantes, ocorreram grandes deflexões laterais na camada de base, especialmente na direção do tráfego, conforme pode ser observado na Figura 2.24.

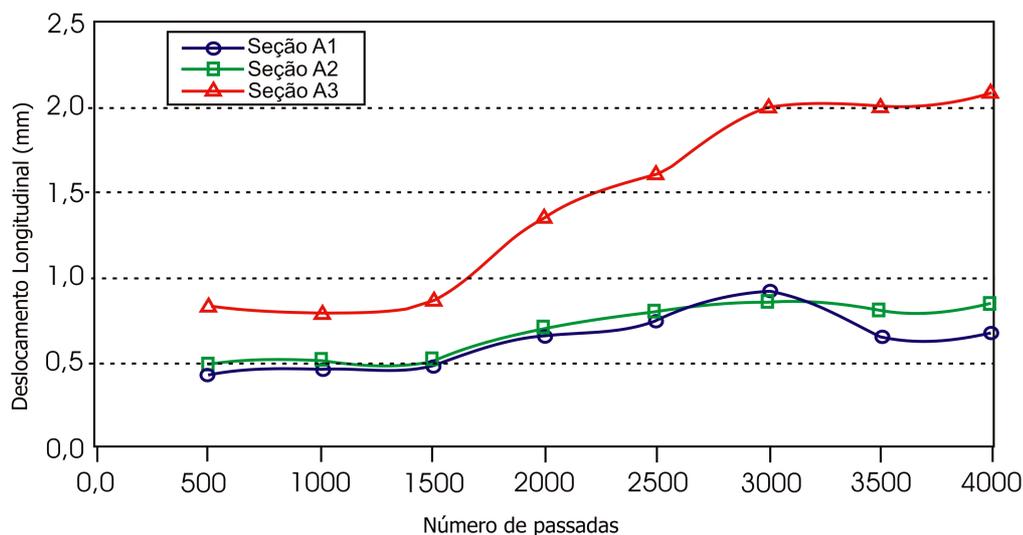


Figura 2.24 – Deformação nas seções reforçadas (A1 e A2) e não reforçada (A3) (Adaptado de Al-Qadi et al., 2007).

Al-Qadi et al. (2007) observaram ainda que a geogrelha reduz os movimentos laterais da camada de base. O aumento do movimento lateral na camada de base resulta em trincas superficiais mais profundas, implicando em aumento no carregamento no subleito, que chega à ruptura por cisalhamento. Isso é verificado pelas trincas superficiais, que foram maiores na seção A3 do que nas seções reforçadas (Figura 2.25).

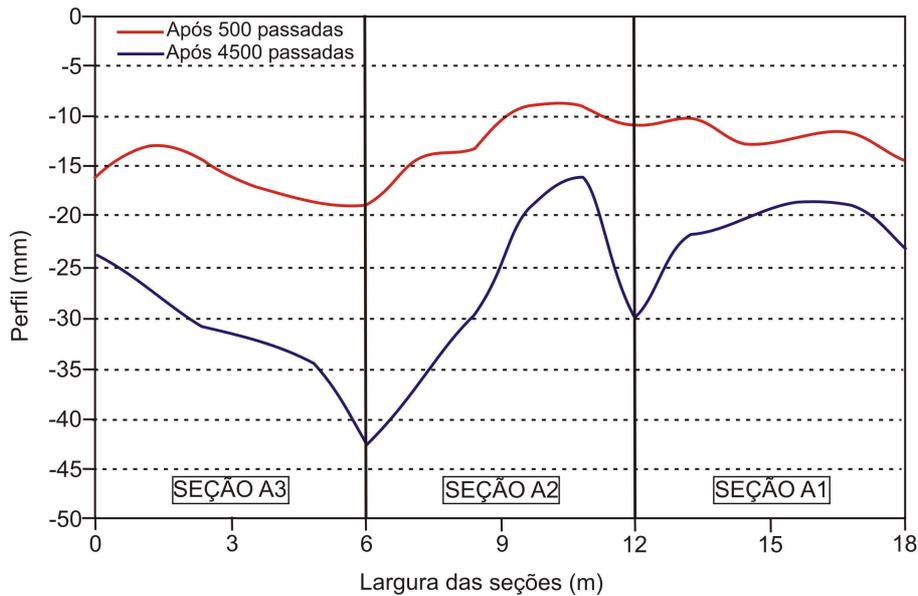


Figura 2.25 – Profundidades de trincas superficiais de seções com (A1 e A2) e sem (A3) reforço (Adaptado de Al-Qadi et al., 2007).

Perkins (1999) analisou o mecanismo de atuação de reforço de pavimentos com materiais geossintéticos por meio de um ensaio de grande escala. Uma caixa de ensaio foi construída em concreto reforçado possuindo dimensões de 2,0 x 2,0m e 1,5m de altura, como mostra a Figura 2.26. O carregamento foi aplicado com uma frequência de 0,67 Hz e a carga máxima aplicada foi de 40 kN, resultando em uma pressão máxima de 550 kPa. Foram usados três tipos de reforços (um geotêxtil e duas geogrelhas) em oito seções teste, diferentes entre si pela espessura da camada de base e posicionamento do reforço, conforme indicado na Tabela 2.13.

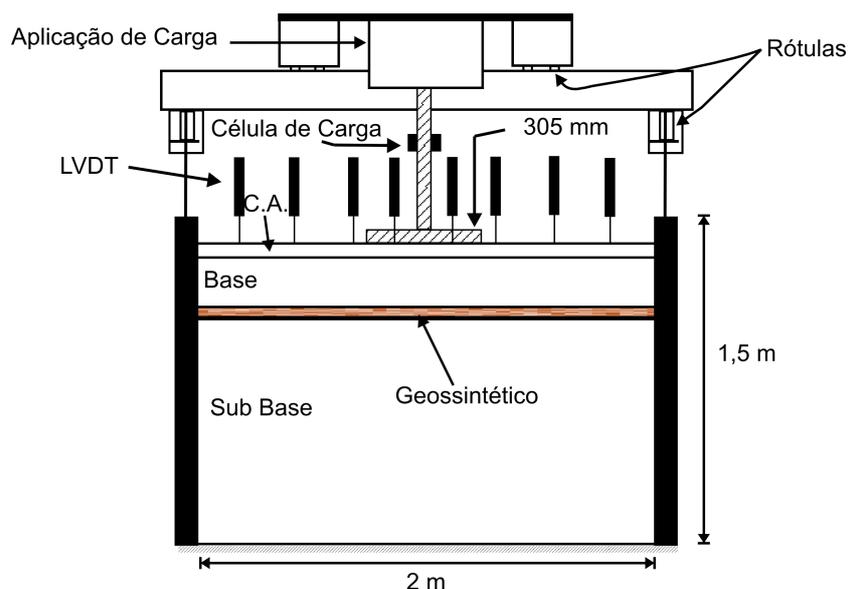


Figura 2.26 – Esquema do equipamento de grande escala utilizado por Perkins (1999).

Tabela 2.13 – Seções teste e suas características construtivas (Adaptado de Perkins, 1999)

Seção	Espessura da Base granular (mm)	Solo do subleito	Geossintético	Posição do reforço
C1	300	Argila	----	----
C2	300	Argila	----	----
C3	375	Argila	----	----
C4	300	Argila	Geotêxtil	Interface Base-Subleito
C5	300	Argila	Geogrelha A	Interface Base-Subleito
C6	375	Argila	Geogrelha A	Interface Base-Subleito
C7	300	Argila	Geogrelha A	100 mm acima da interface base-subleito
C8	300	Argila	Geogrelha B	Interface Base-Subleito

Notas: * As seções C1, C2 e C3 foram executadas sem reforço geossintético, para fins de comparação;

A Figura 2.27 mostra o desenvolvimento de deformações permanentes superficiais com a aplicação de ciclos de carregamento para as seções estudadas por Perkins (1999). As seções reforçadas conseguiram alcançar um grande número de ciclos de carregamento até que chegassem a grandes deformações permanentes (ruptura). Além disso, nota-se que as seções sem reforço alcançaram grandes deformações permanentes para um número de ciclos de carregamento muito pequeno, o que mostrou que o uso de reforço com geossintéticos pode aumentar a vida útil de pavimentos em até seis vezes.

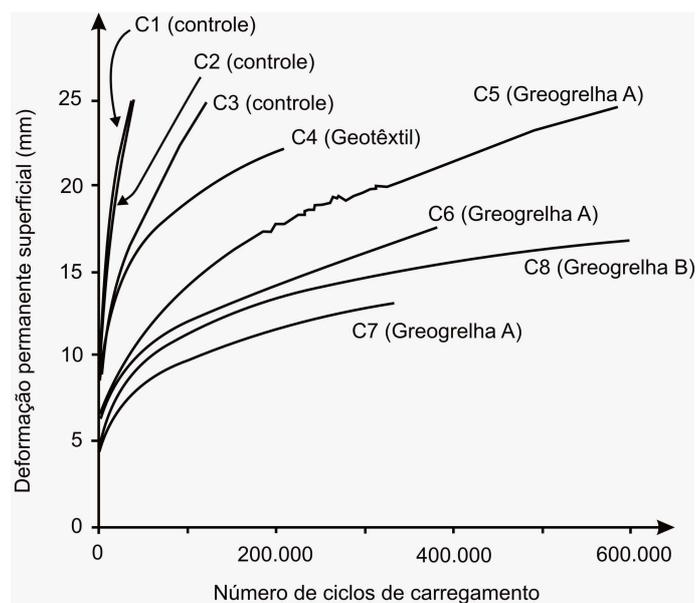


Figura 2.27 – Deformações superficiais permanentes *versus* carregamento em cada seção (Adaptado de Perkins, 1999).

A Figura 2.28 ilustra perfis de deformações permanentes encontradas por Perkins (1999) na profundidade de 300 mm.

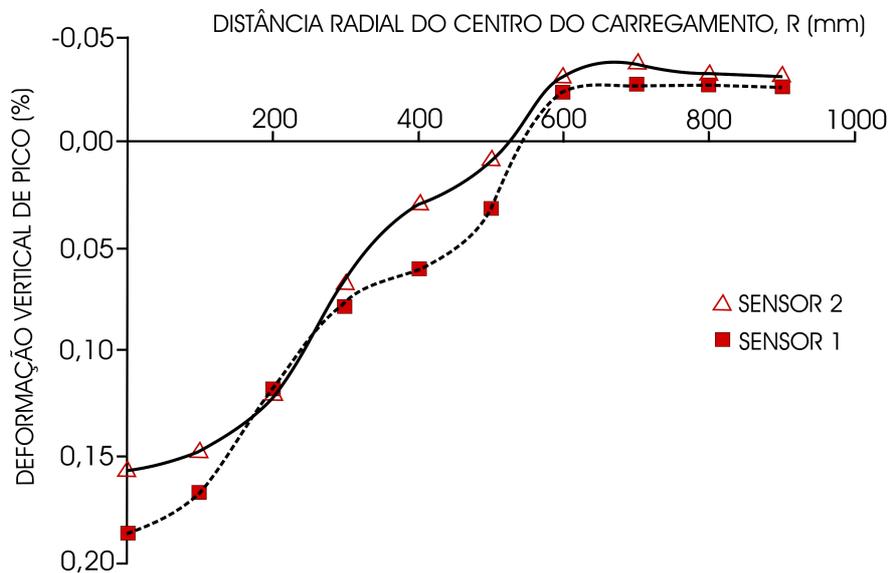


Figura 2.28 – Deformações verticais de pico versus distância radial na seção controle (Modificado de Perkins, 1999).

Os sensores 1 e 2 da Figura 2.28 foram posicionados na mesma profundidade, porém separados por uma distância lateral de 0,40 m. Os dados apresentados mostram uma boa repetibilidade dos dois sensores e que a distribuição das deformações no interior do pavimento foi bastante uniforme. Vale a pena destacar ainda o efeito de soerguimento verificado à uma distância radial de aproximadamente 500mm, o que é comumente encontrado em rodovias e ocorre, normalmente, por compactação inadequada durante a construção, enfraquecimento do material de subleito ou ainda por mistura asfáltica ruim.

Capítulo 3

MATERIAIS EMPREGADOS

Neste Capítulo, serão dados alguns detalhes a respeito dos materiais empregados nesta pesquisa, especialmente no que diz respeito aos mecanismos físicos de atuação e às especificações técnicas mais relevantes destes materiais para obras de reforço de pavimentos rodoviários.

3.1 GEOSSINTÉTICOS

Estudos da utilização de materiais geossintéticos como elementos de reforço, tanto em sistemas viários de rodovias pavimentadas (revestimento flexível) quanto em rodovias não pavimentadas (revestimento primário), vêm sendo desenvolvidos a partir de ensaios tanto em modelos de laboratório quanto em campo (trechos experimentais) em escala real, além de simulações numéricas.

A presente pesquisa focou seus trabalhos e análises em dois tipos de reforços geossintéticos utilizados em pavimentação, à saber: Geogrelha e Geotêxtil não tecido, ambos de polipropileno. A seguir, uma explicação mais detalhada de cada um destes materiais.

3.1.1 GEOGRELHA

No presente trabalho, face às recomendações já citadas em conjunto com a experiência adquirida com pesquisas recentes também já citadas, foi adotada a opção pela utilização de uma geogrelha de polipropileno no Ensaio de Carregamento Cíclico de Grande Escala. A geogrelha utilizada é produzida pela empresa *Huesker*, sendo o modelo da geogrelha patentado pela empresa como *Fornit J600*[®]. Este produto geossintético é produzido a partir de filamentos de polipropileno de alta tenacidade, com revestimento protetor polimérico de

elevada rigidez. A abertura de malha da geogrelha é variável, dependendo do produto, variando entre 15mm e 40mm, sendo que a geogrelha adotada possui abertura correspondente a 40mm. Estas geogrelhas são fornecidas em bobinas de 5,2 m de largura por 100m ou 200m de comprimento.

A geogrelha *Fornit J600*[®] possui elevada resistência ao arrancamento e é capaz de mobilizar elevadas cargas de tração a níveis de deformação muito baixos, conforme será mostrado no Capítulo 6 do presente trabalho. Desta forma, este produto geossintético constitui-se em uma “armadura” muito boa para bases e sub-bases de pavimentos submetidos a solicitações dinâmicas.

Por constituir-se de matérias primas dúcteis, de comportamento elasto-plástico, a geogrelha *Fornit J600*[®] resiste bem à fadiga decorrente de esforços de compactação, mantendo dessa maneira sua integridade durante a vida útil do pavimento. A Tabela 3.1 resume as informações supra citadas a respeito da geogrelha adotada e a Figura 3.1 ilustra a geogrelha utilizada no presente trabalho.

Tabela 3.1 – Especificações técnicas da Geogrelha *Fornit J600*[®], utilizada neste trabalho.

Propriedade	Unidade	Valor
Abertura de malha nominal	mm	40
Módulo de rigidez à tração nominal a 2% de deformação	kN/m	600
Deformação nominal na ruptura	%	10
Coefficiente de Interação	----	≥0,95



Figura 3.1 – Geogrelha utilizada no presente trabalho.

3.1.2 GEOTÊXTIL

No presente trabalho, adotou-se a utilização de um geotêxtil para análise de seu comportamento mecânico mediante carregamentos cíclicos. Usualmente, os geotêxteis são utilizados em obras de pavimentação para fins de separação e/ou filtração; entretanto, um dos objetivos do presente trabalho foi a análise de sua viabilidade (ou não) para fins de reforço em pavimentos rodoviários. Além disso, abre-se a possibilidade de se formar uma base para comparação de resultados obtidos com seções de pavimentos não reforçados, reforçados com geotêxtil e reforçados com geogrelha.

O Geotêxtil utilizado é fabricado pela empresa *Huesker*, patentado com a marca *HaTe*[®] 80/80. Este geotêxtil é produzido a partir de laminetes de polipropileno, fornecido em bobinas de 3,5m de largura e 200m de comprimento. As principais especificações técnicas do geotêxtil *HaTe*[®] 80/80 são apresentadas na Tabela 3.2 a seguir.

Tabela 3.2 – Principais Especificações do Geotêxtil *HaTe*[®] 80/80 , utilizado no presente trabalho.

Propriedade	Unidade	Norma de Ensaio Empregada	Valor
Resistência à tração longitudinal	kN/m	ABNT 12824	80
Resistência à tração transversal	kN/m	ABNT 12824	80
Deformação na resistência nominal Longitudinal	%	ABNT 12824	≤ 15
Deformação na resistência nominal Transversal	%	ABNT 12824	≤ 15
Permeabilidade	l/m ² /s	ISO 11058	≥ 10
Abertura aparente dos poros	mm	ISO 12956	0,10

A Figura 3.2 ilustra o geotêxtil tecido utilizado nos ensaios reportados na presente dissertação.



Figura 3.2 – Geotêxtil tecido utilizado no presente trabalho.

A Figura 3.3 ilustra conjuntamente os dois materiais geossintéticos que foram utilizados como reforço na realização dos ensaios.



Figura 3.3 – Ilustração dos dois materiais utilizados: geogrelha e geotêxtil tecido.

3.2 SOLOS

No desenvolvimento do presente trabalho, em que se objetivou a análise de pavimentos sob condições de carregamento cíclico, utilizaram-se dois solos principais na elaboração e execução dos ensaios: solo fino, utilizado como material de subleito, e solo graúdo para a

execução da camada de base, que no caso específico do presente trabalho foi adotada a brita. À seguir, os solos utilizados são descritos em mais detalhes.

3.2.1 SOLO FINO

Os solos tropicais, nomenclatura oriunda das condições climáticas em que ocorrem sua gênese e formação, basicamente são constituídos por dois tipos principais de solos: os solos lateríticos, que são mais intemperizados e compõe o horizonte mais superficial, e os saprolíticos, que se encontram em horizontes mais profundos com a preservação das estruturas da rocha matriz. O potencial de utilização destes solos como substrato de pavimentos viários é bastante grande. Nogami e Villibor (1985) observaram que solos tropicais, com comportamento laterítico ou não, podem ter respostas mecânicas bastante diferenciadas sob condições similares de solicitações externas.

Nogami et al. (1993) mostraram que solos lateríticos apresentam características interessantes no que tange à possibilidade de sua utilização como material de construção. Por exemplo, quando compactados apresentam o ramo seco da curva de compactação muito inclinado, elevados graus de saturação na condição de densidade máxima e valores elevados de capacidade de suporte, dentre outras características.

Os solos do Distrito Federal representam de forma adequada os solos da região do cerrado. Uma das fontes de informação mais confiáveis sobre estes solos encontrados no DF é o trabalho elaborado pelo Serviço Nacional de Levantamento de Solos (EMBRAPA, 1978), de onde se obtêm o mapa pedológico do DF, na escala 1:100.000, identificando-se na região a presença de três tipos básicos que representam um total de 86% da região do Distrito Federal: Latossolo Vermelho, Latossolo Amarelo e Cambiossolo.

O Distrito Federal é coberto por um manto de solo resultante de intemperismo, principalmente químico, associado a processos de lixiviação de idade Terciária/Quartenária (Mendonça et al., 1994). A espessura desta cobertura é bastante irregular, função da topografia, das condições de drenagem, cobertura vegetal, rocha-mãe e estrutura geológica locais, sendo que as maiores espessuras correspondem a preenchimento de paleodepressões. A profundidade média do

manto de solo é varia tipicamente de 15 a 30m, podendo chegar até cerca de 200m (Cardoso, 1995).

Estes solos caracterizam-se pela pouca diferenciação entre os horizontes em termos texturais. Apesar do alto teor de argila, estes solos apresentam elevada porosidade e comportamento similar ao dos solos arenosos no que se refere à permeabilidade (EMBRAPA, 1978). Resulta deste processo de intemperismo o que é chamado na região de “argila porosa”, com baixa resistência (SPT<4) e alta permeabilidade, similar a de solos granulares finos (10^{-3} a 10^{-4} cm/s), cobrindo grandes extensões do Distrito Federal.

Segundo Camapum de Carvalho et al. (1993), a “argila porosa” é constituída por argilas, siltes e areias combinadas em diferentes proporções, dependendo do domínio geológico local, apresentando geralmente as seguintes características:

- SPT inferior a 6 golpes;
- Limite de Liquidez entre 25 e 78%;
- Limite de Plasticidade entre 58 e 18%;
- Índice de Plasticidade entre 4 e 38%;
- Índice de Vazios entre 1,2 e 2,2.

Na medida em que um dos objetivos dessa pesquisa foi o de analisar um pavimento sob condições de carregamento cíclico, foi adotado como material de construção da camada de subleito um solo fino laterítico proveniente da região de Goiânia/GO, com características colapsíveis e porosas muito semelhantes aos solos encontrados na região do Distrito Federal. O solo foi acondicionado em um silo de madeira localizado no campus experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, próximo ao prédio SG-12.

A Figura 3.4 a seguir mostra o solo fino laterítico utilizado nos estudos deste trabalho.



Figura 3.4 – Solo fino utilizado como subleito, acondicionado em silo próprio.

A Tabela 3.3 a seguir sintetiza os ensaios de caracterização realizados em laboratório e os respectivos métodos de ensaio, com a finalidade de obtenção de parâmetros de referência a serem utilizados para analisar o comportamento geotécnico dos materiais de construção nos ensaios da pesquisa.

Tabela 3.3 – Normas e prescrições dos ensaios de caracterização realizados na pesquisa.

Propriedades	Método de Ensaio
Teor de Umidade	NBR-6457 (ABNT, 1986)
Granulometria	NBR-7181 (ABNT, 1984)
Peso específico dos grãos	NBR-6508 (ABNT, 1984)
Limite de liquidez	NBR-6459 (ABNT, 1984)
Limite de plasticidade	NBR-7180 (ABNT, 1981)
Compactação	NBR-7182 (ABNT, 1986)
Índice de suporte Califórnia (CBR)	NBR-9895 (ABNT, 1987)
Adensamento Unidimensional	NBR-12007 (ABNT, 1990)

Foram realizados ensaios de granulometria com e sem a adição de defloculante com a finalidade de se verificar o efeito do mesmo na análise granulométrica dos solos utilizados no ensaio. Pôde-se notar, conforme ilustra a Figura 3.5, que houve grande variação na

distribuição granulométrica do solo em função da adição do hexametáfosfato de sódio, o que indica a característica porosa do solo empregado nos estudos.

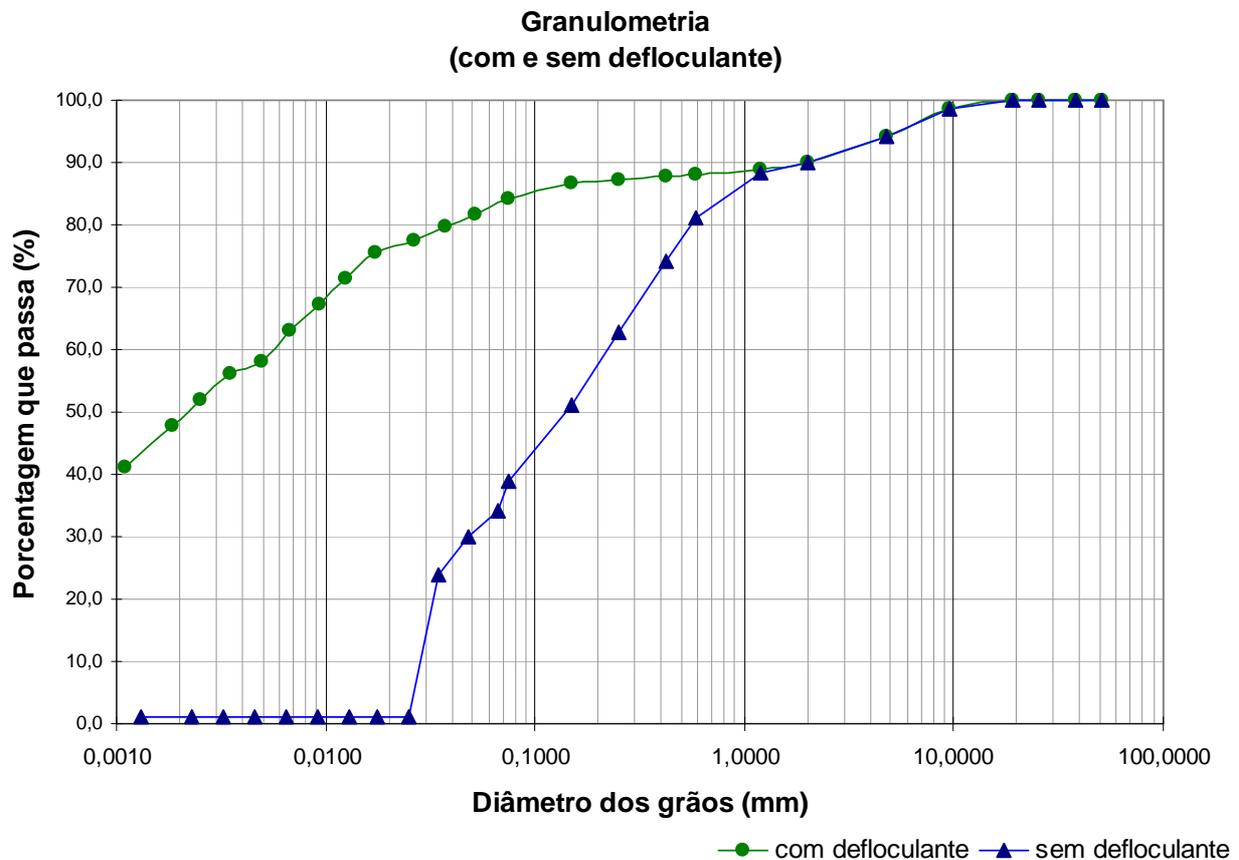


Figura 3.5 – Curvas granulométricas do solo utilizado como material de subleito.

Os resultados dos ensaios possibilitaram a classificação geotécnica do solo. Existem vários sistemas de classificação, à saber: Sistema de classificação Unificada – USC, adotada pela “American Society for Testing and Materials” – ASTM; “Highway Research Board” – HRB, adotada pela “American Association State of Highway and Transportation Officials” – AASHTO, dentre outras.

O Sistema de Classificação Unificada – USC, baseado na proposição de Casagrande ao “U.S. Corps of Engineers”, em 1952, considera a forma da curva granulométrica distinguindo os solos bem graduados dos mal graduados, adotando a peneira nº 200 (0,075mm) como interface na separação entre materiais de granulação grossa e fina. O sistema se baseia na textura e na plasticidade dos solos e o limite de separação adotado entre baixa e alta

compressibilidade é $LL = 50\%$. Os solos são divididos em 14 grupos e representados por duas letras: a primeira sendo relativa à granulometria e a segunda à plasticidade.

Um sistema de classificação de solos bastante utilizado em pavimentação é o do “Highway Research Board” – HRB, aprovado em 1945 e que constitui um aperfeiçoamento do antigo sistema da “Publics Roads Administration”, proposto em 1929. Neste sistema, denominado HRB, considera-se a granulometria, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e o índice de grupo. Este sistema de classificação liga-se intimamente ao método de pavimentos pelo índice de grupo - IG.

No sistema HRB, pelo cálculo do Índice de Grupo – IG, têm-se uma noção sobre o comportamento do solo como elemento de fundação em pavimentos rodoviários. O valor do IG varia de 0 a 20, sendo que quanto menor seu valor melhor será seu desempenho estrutural. No cálculo do IG, considera-se a porcentagem que passa na peneira 200 (0,075mm), o limite de liquidez e o índice de plasticidade.

Os demais ensaios de caracterização do solo foram realizados conforme preconizado nos procedimentos de ensaios constantes da Tabela 3.3 e os resultados obtidos são mostrados na Tabela 3.4 a seguir.

Tabela 3.4 – Propriedades geotécnicas do solo utilizado como subleito nos ensaios.

Propriedades	Unidade	Valor
Peso específico dos grãos	g/cm^3	2,69
Análise Granulométrica	Ver curva granulométrica	
Limite de liquidez	%	56
Limite de plasticidade	%	33
Compactação	ω_{ot} (%)	23
	$\gamma_{d\ max.}$ (g/cm^3)	1,7
Índice de Suporte Califórnia (CBR)	%	18
Adensamento	C_v (cm^2/s)	0,002 (C ¹)
		0,02 (T ²)
	σ_{PA} (kPa)	22 (C ¹)
		17 (P.S. ³)
Cc	0,19	

* Notas: 1 – Calculado pelo método de Casagrande; 2 – Calculado pelo método de Taylor; 3 – Calculado Pelo método de Pacheco Silva.

Desta maneira, podemos classificar o solo conforme indicado na Tabela 3.5 a seguir.

Tabela 3.5 – Classificações do solo utilizado como subleito.

Método de classificação	Método de Ensaio	
	Com defloculante	Sem defloculante
ASTM	CH	SM
HRB	A-7-5	A-7-5
Valor de IG	16,4	4,2

Conforme pôde ser verificado pela Tabela 3.5, foram feitas duas classificações do solo utilizado como subleito, à saber, a classificação unificada da ASTM e a HRB. Além disso, estas duas classificações foram empregadas analisando-se as curvas granulométricas do solo calculadas com e sem defloculante.

Na classificação feita analisando a curva granulométrica obtida do ensaio sem o uso do defloculante, a classificação unificada da ASTM classifica o solo como sendo **SM**, ou seja, uma areia siltosa, sendo esta uma mistura mal graduada de areia e silte. Já o sistema HRB classifica o solo de subleito como **A-7-5**, o que significa que seus materiais constituintes são os solos argilosos, seu comportamento estrutural como subleito é ruim e indica que este é um material com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito à elevadas mudanças de volume. O valor do IG calculado nesse caso (granulometria sem defloculante) foi de **4,24**, ou seja, comportamento mecânico bom para material de fundação de pavimento.

Quando se classifica o solo analisando o ensaio de granulometria realizado com a utilização de defloculante, o resultado é bem diferente do caso sem defloculante. Pela classificação unificada da ASTM, trata-se de um solo denominado como **CH**, ou seja, argila inorgânica de alta plasticidade. Já o sistema HRB classifica o solo da mesma maneira como sendo **A-7-5**, não influenciando a princípio a utilização do defloculante no que tange a sua classificação. Porém, ao se calcular o valor do índice de grupo, verifica-se que o valor foi de **16,4**, ou seja, bem superior ao anterior e indicando que o solo em questão é ruim para fundação de pavimentos rodoviários por possuir baixa capacidade de suporte.

3.2.2 SOLO DE BASE (BRITA)

Em sistemas constituídos em camadas, como os pavimentos rodoviários, torna-se necessária uma análise criteriosa do comportamento mecânico dos diversos materiais constituintes. Nesse sentido, para a realização de um estudo mais eficaz e realista, o presente trabalho procurou avaliar o comportamento mecânico de uma camada de base constituída de material granular sob alguns aspectos, especialmente no que diz respeito a deslocamentos superficiais permanentes, índice de quebra do material, dentre outros.

Segundo Dawson et al. (1994), em agregados não saturados as deformações permanentes se originam, essencialmente, de:

- Compactação do material (compressão volumétrica), levando a um afundamento da superfície logo abaixo da trilha de roda;
- Deformações cisalhantes que provocam um deslocamento do material abaixo da trilha de roda a partes laterais “não carregadas” do pavimento, que se moverá para cima;
- Dilatação do material (expansão volumétrica), causando um esforço local acentuado, lateralmente na trilha de roda. Isto é particularmente associado com cisalhamento do material. Mecanismos similares ocorrem no subleito.

Para o caso específico desta pesquisa, o solo adotado como material constituinte da camada de base para os ensaios de carregamento cíclico foi uma brita graduada simples, calcárea, proveniente da região de Goiânia/GO. A Figura 3.6 mostra a brita utilizada na realização dos ensaios. De mesma maneira que foi tratado a respeito do solo fino, a brita adotada também foi acondicionada no Campus Experimental do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, em frente ao prédio SG-12, próxima ao Equipamento de Carregamento Cíclico.



Figura 3.6 – Brita graduada simples utilizada nos ensaios.

De maneira análoga ao que foi realizado para o solo fino utilizado como material de subleito, foram realizados ensaios de caracterização em laboratório com a finalidade de obtenção de parâmetros de referência a serem utilizados para analisar o comportamento geotécnico da brita utilizada como material de base.

A Tabela 3.6 sintetiza os ensaios realizados e a Figura 3.7 mostra a curva granulométrica da brita adotada nesta pesquisa.

Tabela 3.6 – Ensaios de laboratório realizados na brita de base.

Propriedades	Método de Ensaio
Teor de Umidade	NBR-6457 (ABNT, 1986)
Granulometria	NBR-7181 (ABNT, 1984)
Peso específico dos grãos	NBR-6508 (ABNT, 1984)
Compactação	NBR-7182 (ABNT, 1986)
Índice de suporte Califórnia (CBR)	NBR-9895 (ABNT, 1987)

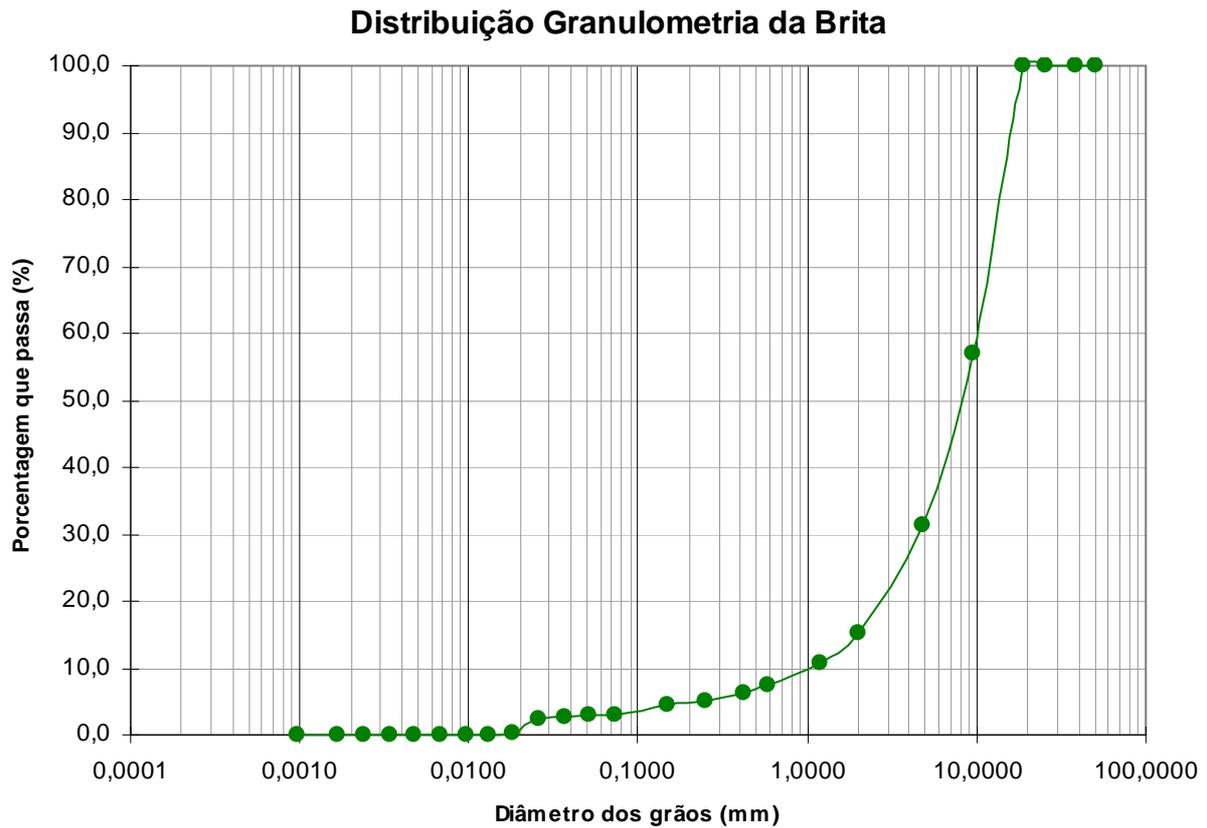


Figura 3.7 – Curva Granulométrica da Brita utilizada como base.

Segundo Souza (1981), os materiais utilizados como agregado de base granular devem apresentar valores de CBR superiores à 80%, valor que foi superado pela brita utilizada nos ensaios, que no caso específico apresentou valor de CBR de 90%. A Tabela 3.7 mostra os valores encontrados nos ensaios de laboratório realizados na brita de base.

Tabela 3.7 – Propriedades geotécnicas da brita utilizada nos ensaios.

Propriedades	Unidade	Valor
Peso específico dos grãos	g/cm ³	4,11
Granulometria	Ver curva granulométrica	
Compactação	ω_{ot} (%)	4,2
	γd_{max} (g/cm ³)	2,1
Índice de Suporte Califórnia (CBR)	%	90

Capítulo 4

DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO

O Equipamento de Carregamento Cíclico de Grande Escala, utilizado nesta pesquisa, foi desenvolvido pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. Neste Capítulo, serão dados alguns detalhes técnicos das diversas partes constituintes do equipamento, assim como de toda a instrumentação geotécnica empregada durante a realização dos ensaios.

4.1 INTRODUÇÃO

Em pavimentos sem reforço ou em vias sem revestimento, grande parte das rupturas se caracterizam por deslocamentos superficiais excessivos da superfície do pavimento, essencialmente na parte inferior das trilhas de rodas dos veículos. Para que pavimentos rodoviários sejam utilizados de forma segura e apropriada, as deformações transientes devem ser pequenas. Nesse sentido, Dawson et al. (1994) afirmam que as deformações permanentes devidas a carregamentos dinâmicos são as que efetivamente geram defeitos estruturais no pavimento (trincas superficiais, afundamentos de trilha de roda, deformações plásticas, dentre outros), o que acarreta em aumento de gastos diretos (combustível, pneus) e indiretos (tempo de viagem).

Diante disto, fica evidente o fato de que a resistência monotônica do pavimento raramente (talvez nunca) será realista no que tange ao dimensionamento e projeto de rodovias. Pelo contrário, a Engenharia de Pavimentos se foca nas deformações permanentes no interior das camadas de agregado e subleito, resultantes de aplicações de carregamentos repetitivos transientes oriundos do tráfego de veículos.

Visando estudar de forma coerente os fenômenos físicos que ocorrem nos pavimentos em uma situação real (de campo), o presente trabalho buscou analisar o comportamento mecânico de um pavimento sujeito à cargas dinâmicas. Para tanto, foi montado um equipamento de grande

escala no qual foi possível a montagem de um pavimento em sistema de camadas, com material de subleito (solo fino) e uma base granular (brita). Este equipamento, além de permitir a aplicação de cargas cíclicas no pavimento, também possibilitou que fossem realizados ensaios em escala real, devido às dimensões do equipamento e dos materiais constituintes.

A Figura 4.1 apresenta uma visão geral do Equipamento de Carregamento Cíclico de Grande Escala e seus componentes principais.

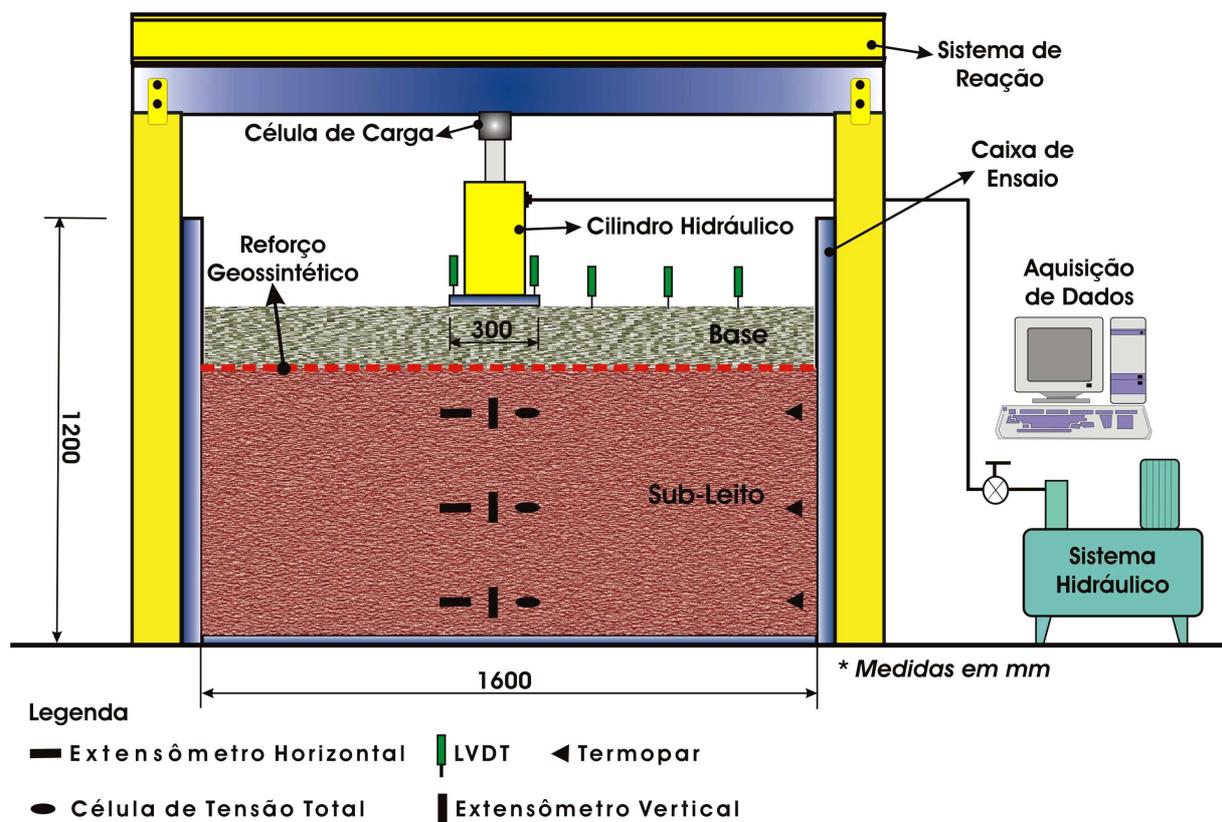


Figura 4.1 – Esquema geral do equipamento de carregamento cíclico de grande escala

A seguir, apresenta-se com mais detalhes cada componente do Equipamento de Carregamento Cíclico de Grande Escala.

4.2 EQUIPAMENTO DE CARREGAMENTO CÍCLICO DE GRANDE ESCALA

4.2.1 CAIXA DE ENSAIO

O ensaio de carregamento cíclico em pavimentos foi executado em uma caixa metálica, rígida, utilizada para preparação do solo de subleito do pavimento e construção do pavimento, com dimensões de 1,6m x 1,6m e altura de 1,2m, com um dos lados servindo como porta, o que facilitou as atividades de montagem e desmontagem dos ensaios. Pelas suas dimensões, o equipamento permitiu simular em verdadeira grandeza a área de contato, a pressão de calibragem do pneu e o carregamento típico de um eixo padrão.

Formando um único conjunto com a caixa de ensaio, o sistema de reação permite a aplicação de carga vertical sobre uma placa rígida com diâmetro de 30 cm, simulando o carregamento oriundo de um veículo com carga por eixo de 80 kN. Nos ensaios realizados nesta pesquisa, a carga aplicada foi de 40 kN, o que implicou em uma tensão aplicada na superfície proveniente de uma roda de eixo padrão. Beretta et al. (1994) afirmam que, de fato, um carregamento de 40kN equivale a um semi-eixo padrão e 300mm de diâmetro da placa rígida pode ser considerada como sendo equivalente ao diâmetro da área deformada de contato entre o pneu e a base.

Um sistema de hastes metálicas em forma de cruz foi incorporado à caixa de ensaio, com a finalidade de fixação e suporte dos instrumentos de medição de deslocamentos superficiais (LVDT's), instrumentos estes que serão detalhados adiante, no item 4.3. A Figura 4.2 a seguir mostra a caixa de ensaio com o sistema de reação, o sistema de hastes metálicas, o cilindro hidráulico e o prato no qual é aplicada a carga por meio do sistema hidráulico, detalhado no item 4.2.2, a seguir.



Figura 4.2 Caixa de Ensaio e Sistema de Reação – Vista com a face lateral aberta

4.2.2 SISTEMA HIDRÁULICO DE CARREGAMENTO CÍCLICO

O carregamento previsto foi efetivamente aplicado por meio de um sistema hidráulico, o qual transferiu para a placa rígida de diâmetro de 30 cm um carregamento com intensidade e frequência estabelecidas.

Esse sistema hidráulico é composto das seguintes partes:

- Conjunto Moto-Bomba (Reservatório de 80 litros; vazão = 6 l/min; pressão máxima = 30 MPa; motor trifásico 4 CV; fabricantes: ERBELE e MARZOCCHIZ), responsável pela circulação do fluido e manutenção da pressão no cilindro hidráulico. A Figura 4.3 mostra o conjunto Moto Bomba supracitado.

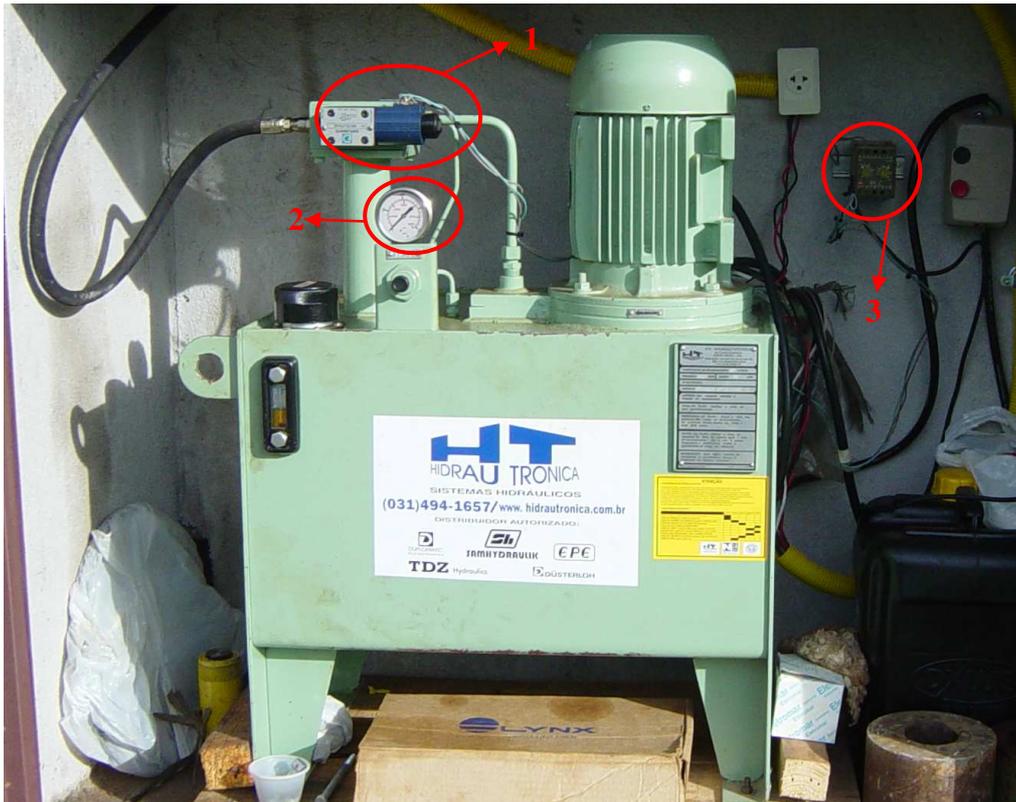


Figura 4.3 – Conjunto Moto Bomba, responsável pela pressão no cilindro hidráulico.

- Válvula Solenóide ou Direcional (vazão máxima = 75 l/min; pressão máxima = 35MPa; fabricante: DUPLOMATIC): peça-chave do circuito, pois é a responsável pelo direcionamento do fluído por meio de sucessivas aberturas e fechamentos de suas vias, direcionando o fluído ora para o cilindro hidráulico (sistema carregado), ora para o reservatório (sistema descarregado). (Item 1, em destaque na Figura 4.3).
- Válvula de Alívio (fabricante: HIDRAUTRÔNICA): é o sistema de segurança do circuito contra pressões excessivas, aliviando o sistema caso seja atingida uma pressão máxima pré-estabelecida, garantindo dessa forma a segurança das demais peças.
- Manômetro (0-40MPa; fabricante: HIDRAUTRÔNICA): o qual devidamente calibrado serviu para o ajustamento da carga desejada em função da pressão aplicada no circuito. (Item 2, em destaque na Figura 4.3).
- Temporizador: peça eletromecânica que tem por função o controle elétrico da válvula solenóide. É o temporizador quem dita o ritmo de abertura e fechamento da válvula solenóide, impondo desta forma a freqüência de carregamento do sistema. É ajustável para várias freqüências e formas de carregamento, podendo ser senoidal, triangular, descontínua, etc. (Item 3, em destaque na Figura 4.3 e Figura 4.4).

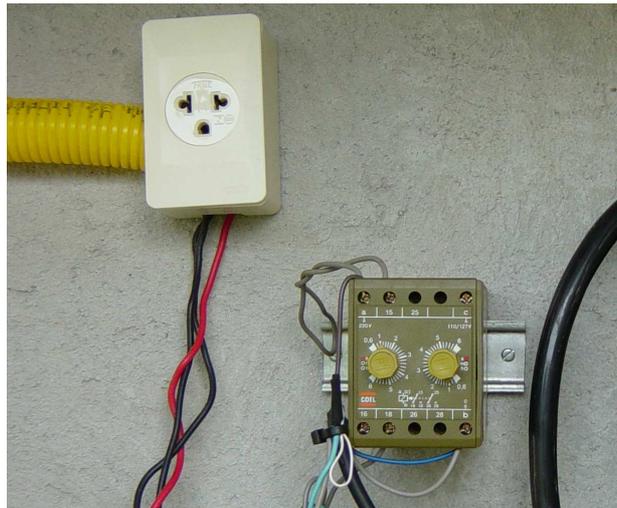


Figura 4.4 – Temporizador, responsável pelo ritmo das oscilações de carga.

- Cilindro Hidráulico (carga máxima = 100 kN, 1 via, fabricante: YELLOW POWER): é a peça que efetivamente efetua o carregamento. Ele é acionado pelo sistema hidráulico. Por ser um cilindro hidráulico de uma via, durante o descarregamento do sistema o êmbulo do cilindro permanece em contato com a placa rígida durante todo o ensaio, garantindo a ausência de impactos durante a aplicação da carga.
- Mangueiras hidráulicas de alta pressão (69 MPa), destinadas à transportar o fluido do conjunto moto-bomba até o cilindro hidráulico.

A Figura 4.5 a seguir ilustra esquematicamente o Sistema Hidráulico Utilizado.

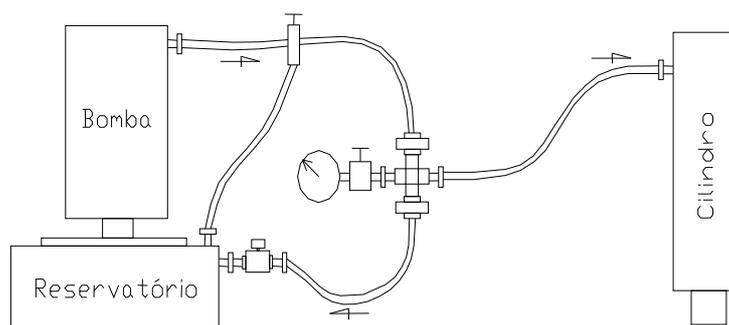


Figura 4.5 – Esquema Geral do Sistema Hidráulico.

O Sistema Hidráulico funciona da seguinte forma:

- O conjunto moto-bomba alimenta o sistema com óleo constantemente a uma vazão determinada.
- Sendo a válvula solenóide normalmente fechada enquanto o circuito estiver ligado, o fluído retorna diretamente para o reservatório, fechando o circuito.
- Antes do início efetivo do ensaio deixar-se-á o fluído circulando nesse circuito fechado por um período suficiente para estabilizar a temperatura do fluído.
- Após esse estágio, redireciona-se o fluído para o cilindro hidráulico até atingir a carga estabelecida para o ensaio, quando então se dá o início efetivo do ensaio.
- Ao comando elétrico do temporizador a válvula solenóide se fecha deixando passar o fluído para o cilindro hidráulico, que por não ter fuga é pressionado até que o temporizador interrompe a alimentação elétrica da válvula solenóide, abrindo-a.
- Com a abertura da válvula solenóide o fluído constante no circuito entre essa e o cilindro hidráulico não volta totalmente para o reservatório (muda de sentido), mas apenas sofre uma despressurização, o que implica no descarregamento do ensaio.
- No novo ciclo de carregamento do ensaio, sob comando do temporizador, a válvula solenóide se fecha pressurizando novamente a parte do circuito entre essa válvula e o cilindro hidráulico e assim sucessivamente.
- Podem ser variáveis de um ensaio para outro a carga aplicada pelo cilindro hidráulico (pressão no circuito) e a frequência do carregamento (temporizador). No entanto, para os ensaios realizados nessa dissertação, a pressão foi mantida de forma que se conseguisse uma carga equivalente a um eixo padrão de 80kN (40kN sobre a placa de carregamento), sob a frequência de carregamento de 1Hz.

4.3 INSTRUMENTAÇÃO

Segundo Palmeira (1996), a necessidade da utilização de instrumentação geotécnica pode se dar por vários motivos, dentre os quais podem-se destacar:

- Por razões de diagnóstico, ou seja, para verificação do projeto da obra ou da adequabilidade de uma nova técnica construtiva, além de se possibilitar o acompanhamento do desempenho de uma obra;
- Para acumular experiência local;
- Por razões legais, ou seja, em casos em que se necessite de provas judiciais;

- Para fins de pesquisa.

No presente trabalho, em que se deseja pesquisar e analisar o comportamento de um pavimento sujeito à aplicação de cargas cíclicas, a instrumentação é de fundamental importância para que se possa verificar a possibilidade do uso da técnica de reforço com materiais geossintéticos em pavimentos rodoviários. Com a utilização de alguns instrumentos geotécnicos, é possível estudar a aplicabilidade desta técnica de reforço por meio da medição da resposta do pavimento às cargas aplicadas. Além disso, a instrumentação se torna necessária para que se acumule conhecimento e se possam aprimorar as técnicas de projetos rodoviários.

O ensaio de carregamento cíclico foi monitorado com a utilização de vários instrumentos geotécnicos, a saber:

- *Célula de Carga*, destinada para a medição das cargas aplicadas. A Figura 4.6 mostra a célula de carga utilizada nesta pesquisa, que possui capacidade de carga máxima de 100kN.

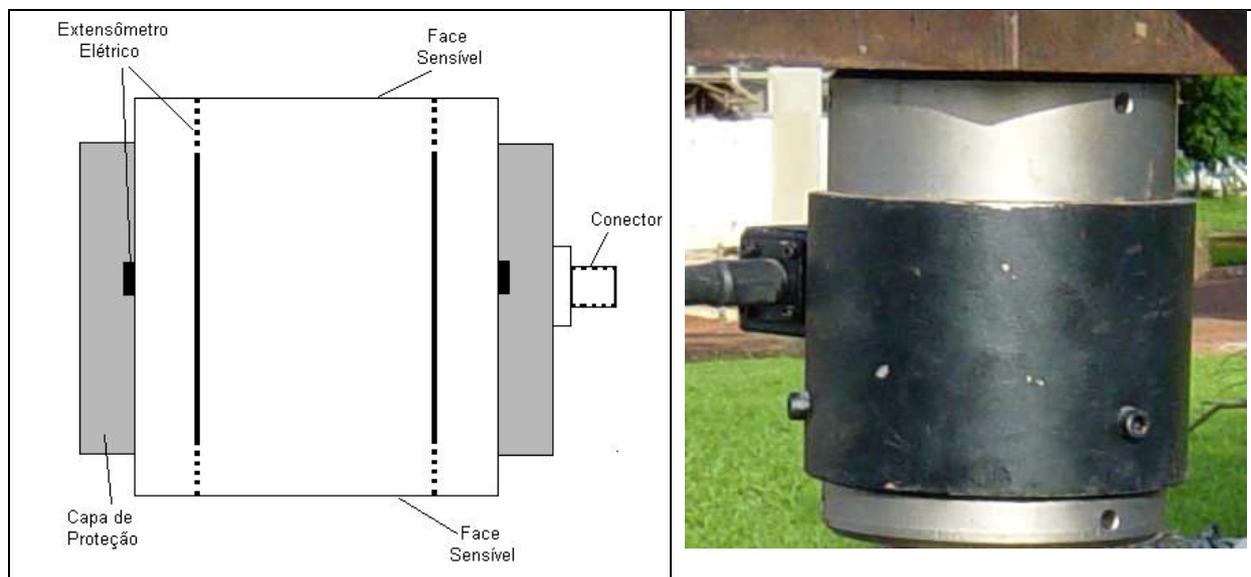


Figura 4.6 – Célula de carga utilizada no ensaio de carregamento cíclico.

- LVDT (do inglês - “*Linear Variable Differential Transformer*”), para medição de deslocamentos verticais superficiais do pavimento e da placa rígida (Figura 4.7). Os LVDT’s adotados nesta pesquisa possuem capacidade máxima para medição de deslocamentos de 100mm.



Figura 4.7 – LVDT utilizado nos ensaios para medição de deslocamentos superficiais.

- Células de Tensões Totais, para a medição das pressões atuantes em várias profundidades do pavimento, tendo-se uma idéia do bulbo de tensões decorrente da carga cíclica aplicada e de sua distribuição no pavimento. A Figura 4.8 apresenta a célula de tensão total utilizada nos ensaios da presente pesquisa. Elas possuem dimensões de 100mm de diâmetro e 5mm de espessura.



Figura 4.8 – Célula de tensão total utilizada no ensaio

- Extensômetros Elétricos de Resistência, para medições de deformações do solo, verticais e horizontais, e do reforço. A Figura 4.9 mostra um dos extensômetros colocado no interior do pavimento ensaiado. Estes extensômetros possuem 100mm de comprimento, 15mm de largura e 7mm de espessura.



Figura 4.9 – Extensômetro elétrico utilizado no ensaio.

- Termopar, para medição de temperatura em vários pontos, com o intuito de se monitorar o gradiente térmico atuante no pavimento. A Figura 4.10 apresenta o termopar utilizado no ensaio.



Figura 4.10 – Termopar utilizado no ensaio

Todos os instrumentos descritos foram controlados e seus dados monitorados e adquiridos por um sistema de aquisição de dados automatizado (modelo ADS2000, fabricante: LYNX) de 32 canais. Os dados foram armazenados em um micro-computador. A Figura 4.11 ilustra o sistema de aquisição de dados utilizado nos ensaios.

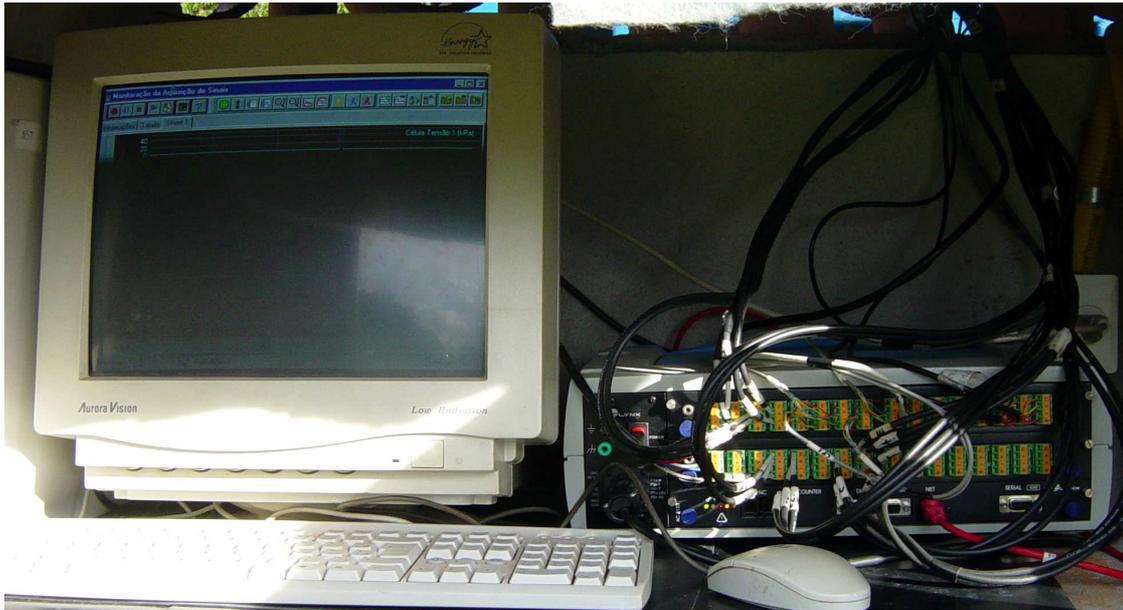


Figura 4.11 – Sistema de aquisição de dados (à direita) e computador para armazenagem de dados (à esquerda).

Capítulo 5

METODOLOGIA EMPREGADA NOS ENSAIOS

O presente capítulo aborda aspectos relativos à realização do Ensaio de Carregamento Cíclico de Grande Escala focado em pavimentos rodoviários. As etapas de realização dos ensaios serão descritas a seguir, sendo mostrados os procedimentos adotados desde a preparação do solo constituinte do pavimento ensaiado até a desmontagem do equipamento, ao fim de cada ensaio.

5.1 INTRODUÇÃO

O estudo de pavimentos rodoviários é de suma importância na engenharia geotécnica, haja vista a carência que existe no Brasil de vias rodoviárias adequadas para o transporte de cargas e pessoas. Isto implica diretamente na necessidade de melhores projetos, tanto em termos econômicos quanto técnicos.

Para se analisar o comportamento mecânico de pavimentos rodoviários quando solicitados por cargas dinâmicas, normalmente se utiliza uma das seguintes abordagens de pesquisa, a saber:

- 1) Ensaio de simulação de tráfego em pistas experimentais;
- 2) Ensaio de laboratório de dimensões reduzidas;
- 3) Ensaio de simulação de tráfego de grande escala.

Ensaio em pistas experimentais têm como grandes vantagens o fator escala do ensaio e o fato de se trabalhar em escala real de campo. Contudo, as análises dos resultados obtidos se tornam normalmente bastante complexas, uma vez que não se consegue, ter durante a construção da pista e principalmente durante os ensaios, um bom controle de certas variáveis que são de suma importância neste tipo de pesquisa, como variações de umidade em razão de chuvas, controle de compactação do solo, temperatura e intensidade de tráfego. Além disso,

ensaios em pistas experimentais são relativamente mais dispendiosos sob o ponto de vista econômico e demandam um tempo de ensaios relativamente longo.

Os ensaios de laboratório têm como principal virtude a praticidade de execução uma por possuir menores dimensões, tanto em termos dos volumes de materiais a serem utilizados . Além disso, os procedimentos de ensaio são melhor controlados e em geral conseguem simular em um menor tempo o que ocorreria no campo em um tempo bastante superior. Como principal desvantagem, tem-se que o porte do equipamento (suas dimensões em relação aos materiais, dimensões dos dispositivos de aplicação de cargas, dentre outros) normalmente não representam de forma totalmente realista o que ocorre no campo.

Já os ensaios em grande escala conseguem unir a praticidade e controle dos procedimentos de ensaios de laboratório e a maior proximidade da realidade dos ensaios em pistas experimentais.

Diante disso, a presente pesquisa focou a análise de pavimentos rodoviários sujeitos a cargas cíclicas utilizando ensaios realizados em equipamento de grande porte, projetado e construído no Programa de Pós-Graduação de Geotecnia da Universidade de Brasília e já descrito no Capítulo 4.

Foram executados três ensaios principais de ensaios de carregamento cíclico, à saber: um com o pavimento não reforçado, um reforçado com a geogrelha e um ensaio em que o pavimento foi reforçado com o geotêxtil. Estes ensaios foram aqui denominados, para melhor compreensão, como “ensaios padrão”. Em cada ensaio padrão, após atingida a trilha de roda de 25mm de profundidade, foi feita a restauração da região deformada com o preenchimento de mais material granular (brita) e, então, foi aplicado o carregamento até que se atingisse novamente a trilha de roda de 25mm. Este procedimento foi feito duas vezes. Os ensaios realizados após feita a primeira restauração foram aqui chamados de “ensaio restauração 1” e, os executados após duas restaurações da região deformada, foram denominados de “ensaio restauração 2”, para melhor entendimento das análises feitas. A Tabela 5.1 resume todos os ensaios realizados ao longo da pesquisa.

Tabela 5.1 – Resumo dos ensaios realizados no presente trabalho

Tipo/Espécie de Ensaio	Sem Reforço	Reforçado com geogrelha	Reforçado com geotêxtil
Padrão	1	1	1
Restauração 1	1	1	1
Restauração 2	1	1	1

A seguir, tem-se uma descrição sucinta da metodologia de trabalho empregada, mostrando desde as etapas de preparação dos ensaios até desmontagem e limpeza do equipamento.

5.2 PROCEDIMENTO DE MONTAGEM DO ENSAIO

5.2.1 PREPARAÇÃO DA CAIXA DE ENSAIO

Um problema que pode ocorrer durante a realização dos ensaios e, por consequência, alterar os resultados obtidos, é o atrito que pode ocorrer no contato entre o solo e a caixa metálica. Apesar das dimensões da caixa terem sido adotadas de forma a se minimizar este tipo de problema, buscou-se uma alternativa para se diminuir ainda mais a influência de atrito lateral. Para tanto, colocou-se uma camada de filme plástico (menos aderente) fixado à caixa por meio de uma camada de óleo previamente aplicada à sua superfície. A Figura 5.1 ilustra a passagem da demão de óleo e a fixação da camada de filme.



Figura 5.1 – Passagem da demão de óleo e fixação da camada de filme plástico.

5.2.2 PREPARAÇÃO DO SOLO

A primeira etapa para a realização do ensaio é a medição da umidade do solo a ser compactado, procedimento este que foi realizado conforme preconizado na norma ABNT NBR 6457/86. Depois disso, estipulou-se um determinado teor de umidade no qual o solo de subleito deveria ser compactado. Para tanto, analisando-se a curva de compactação do material, estipulou-se um teor de umidade de 26% e peso específico de 15kN/m^3 , para o qual o material estaria no ramo úmido e apresentaria baixos valores de CBR e menor resistência mecânica (Figura 5.2)

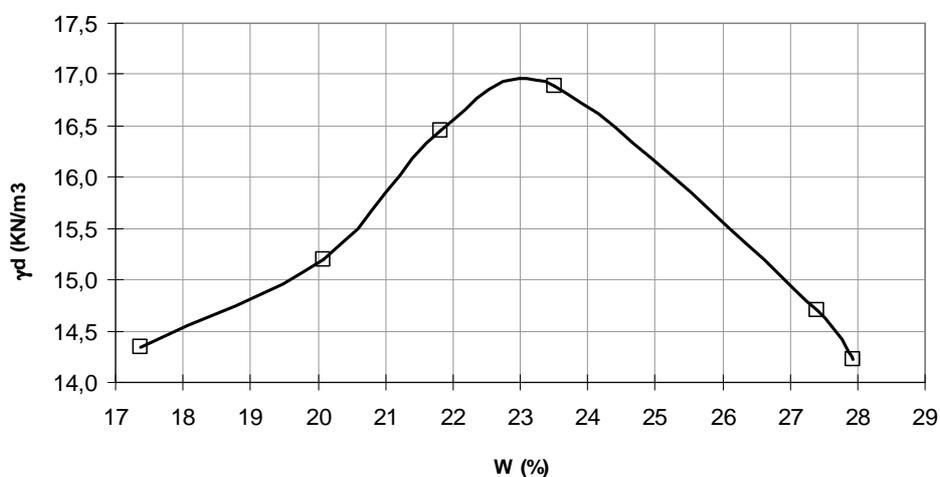


Figura 5.2 – Curva de compactação do solo fino utilizado como material de subleito.

Pesquisas já realizadas (Koerner, 1994; Beretta et. al, 1994, dentre outros) mostram que o reforço geossintético se torna mais eficaz na medida em que a resistência mecânica do solo de subleito diminui; ao contrário, quanto mais resistente for o solo de fundação do pavimento, menor será a influência da presença de reforço.

Definido o teor de umidade em que o solo seria compactado, a próxima etapa foi a homogeneização do material com a devida quantidade de água. A quantidade de solo a ser homogeneizada foi definida essencialmente em função da densidade, que por sua vez foi estipulada de forma a se obter uma camada final compactada de 20cm de espessura, seguindo-se recomendações de pesquisas já realizadas (Dawson et. al, 1994, dentre outros).

Definida a espessura das camadas de compactação e sendo a área da caixa constante e com dimensões 1,60m x 1,60m, chegou-se ao valor aproximado de 770Kg de solo por camada de

compactação, uma vez que durante a realização dos ensaios a umidade natural do solo permaneceu praticamente constante.

Essa quantidade de solo calculada foi pesada em balança e, posteriormente, colocada no interior da betoneira para homogeneização. A Figura 5.3 mostra o procedimento utilizado nessa etapa.



Figura 5.3 – Pesagem do solo a ser colocado na betoneira.

Feita a pesagem do material, a próxima etapa foi a homogeneização do solo com a água a ser acrescida com o auxílio de uma betoneira mecanizada, conforme pode ser visto na Figura 5.4. A quantidade de solo já homogeneizada foi então disposta no interior da caixa com o auxílio de um carrinho de mão e uma rampa de madeira, conforme ilustrado na Figura 5.5.



Figura 5.4 – Homogeneização do solo com auxílio de betoneira.



Figura 5.5 – Disposição do solo no interior da caixa de ensaio

5.2.3 COMPACTAÇÃO DAS CAMADAS DE SOLO

Depois do material disposto, a próxima etapa foi a compactação das camadas de solo. Para tanto, utilizou-se um compactador mecânico do tipo “sapo” da marca Petrotec, motor de 5.5HP de potência, de 4 tempos, com sapata de 300mm x 350mm, peso de 75Kg, produtividade máxima indicada pelo fabricante de 660 golpes por minuto e indicado para compactação de camadas de solos granulares de até 600mm e de 500mm no caso de solos coesivos ou argilosos. O procedimento foi feito de forma a se distribuir a compactação uniformemente por toda a área plana da caixa, de forma a se evitar áreas mais bem compactadas que outras, o que influenciaria os resultados obtidos. A Figura 5.6 ilustra o procedimento de compactação do solo no interior da caixa de ensaio.



Figura 5.6 – Compactação do solo com o auxílio do “sapo”.

Depois de realizada a compactação do material, mede-se a altura finais da camada compactada utilizando linha de nylon e trena. (Figura 5.7). Feito isso, a superfície da camada compactada era escarificada, de modo a propiciar uma boa aderência com a camada seguinte (Figura 5.8)



Figura 5.7 – Medição da altura da camada compactada.



Figura 5.8 - Escarificação da superfície.

Todo o procedimento de pesagem, homogeneização, disposição do solo no interior da caixa, compactação, medição das alturas finais e escarificação foi feita três vezes, já que o pavimento ensaiado foi construído em três camadas de solo compactadas, de 20cm cada uma, totalizando um subleito com 60cm de espessura.

A Tabela 5.2 mostra os valores de densidade e umidade obtidos em cada camada compactada, tanto para os ensaios reforçados quanto no sem reforço.

Tabela 5.2 – Densidades e Umidades obtidas por camada em cada um dos ensaios.

Ensaio	Camada	Altura (cm)	Volume por camada (m ³)	γ (kN/m ³)	Umidade (%)	G.C.
1	1	20,4	0,52224	14,4	26,8	95,7%
	2	21,2	0,54272	13,8	22,4	92,1%
	3	19,5	0,4992	15,0	23,6	100,0%
	Brita	17	0,4352	17,2	5,4	95,7%
2	1	17,8	0,45568	16,5	26,6	109,7%
	2	19,4	0,49664	15,0	30	100,0%
	3	18,1	0,46336	16,2	26,4	107,9%
	Brita	18,7	0,47872	15,7	4,9	87,1%
3	1	19	0,4864	15,4	30,7	102,8%
	2	17,6	0,45056	16,7	28,6	111,0%
	3	18	0,4608	16,3	26,2	108,5%
	Brita	16,4	0,41984	17,9	5,3	99,2%

Foi verificado que o compactador mecanizado tipo “sapo”, utilizado nos ensaios, possibilitou que a compactação fosse realizada de forma razoável, haja vista os valores de Grau de

Compactação obtidos. Os valores superiores a 100% se devem principalmente à falta de um maior controle sobre a força de compactação do compactador mecanizado, que aplicou uma maior energia de compactação ao solo fino. No caso da brita, os valores tomados como alvo para a compactação para os ensaios foram de 5% para a umidade e de 18kN/m³ para o peso específico.

O passo seguinte foi a colocação da instrumentação geotécnica, que será explicada a seguir.

5.2.4 COLOCAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

Depois de realizada a compactação de cada camada de solo, foi instalada a instrumentação geotécnica relativa àquela camada. O arranjo geral de toda a instrumentação pode ser visto na Figura 5.9.

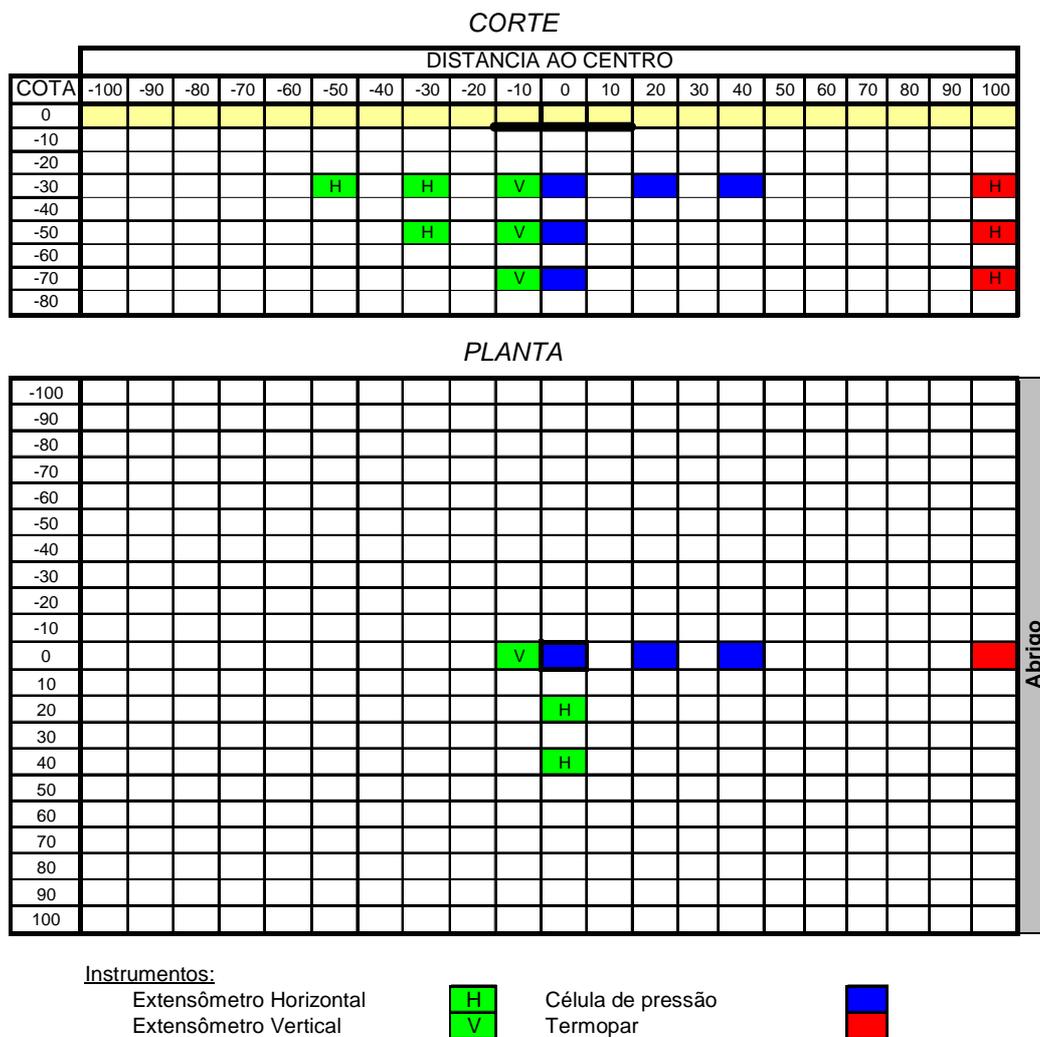


Figura 5.9 – Esquema com arranjo geral da Instrumentação Geotécnica utilizada.

Como pode ser notado na Figura 5.9, a primeira camada possui um número menor de instrumentos. O número de instrumentos aumenta para menores profundidades. Esse arranjo da instrumentação foi adotado em virtude do carregamento ser maior nas camadas superiores do que nas camadas inferiores, que implica em maiores deformações e tensões na parte superior do maciço.

Toda a instrumentação foi colocada após a medição das alturas das camadas e da completa escarificação da superfície. Com o auxílio das linhas de nylon, o centro de cada instrumento foi locado com a utilização de um prumo de pedreiro. Dutos elétricos foram utilizados para isolar a fiação da instrumentação geotécnica do solo envolvente. Este procedimento se tornou necessário para que se preservasse a integridade dos fios durante o processo de compactação do solo. Foram utilizados três dutos, um para cada camada instrumentada.

Para a colocação das células de tensão total, um furo com dimensões aproximadamente igual à do instrumento foi escavado de modo que ela praticamente se encaixasse e ficasse com sua face sensível no nível do solo compactado, como mostrado na Figura 5.10.



Figura 5.10 – Colocação das Células de Tensão Total.

Para a colocação dos extensômetros elétricos, o procedimento foi análogo. A Figura 5.11 ilustra o posicionamento dos extensômetros.



Figura 5.11 – Instalação dos Extensômetros Elétricos.

Para se monitorar a temperatura no interior do pavimento, foram utilizados três termopares, um no topo de cada camada. Este arranjo permite que se tenha uma noção do gradiente de temperatura durante a realização dos ensaios. A Figura 5.12 mostra a colocação dos extensômetros, célula de tensão total e termopar no topo de uma camada.

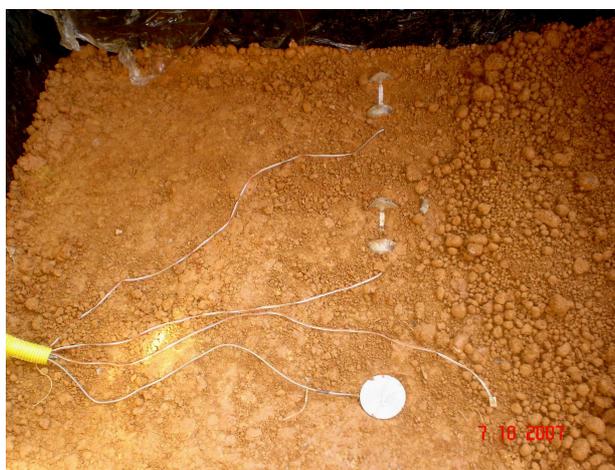


Figura 5.12 – Células de tensão, extensômetros e termopar instalados.

5.2.5 PREPARAÇÃO DO ENSAIO REFORÇADO

Todo o procedimento de ensaio descrito até aqui foi adotado nos três ensaios realizados. No ensaio 2, foi empregada uma geogrelha (cujas características foram descritas no item 3.1) posicionada na interface entre o subleito e a base de brita, para atuar como reforço do pavimento. A Figura 5.13 ilustra a colocação da geogrelha.

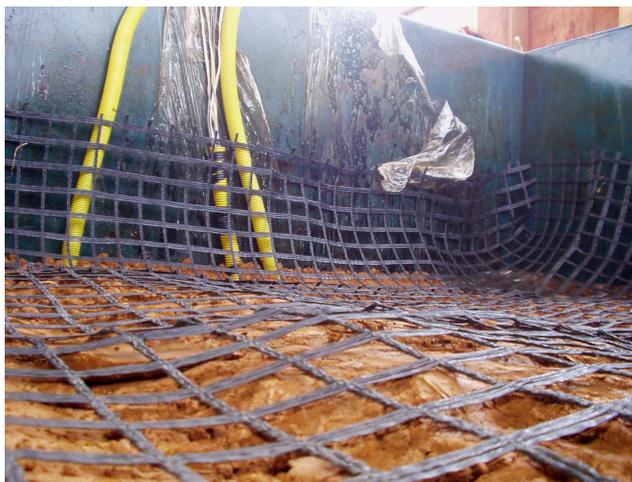


Figura 5.13 – Colocação da geogrelha entre o solo e a brita.

De maneira análoga ao que foi explicado para o ensaio 2, no ensaio 3 foi utilizado um geotêxtil (item 3.2) como reforço do pavimento. A Figura 5.14 mostra a colocação do geotêxtil entre o material de subleito e a camada de base granular.



Figura 5.14 – Colocação do geotêxtil na interface entre subleito e base granular.

Para a ancoragem do reforço no interior do pavimento, tanto no caso da geogrelha quanto do geotêxtil, o geossintético foi cortado com uma sobra de 40cm, obtendo-se uma folga de 20cm de cada lado da caixa. O reforço foi dobrado em cada lateral em dois segmentos de 10cm, de maneira que os últimos 10cm ficassem embutidos dentro da camada de base de brita, como apresentado nas Figura 5.15 e Figura 5.16.

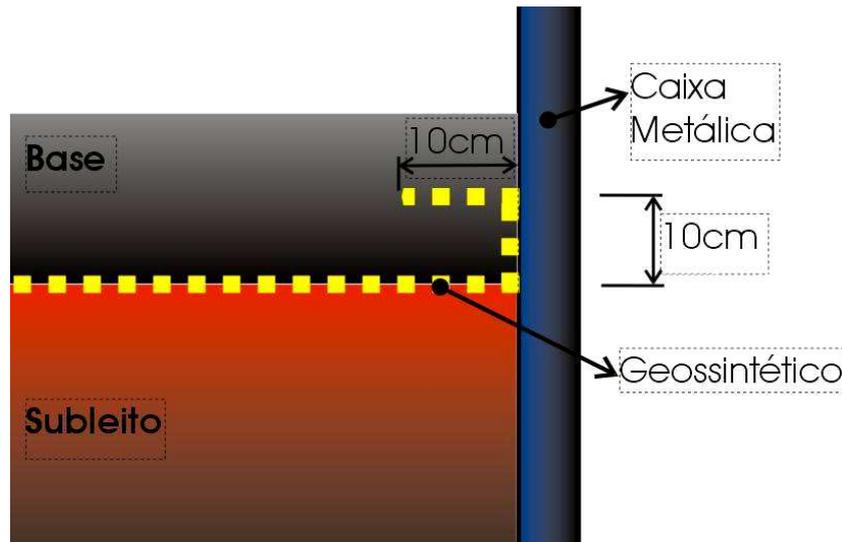


Figura 5.15 – Esquema de ancoragem adotado para o reforço geossintético.



Figura 5.16 – Ancoragem do reforço no interior da base granular.

5.2.6 COMPACTAÇÃO DA CAMADA DE BRITA

A metodologia de trabalho adotada para a brita foi análoga à adotada para o solo de subleito que diz respeito à pesagem, homogeneização e disposição. A principal diferença foi na compactação, que foi realizada com pilão manual no caso da brita. Isso se justificou para minimizar a quebra de grãos da brita, de natureza calcárea. A Figura 5.17 mostra o espalhamento do material com a enxada e a compactação da brita sendo feita por meio de pilão manual. É importante salientar que, da mesma forma que nas camadas de subleito, a

brita foi compactada de modo a se espalhar os golpes por toda a área, de forma a se obter uma compactação mais homogênea.



Figura 5.17 – Espalhamento e compactação da brita.

5.2.7 MONTAGEM DOS INSTRUMENTOS PARA MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS – LVDT'S

Para que os LVDT's medissem os deslocamentos superficiais de forma correta, foi necessária a utilização de duas hastes em forma de cruz, que foram aparafusadas na caixa de ensaio. Isto possibilitou a colocação dos LVDT's exatamente na vertical. A fixação dos LVDT's às hastes foi feita com bases magnéticas, que conforme ilustra a Figura 5.18, que mostra também a fixação das hastes na caixa metálica de ensaio.



Figura 5.18 – Posicionamento dos LVDT's no interior da caixa de ensaio (vista superior e vista lateral).

Um total de cinco LVDT's foi utilizado nos ensaios. O arranjo utilizado permitiu que se obtivesse com boa precisão a bacia de deslocamentos superficiais devida à aplicação das cargas.

5.2.8 MONTAGEM DO SISTEMA DE APLICAÇÃO DE CARGA.

O cilindro hidráulico é a peça que efetua a aplicação das cargas cíclicas ao pavimento, sendo necessária sua correta localização dentro da caixa. Com esse intuito, ele foi instalado com o auxílio de linhas de nylon e um prumo de pedreiro. Feito isso, o próximo passo foi a colocação da célula de carga e de espaçadores metálicos, até que se alcançasse a altura correspondente à viga de reação. No ponto de encontro entre estes espaçadores e a viga, foi colocada uma rótula cuja função principal foi a de corrigir movimentações laterais de todo o conjunto de aplicação de cargas (prato, cilindro e espaçadores). A Figura 5.19 mostra o conjunto e a rótula em detalhe.

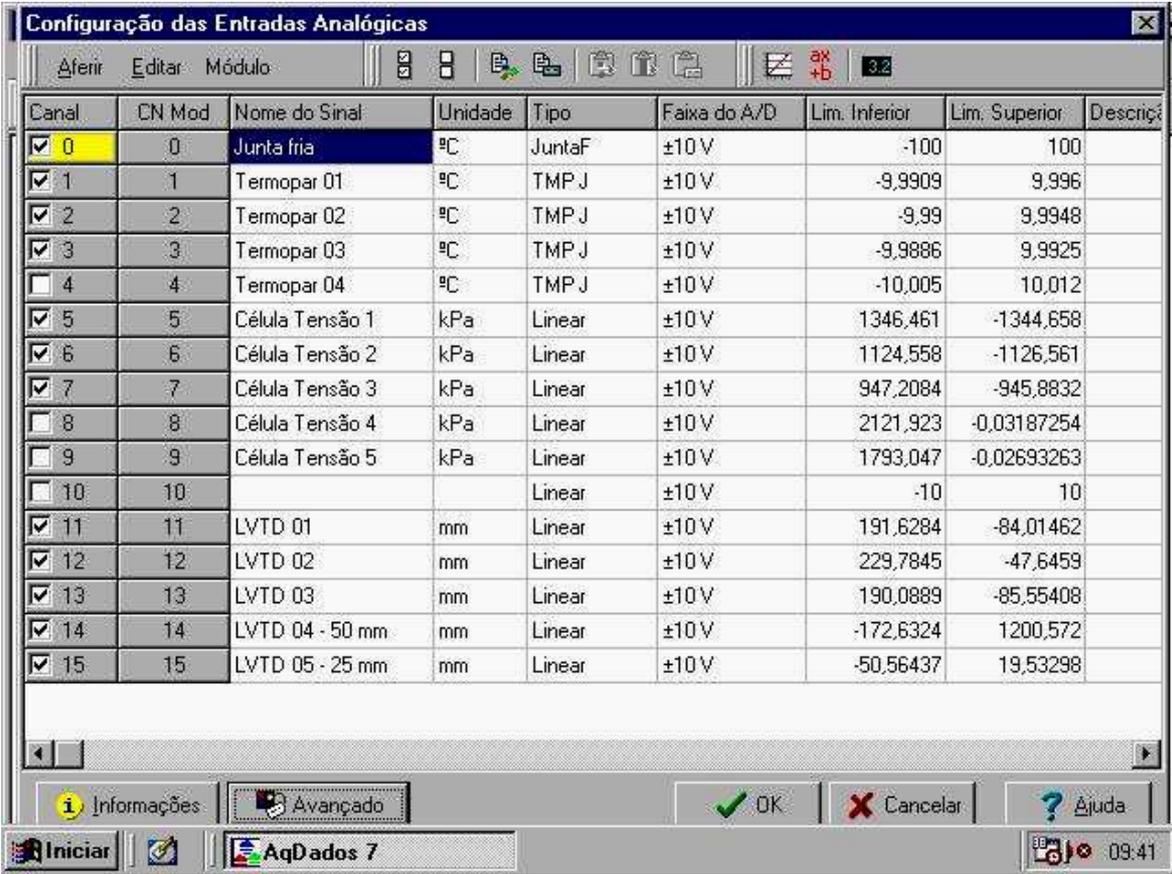


Figura 5.19 – Conjunto de aplicação de cargas e detalhe da rótula utilizada.

5.2.9 SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Para a aquisição dos dados provenientes da instrumentação geotécnica durante a realização dos ensaios, foi utilizado um sistema automatizado de aquisição de dados da marca LYNX, modelo ADS 2000, dotado de 32 canais.

Cada instrumento foi conectado a um canal e, posteriormente, passou por uma série de calibrações internas do sistema, de forma a se adequar o sinal elétrico do instrumento à grandeza física específica. A Figura 5.20 ilustra a página do programa computacional que apresenta as configurações de alguns instrumentos utilizados nos ensaios, onde são definidas propriedades como unidades e limites de medição dos instrumentos.



The screenshot shows a software window titled "Configuração das Entradas Analógicas" with a menu bar (Aferir, Editar, Módulo) and a toolbar. Below the toolbar is a table with columns: Canal, CN Mod, Nome do Sinal, Unidade, Tipo, Faixa do A/D, Lim. Inferior, Lim. Superior, and Descrição. The table contains 16 rows of data, with the first row highlighted in yellow. At the bottom of the window are buttons for "Informações", "Avançado", "OK", "Cancelar", and "Ajuda". The taskbar at the bottom shows "Iniciar", "AqDados 7", and the system clock "09:41".

Canal	CN Mod	Nome do Sinal	Unidade	Tipo	Faixa do A/D	Lim. Inferior	Lim. Superior	Descrição
<input checked="" type="checkbox"/> 0	0	Junta fria	°C	JuntaF	±10 V	-100	100	
<input checked="" type="checkbox"/> 1	1	Termopar 01	°C	TMP J	±10 V	-9,9909	9,996	
<input checked="" type="checkbox"/> 2	2	Termopar 02	°C	TMP J	±10 V	-9,99	9,9948	
<input checked="" type="checkbox"/> 3	3	Termopar 03	°C	TMP J	±10 V	-9,9886	9,9925	
<input type="checkbox"/> 4	4	Termopar 04	°C	TMP J	±10 V	-10,005	10,012	
<input checked="" type="checkbox"/> 5	5	Célula Tensão 1	kPa	Linear	±10 V	1346,461	-1344,658	
<input checked="" type="checkbox"/> 6	6	Célula Tensão 2	kPa	Linear	±10 V	1124,558	-1126,561	
<input checked="" type="checkbox"/> 7	7	Célula Tensão 3	kPa	Linear	±10 V	947,2084	-945,8832	
<input type="checkbox"/> 8	8	Célula Tensão 4	kPa	Linear	±10 V	2121,923	-0,03187254	
<input type="checkbox"/> 9	9	Célula Tensão 5	kPa	Linear	±10 V	1793,047	-0,02693263	
<input type="checkbox"/> 10	10			Linear	±10 V	-10	10	
<input checked="" type="checkbox"/> 11	11	LVTD 01	mm	Linear	±10 V	191,6284	-84,01462	
<input checked="" type="checkbox"/> 12	12	LVTD 02	mm	Linear	±10 V	229,7845	-47,6459	
<input checked="" type="checkbox"/> 13	13	LVTD 03	mm	Linear	±10 V	190,0889	-85,55408	
<input checked="" type="checkbox"/> 14	14	LVTD 04 - 50 mm	mm	Linear	±10 V	-172,6324	1200,572	
<input checked="" type="checkbox"/> 15	15	LVTD 05 - 25 mm	mm	Linear	±10 V	-50,56437	19,53298	

Figura 5.20 – Entrada da instrumentação geotécnica no sistema de aquisição de dados.

Depois de realizadas as calibrações, iniciou-se o processo de gravação dos sinais de toda a instrumentação.

5.3 EXECUÇÃO DO ENSAIO

5.3.1 APLICAÇÃO DAS CARGAS

Após a gravação dos sinais iniciais pelo sistema de aquisição de dados, foi feita a ligação do conjunto moto bomba que inicia o processo de aplicação das cargas ao pavimento. A carga aplicada pelo sistema hidráulico foi estipulada em 40 kN, visando simular um semi-eixo padrão. A frequência do carregamento foi estipulada em 1Hz. As cargas aplicadas, assim como as deformações, tensões totais, deslocamentos superficiais e variações de temperatura, foram monitorados continuamente pelo sistema aquisição de dados durante todo o ensaio. A Figura 5.21 mostra os sinais de alguns instrumentos registrados durante a aplicação do carregamento.

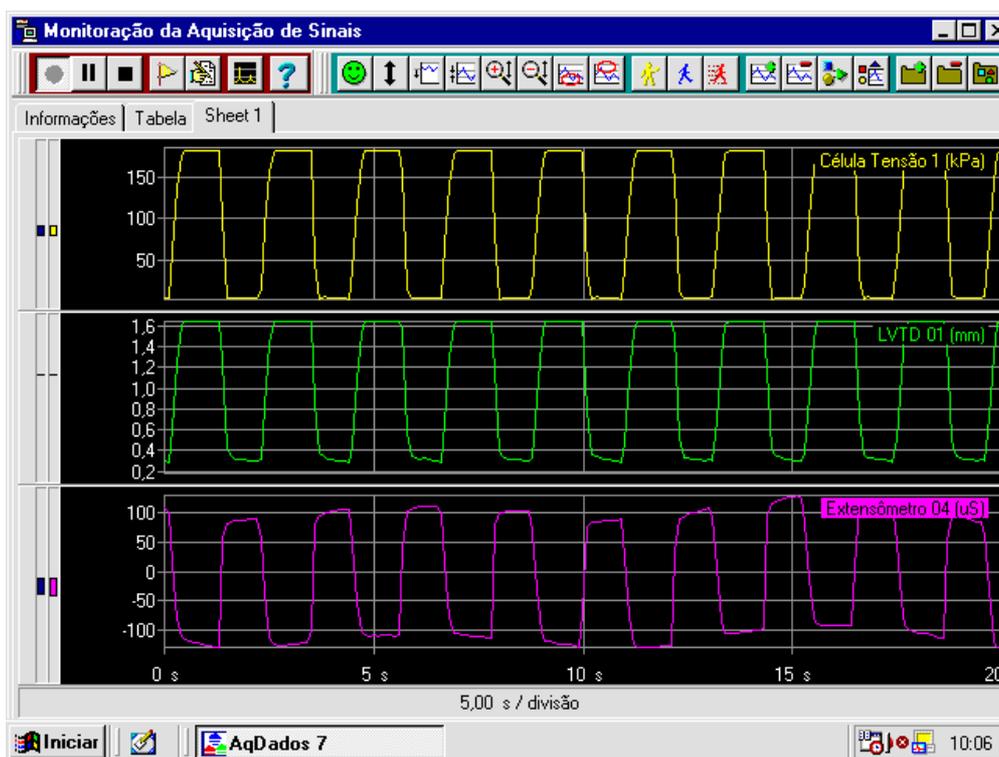


Figura 5.21 – Sinais de alguns instrumentos geotécnicos monitorados durante o ensaio.

Todos os ensaios realizados tiveram como critério de interrupção um afundamento da placa de carregamento igual a 25mm. A Figura 5.22 mostra o afundamento do sistema de aplicação de cargas na superfície do pavimento, no momento em que se atingiu o valor limite.



Figura 5.22 – Recalque superficial no momento em que o ensaio foi finalizado.

5.3.2 RESTAURAÇÃO DO PAVIMENTO

Depois de atingida o afundamento máximo, partiu-se para uma segunda etapa de ensaio. Esta etapa constituiu-se, basicamente, da restauração da superfície deformada, com a colocação e compactação de mais brita, mantendo-se os mesmos parâmetros adotados anteriormente de umidade e densidade. A Figura 5.23 ilustra essa restauração sendo executada.



Figura 5.23 – Restauração da superfície deformada.

Este procedimento foi adotado para simular uma manutenção superficial de via, visando analisar o comportamento mecânico de um pavimento rodoviário sujeito a seguidas restaurações e aplicações de cargas dinâmicas. Depois de feita a restauração da superfície

deformada, reiniciou-se todo o processo de aplicação de cargas e monitoramento dos sinais correspondentes a cada instrumento geotécnico. O critério de parada também foi mantido o mesmo, ou seja, após atingido um afundamento da placa de 25mm.

Em cada um dos ensaios realizados, tanto nos reforçados com geossintético quanto no não reforçado, foram feitas duas restaurações superficiais do pavimento.

5.3.3 PROCESSO DE DESMONTAGEM DO ENSAIO

Depois de terem sido feitas as aplicações de carga com as respectivas restaurações do pavimento, iniciou-se o processo de desmontagem do equipamento. A face da caixa que se abre foi então desparafusada para desta forma funcionar como porta, facilitando assim todo o processo de desmontagem do equipamento e remoção dos solos. Feito isso, a etapa seguinte foi a retirada do conjunto de aplicação de cargas (prato, cilindro hidráulico e espaçadores), das hastes metálicas e dos LVDT's.

Executou-se uma abertura de uma espécie de poço na camada de base, no ponto logo abaixo da placa circular metálica rígida, com a finalidade de se coletar a brita localizada bem no centro de aplicação das cargas. Este procedimento visou analisar a quebra do agregado, já que este material de base foi sujeito a um grande número de solicitações de carregamentos dinâmicos durante os ensaios. A brita foi coletada em três profundidades ao longo da espessura da camada. A Figura 5.24 mostra o procedimento de abertura do poço para coleta de amostras da brita.



Figura 5.24 – Coleta da brita localizada logo abaixo do ponto de aplicação das cargas.

Feita a coleta da brita, o desmonte da camada de base foi feito com o auxílio de picareta e pá, conforme ilustrado na Figura 5.25.



Figura 5.25 – Retirada da camada de base.

Retirada toda a brita da camada de base, partiu-se para o desmonte da camada de solo. Contudo, para se avaliar a resistência do solo que foi compactado e sujeito ao carregamento durante os ensaios, foram coletados dois corpos de prova para execução de ensaios de CBR. A Figura 5.26 a seguir mostra a retirada destes corpos de prova.



Figura 5.26 – Retirada dos corpos de prova para execução de ensaios de CBR

Para auxílio na análise dos resultados obtidos em cada ensaio, foram extraídos também corpos de prova para realização de ensaios de sucção pelo método do papel filtro, nas profundidades de cada camada compactada. A metodologia de ensaio empregada foi a padronizada pela norma americana de ensaios ASTM D 5298-92.

Retirados todos os corpos de prova para a realização dos ensaios de CBR e sucção, o restante do solo existente na caixa de ensaios foi então retirado e a caixa limpa para o ensaio seguinte.

Capítulo 6

ANÁLISE DE RESULTADOS

Serão mostrados no presente capítulo os resultados obtidos nos ensaios de carregamento cíclico realizados nesta pesquisa. Inicialmente, serão abordados os ensaios de carregamento cíclico padrão. Serão discutidos aspectos relativos à bacia de deformações superficiais, tensões totais, deformações permanentes, dentre outros. Em seguida, serão abordados os resultados dos ensaios de carregamento cíclico que foram executados depois de feita uma restauração superficial da camada de base de brita na região em que ocorreu o afundamento pela aplicação das cargas. Esta restauração foi executada duas vezes. Os resultados de tensões totais, deformações, carga aplicada, dentre outros, serão discutidos tanto para o ensaio de carregamento cíclico realizado após a primeira restauração quanto depois de feita a segunda restauração. Esta análise será de grande relevância, haja visto que o procedimento conhecido como “tapa buracos” é de aplicação usual na engenharia rodoviária brasileira e os resultados obtidos mostrarão a pouca eficiência dessa prática em relação à um pavimento novo, ou seja, construído e submetido as solicitações do tráfego.

Os ensaios que foram realizados inicialmente, ou seja, antes das manutenções da superfície, serão denominados aqui de “ensaios padrão”. Os ensaios após a primeira restauração da base e seqüente aplicação de cargas serão denominados de “restauração 1” e os após a segunda restauração serão chamados de “restaurados 2”.

Serão feitas também algumas análises complementares a respeito do comportamento geotécnico dos materiais utilizados neste trabalho, essencialmente no que diz respeito à resistência mecânica do solo de subleito, que será dada em termos do Índice de Suporte Califórnia (CBR); da sucção do solo de subleito, determinada pelo ensaio de papel filtro, e o índice de quebra da brita de base, dada em função da análise granulométrica realizada antes e após cada ensaio.

Alem disso, será analisado o comportamento geral do pavimento reforçado no que diz respeito à distribuição de tensões totais, levando-se em conta para tanto a variação do ângulo de espraiamento (β) dessas tensões no interior do subleito, comparando-se os resultados com e sem reforço.

Por último, será feita uma análise sobre a relação custo-benefício da utilização de reforço geossintético em pavimentos rodoviários, comparando-se os preços de construção de rodovias com e sem reforço e, conjuntamente, analisando-se o ganho de vida útil que o material geossintético propicia.

6.1 ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO PADRÃO

Conforme explicado no item 5, o ensaio de carregamento cíclico foi realizado por meio da aplicação de cargas iguais às de um eixo padrão, em um pavimento construído em uma caixa de ensaio e com a medição das respostas mecânicas deste pavimento sendo monitorada por instrumentação geotécnica específica. Esse procedimento foi adotado em três tipos de ensaios para fins de comparação, a saber: um ensaio em pavimento não reforçado, um reforçado com geogrelha e um ensaio reforçado com geotêxtil. A seguir, os resultados obtidos serão apresentados e discutidos.

6.1.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS

Com a aplicação das cargas dinâmicas no pavimento, ocorrem deformações superficiais que durante os ensaios foram monitoradas pelos instrumentos de medição de deslocamentos (LVDT's). Há de se salientar que todos os ensaios foram realizados adotando-se como critério de parada deslocamento vertical permanente superficial (análoga a uma trilha de roda) de 25mm, ou seja, foi imposto ao pavimento o carregamento cíclico até que ele alcançasse esse deslocamento permanente na superfície..

A Figura 6.1 mostra a progressão de deslocamentos verticais com o número de ciclos de carga para o caso sem reforço.

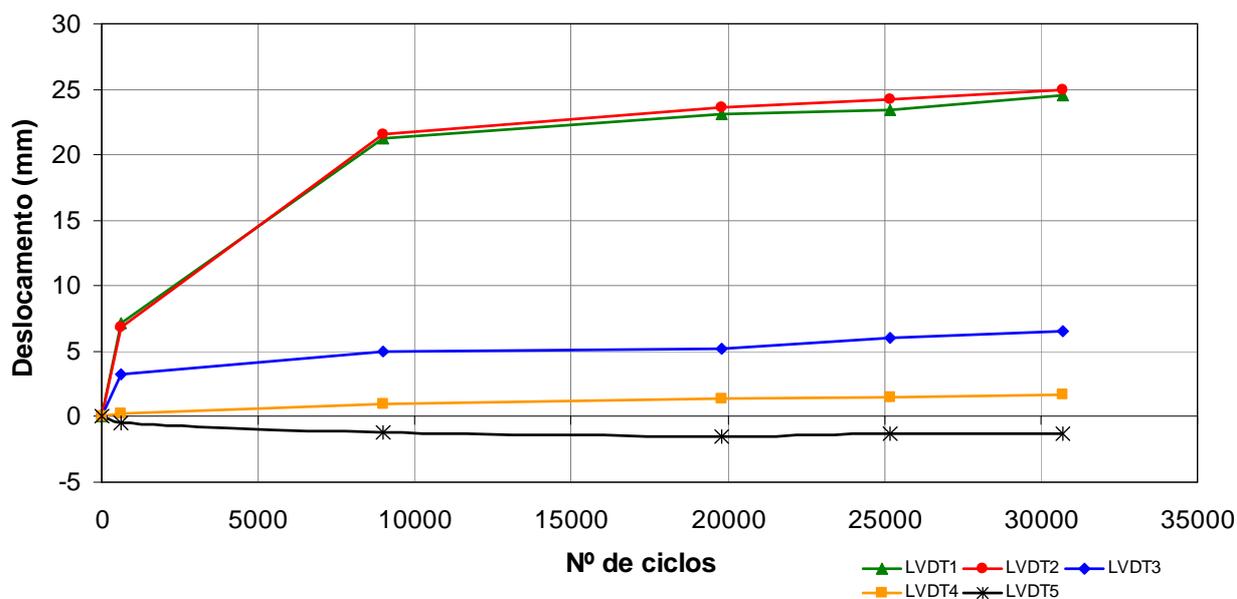


Figura 6.1 – Desenvolvimento de deslocamentos superficiais com o número de ciclos de carga no primeiro ensaio (sem reforço).

Os LVDT's de números 1 e 2 foram instalados na borda do disco metálico de aplicação das cargas e foram os instrumentos que indicaram, para todos os ensaios realizados, o momento de interrupção daquela fase de carregamento. Conforme visto no item 4, os demais LVDT's foram locados distanciados de 20cm entre si, a partir da borda do disco metálico de aplicação de cargas.

Neste primeiro ensaio, sem reforço geossintético, o pavimento chegou à trilha de roda de 25mm após a aplicação de 30.720 ciclos de carregamento, ou seja, após 8,53 horas de aplicação de cargas o pavimento chegou ao fim de sua vida útil pré-estabelecida (Figura 6.1).

O que se pode notar claramente pela Figura 6.1 é que grande parte dos deslocamentos (cerca de 22mm) ocorreram na fase inicial do ensaio (até aproximadamente 9.000 ciclos). Isto equivale a dizer que 88% dos deslocamentos ocorreram no primeiro terço de tempo de ensaio, o que indica também que após um determinado momento o material se “acomoda” e começa a se deformar de forma mais amena. Tal comportamento pode ser notado também pelas leituras dos demais LVDT's.

Outra análise relevante que se pode fazer é da bacia de deslocamentos superficiais, conforme mostra a Figura 6.2. Para tanto, foram escolhidos três pares de valores característicos da curva

deslocamento vs. nº de ciclos (Figura 6.1), a saber: 600 ciclos, 9.000 ciclos e 30.720 ciclos de carregamento.

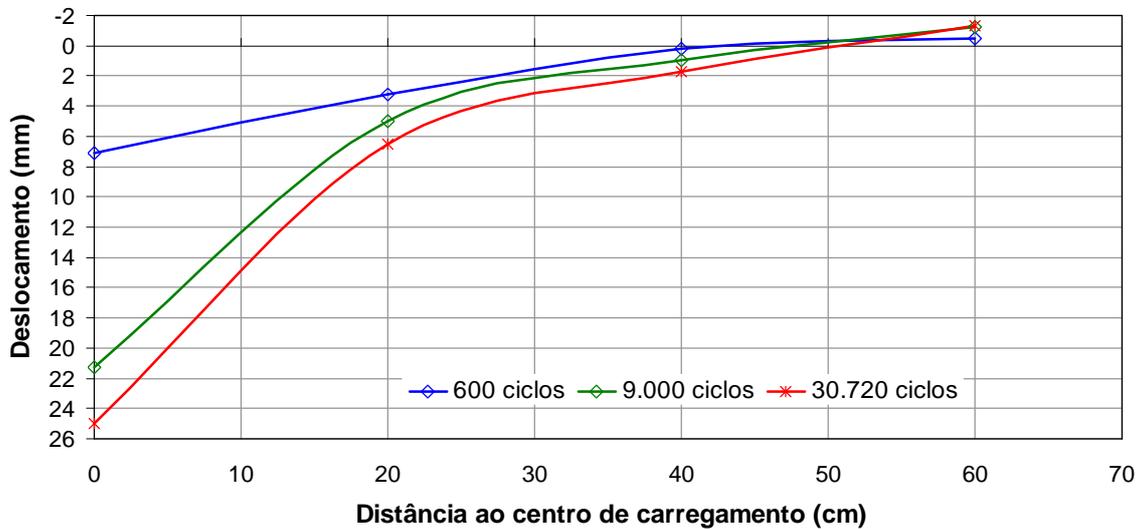


Figura 6.2 – Bacia de deslocamentos verticais ao longo do tempo – ensaio sem reforço.

Pode-se verificar pela Figura 6.2 que houve uma translação do ponto em que se tem deslocamento nulo. Na bacia de deslocamentos referente à 600 ciclos, esse ponto está distanciado de 43cm do centro; à 9.000 ciclos, esse ponto localiza-se a 48cm do centro do carregamento e no final dessa fase de ensaio (30.720 ciclos) esse ponto está localizado à 50cm. Em pontos mais distantes, ocorreram deslocamentos “negativos”, o que significa um soerguimento do solo.

A Figura 6.3 mostra o desenvolvimento dos deslocamentos superficiais em função do número de ciclos para o segundo ensaio, realizado com a incorporação da geogrelha como elemento de reforço. Fica evidente pela análise da Figura 6.3 que a utilização da geogrelha aumenta significativamente a vida útil do pavimento, uma vez que para o caso da estrutura reforçada com o geossintético a trilha de roda de 25mm foi alcançada após 78,5 horas de ensaio, correspondente à aplicação de 282.600 ciclos de carregamento.

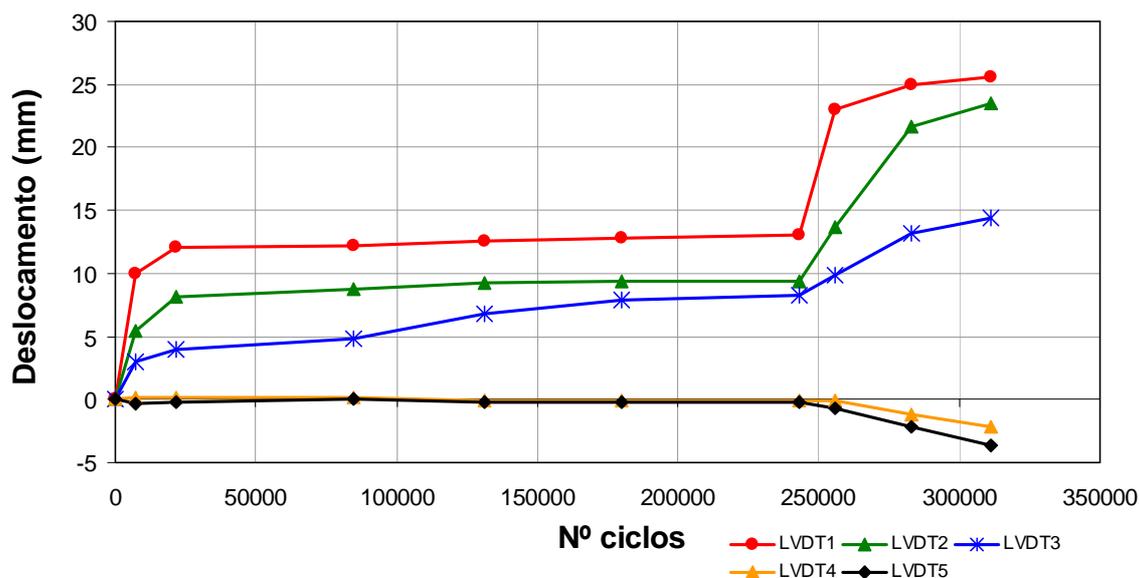


Figura 6.3 – Desenvolvimento dos deslocamentos superficiais com o número de ciclos de carga (com geogrelha).

Com os resultados obtidos para o caso reforçado com geogrelha, pode-se calcular o Fator de Eficiência (F.E.F, Koerner 1994), dado pela razão entre o número de ciclos de carga da seção reforçada (N_R) e da seção não reforçada (N_N), para um mesmo deslocamento vertical superficial. Assim, para o caso reforçado com a geogrelha, o Fator de Eficiência do geossintético é:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 282.600/30720 \rightarrow \mathbf{F.E.F \approx 9,2.}$$

Onde N_R = Número de ciclos de carga para que uma seção reforçada atinja o afundamento de 25mm; N_N = Número de ciclos de carga para que uma seção sem reforço atinja o afundamento de 25mm;

Este valor de Fator de Eficiência significa que, para as condições do ensaio, o pavimento reforçado com geogrelha teve uma vida útil de 920% maior que a do pavimento não reforçado.

Um ponto interessante a se destacar neste ensaio é que o material apresentou grandes “gradientes de deslocamentos” em trechos específicos. Nota-se que na parte inicial, até aproximadamente 21.600 ciclos, houve um incremento de deslocamentos bem acelerado. A partir daí, os deslocamentos se desenvolveram a menores taxas, o que pode ser verificado pelo

trecho linear entre 21.600 ciclos e 243.000 ciclos. A partir desse ponto, novamente a estrutura apresentou um trecho em que os deslocamentos se aceleraram. Pode-se verificar ainda, pela Figura 6.3, que a medida em que se distancia do ponto de aplicação do carregamento, este acréscimo de deslocamentos se deu de uma maneira mais lenta. Como será discutido adiante nesse capítulo, esse comportamento se deveu à quebra dos grãos de brita, particularmente mais intensa sob a área carregada.

Da mesma maneira que no ensaio sem reforço, pôde-se obter o perfil de deslocamentos verticais, conforme mostra a Figura 6.4. Para tanto, foram escolhidos três instantes da curva deformação vs nº de ciclos deste ensaio (Figura 6.3), a saber: 21.600 ciclos, 256.000 ciclos e 282.600 ciclos de carregamento. Observa-se que no momento em que se interrompeu o ensaio, o ponto que indicou inversão do sentido dos deslocamentos (de positivos para negativos) estava situado à aproximadamente 38cm do centro do carregamento.

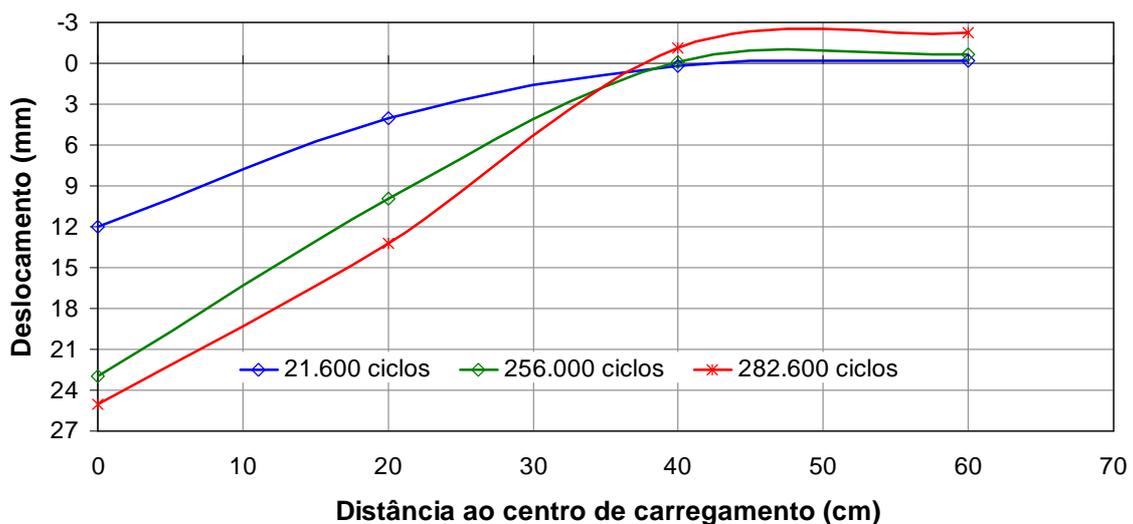


Figura 6.4 – Bacia de deslocamentos verticais em função do número de ciclos de carga – ensaio reforçado com geogrelha.

No ensaio realizado utilizando-se geotêxtil tecido como elemento de reforço, verificou-se também um acréscimo na vida útil do pavimento, dado em termos do número de ciclos de carregamento a que o pavimento foi submetido até que se chegasse ao critério de interrupção do ensaio. A Figura 6.5 mostra deslocamentos verticais do pavimento neste terceiro ensaio em função do número de ciclos de carregamento. Nesse ensaio, o número de ciclos de carga para o qual se alcançou o afundamento de 25mm foi de 85.044 ciclos, correspondentes a 23,6 horas de ensaio.

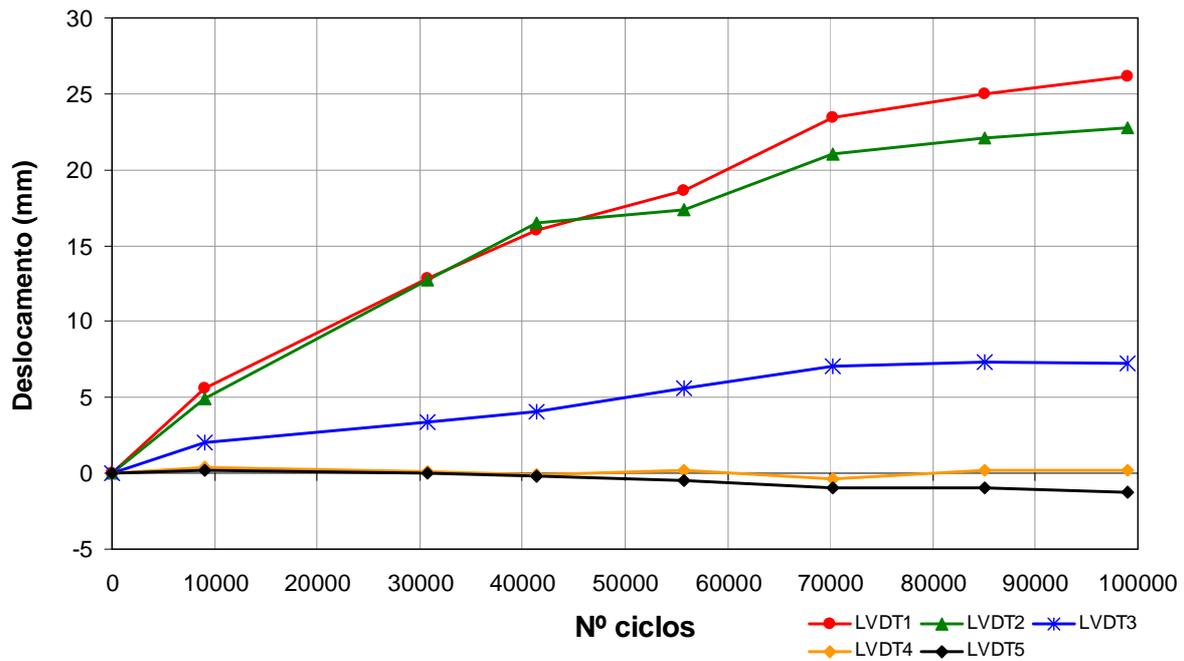


Figura 6.5 - Desenvolvimento dos deslocamentos verticais com o número de ciclos no terceiro ensaio (com geotêxtil).

O Fator de Eficiência para o caso com geotêxtil e uma trilha de roda de 25mm é igual a:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 85.044/30.720 \rightarrow F.E.F. \approx 2,8.$$

Ou seja, o pavimento reforçado com geotêxtil apresentou uma vida útil 2,8 vezes superior ao pavimento sem o reforço.

A Figura 6.6 ilustra o desenvolvimento da bacia de deslocamentos verticais durante a realização do ensaio com reforço geotêxtil para três pontos distintos: 30.720 ciclos, 55.800 ciclos e 85.044 ciclos de carregamento. Nota-se que o ponto no qual ocorreram deslocamentos nulos está distanciado de 40cm do centro do carregamento, valor muito próximo do encontrado no ensaio reforçado com geogrelha (38cm).

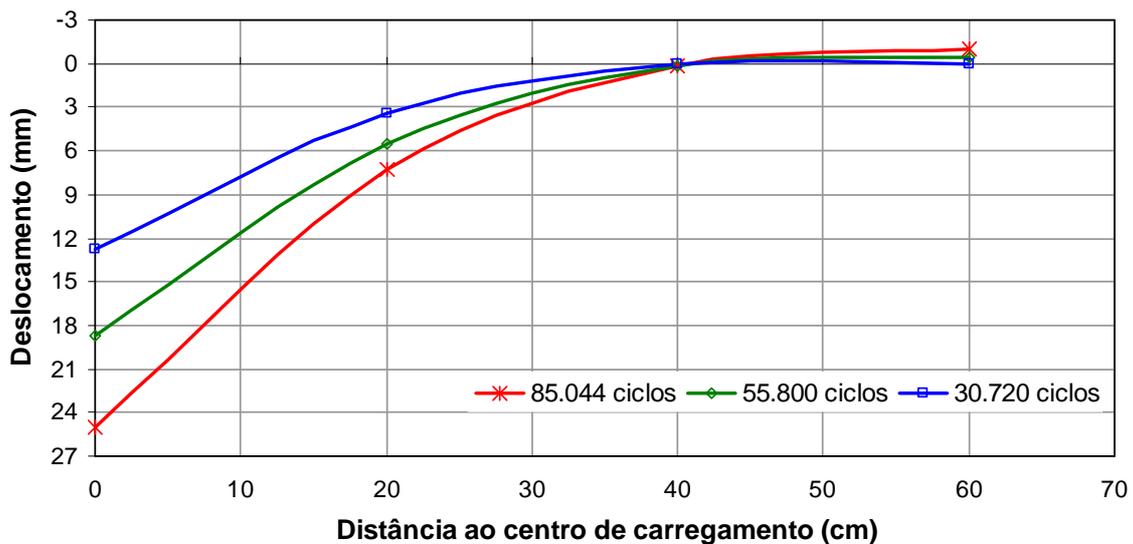


Figura 6.6 - Bacia de deslocamentos verticais – ensaio reforçado com geotêxtil.

Levando-se em conta o número de solicitações a que o pavimento foi sujeito até alcançar a trilha de roda de 25mm, pode-se concluir que o reforço com a geogrelha foi mais eficaz que o reforço com geotêxtil. Além de aumentar a vida útil, a presença do reforço fez com que as deformações superficiais ocorressem de forma mais lenta, se comparados com o pavimento não reforçado.

6.1.2 ANÁLISE DE TENSÕES TOTAIS

As tensões totais no interior do pavimento foram medidas utilizando-se células de tensões totais localizadas sob a vertical passando pelo centro da área carregada, sendo denominadas da seguinte maneira:

- Célula de Tensões 1 – 40cm abaixo da interface entre a camada de base de brita e o subleito.
- Célula de Tensões 2 – 20cm abaixo da interface entre a camada de base de brita e o subleito;
- Célula de Tensões 3 – Na interface entre a camada de base de brita e o subleito;

A Figura 6.7 ilustra os valores de tensões totais máximos registrados em função do número de ciclos de carregamento para o ensaio sem reforço.

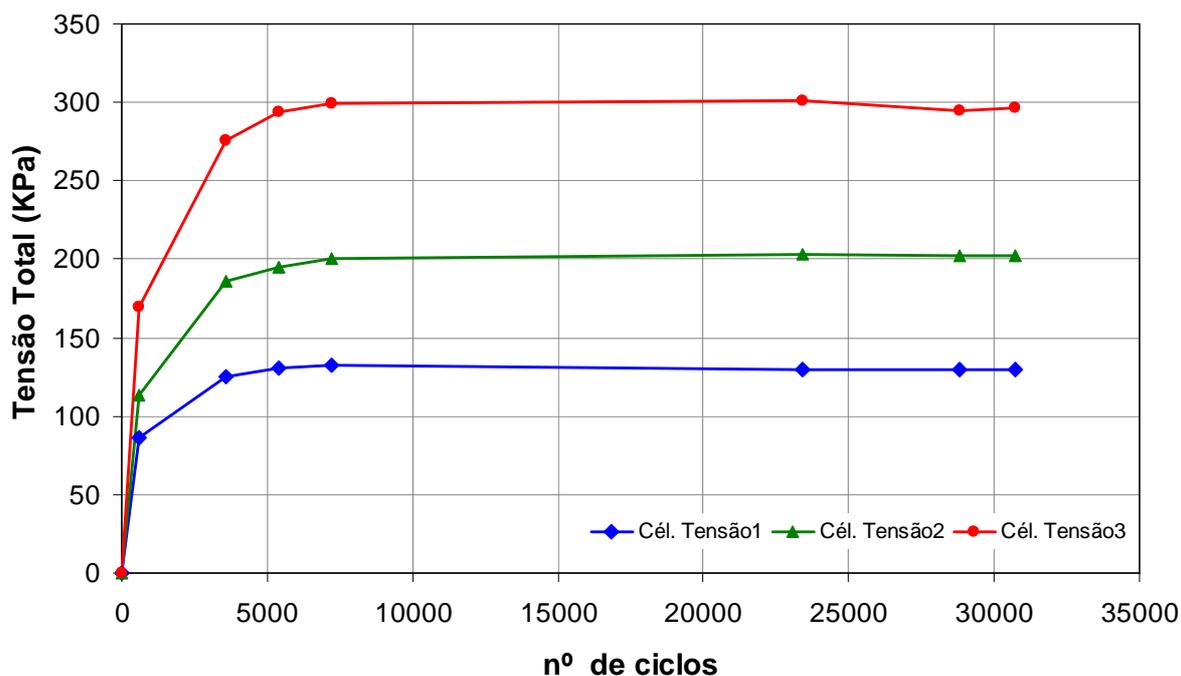


Figura 6.7 – Tensões totais máximas no ensaio sem reforço versus número de ciclos de carregamento.

Verifica-se pela Figura 6.7 que as tensões aumentaram a taxas bem elevadas no início do ensaio (até 3.600 ciclos); a partir deste ponto, as tensões crescem de forma mais amena até que, a partir de cerca de 7.200 ciclos, elas se mantiveram praticamente constantes até o fim do ensaio. Esse comportamento é coerente com os valores de deslocamentos superficiais encontrados no ensaio sem reforço padrão, já que estes também tiveram taxas de crescimento diferenciadas próximas do mesmo número de ciclos de carregamento, como comentado no item anterior.

A Figura 6.8 mostra como as tensões totais progrediram com a aplicação das cargas, em três profundidades distintas. Nota-se que à medida que o número de ciclos de cargas aumenta, a diferença entre as tensões totais registradas nas profundidades especificadas também aumenta. No momento em que o ensaio foi paralisado, a tensão total registrada na interface entre subleito e base foi de aproximadamente 300kPa e a 40 cm de profundidade, a tensão total era de 130kPa, ou seja, uma diferença de 270kPa. Já no início do ensaio, com 600 ciclos de carga, a tensão total a 40cm de profundidade era de 86kPa e no topo do subleito era de 170kPa, ou seja, uma diferença de 84kPa nos mesmos 40 cm de solo compactado. Esse aumento do “gradiente” de tensões gera o acúmulo contínuo de deformações permanentes no interior do pavimento.

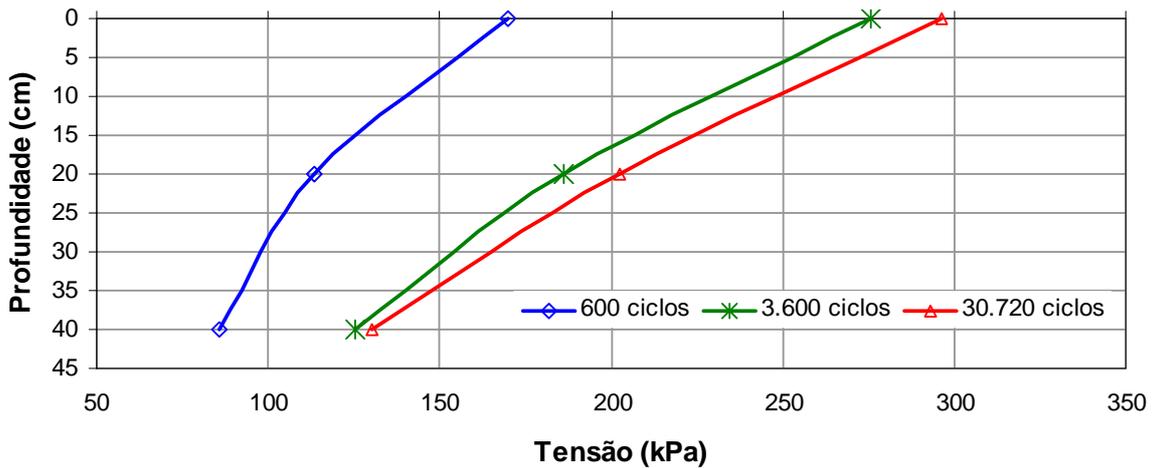


Figura 6.8– Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço.

No ensaio dois, realizado com a geogrelha como reforço, verificou-se um comportamento no desenvolvimento das tensões totais semelhante ao que foi notado para os deslocamentos superficiais, conforme indica a Figura 6.9. No trecho inicial de carregamento, até cerca de 20.000 ciclos, observaram-se taxas de crescimento das tensões totais mais elevadas. Deste ponto em diante, até cerca de 240.000 ciclos, também em conformidade com o comportamento apresentado pelos deslocamentos superficiais, a estrutura se deformou de forma mais amena. Porém, após este número de solicitações, as tensões também voltaram a crescer a taxas relativamente mais elevadas, certamente associadas às quebras de grãos de brita. Após esse fenômeno, a base atingiu um novo arranjo estrutural, um novo “entrosamento entre os grãos”, de tal forma que as tensões totais voltaram a crescer a taxas menores.

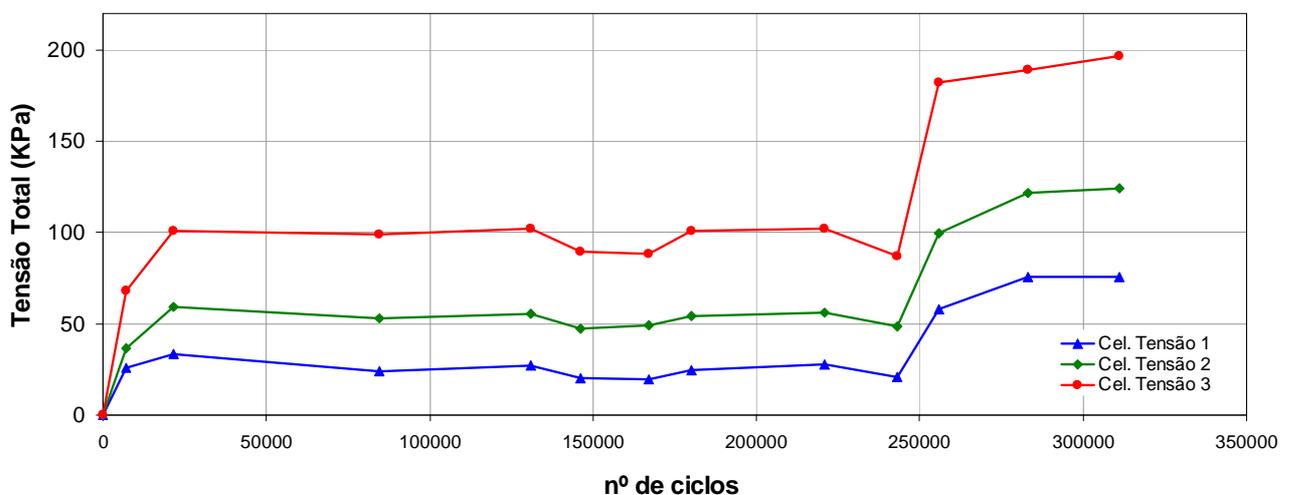


Figura 6.9 - Tensões totais no ensaio reforçado com geogrelha, ao longo do tempo.

A partir da Figura 6.9, escolheram-se três instantes específicos do ensaio (7.200, 221.000 e 282.600 ciclos) para a análise do desenvolvimento de tensões com a profundidade. A Figura 6.10 ilustra as curvas de tensões para estes ciclos de carga. Nota-se que, em comparação com o ensaio não reforçado, que os níveis de tensão diminuíram significativamente. Tomando como exemplo o nível de tensões totais registrados no momento em que os ensaios foram paralisados, o ensaio não reforçado apresentou um valor de tensão total de 300kPa na interface entre base e subleito, enquanto que o ensaio reforçado com a geogrelha apresentou um nível de tensões 40% inferior (180kPa), para um numero de ciclos de carregamento quase dez vezes maior.

As diferenças de tensões entre a interface base/subleito e as registradas a 40cm de profundidade também se reduziram. Também tomando como exemplo o momento em que os ensaios foram paralisados, enquanto esta diferença de tensões foi de cerca de 170kPa no caso sem reforço, para o ensaio reforçado com a geogrelha esta diferença foi de 115kPa (190kPa na superfície e 75kPa a 40 cm de profundidade), indicando dessa forma também um menor gradiente de distribuição de tensões verticais ao longo da profundidade.

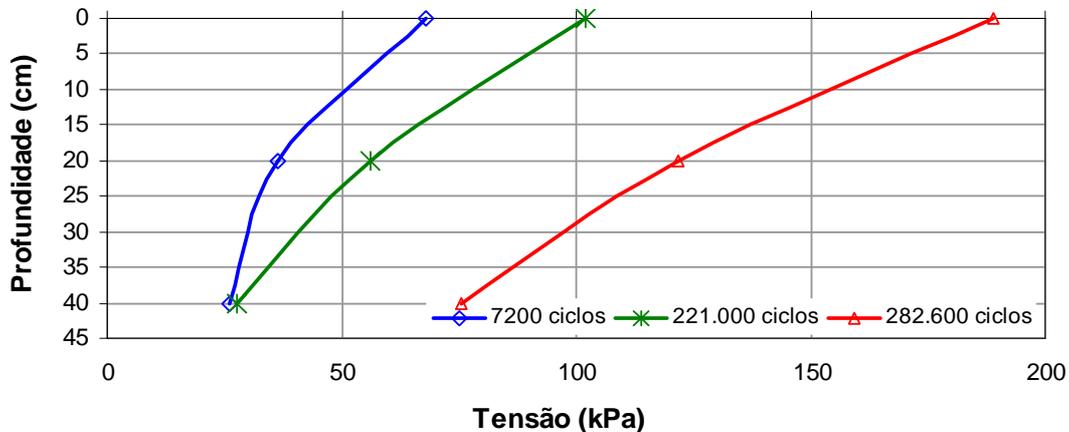


Figura 6.10 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha.

No que se refere ao ensaio reforçado com geotêxtil tecido, analisando-se a Figura 6.11, verifica-se um comportamento parecido com o ensaio não reforçado no que diz respeito ao desenvolvimento das tensões totais ao longo do ensaio. No trecho inicial de aplicação das cargas, as tensões aumentaram a taxas mais elevadas (até cerca de 27.000 ciclos) e, a partir deste ponto, se mantiveram praticamente constantes até o fim do ensaio. Esse comportamento das tensões totais também é coerente com o comportamento dos deslocamentos superficiais,

já que estes também cresceram de forma mais acelerada até aproximadamente 40.000 ciclos e, a partir deste ponto, cresceram a taxas relativamente menores. No instante em que o ensaio foi paralisado, o nível de tensões totais na interface base/subleito era de 225kPa.

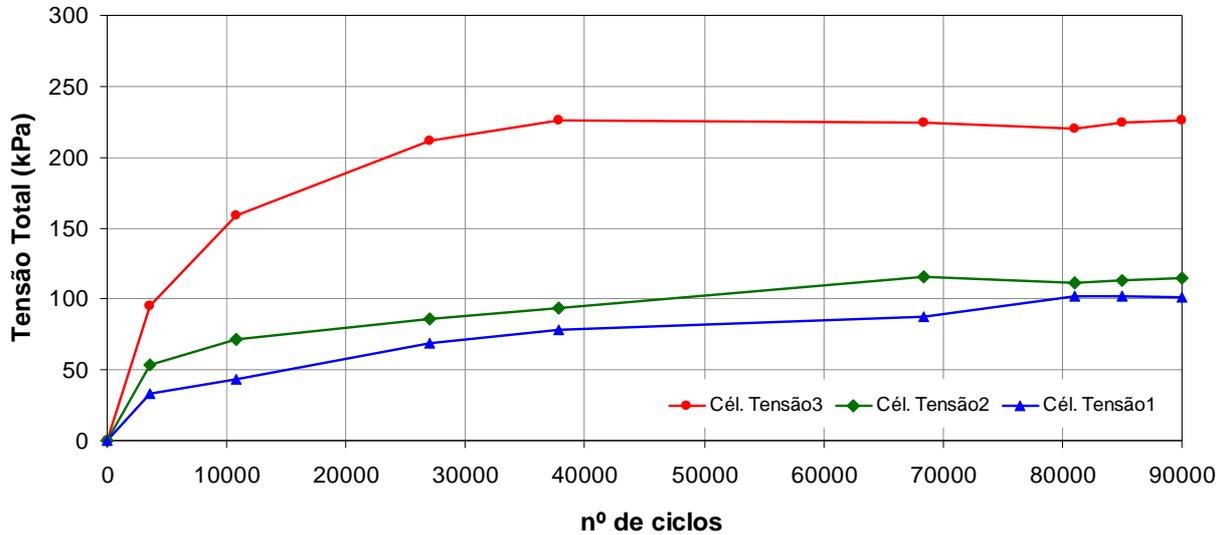


Figura 6.11 - Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil, ao longo do tempo.

A Figura 6.12 apresenta as tensões totais em três profundidades e em três momentos distintos de ensaio para o caso com reforço geotêxtil.

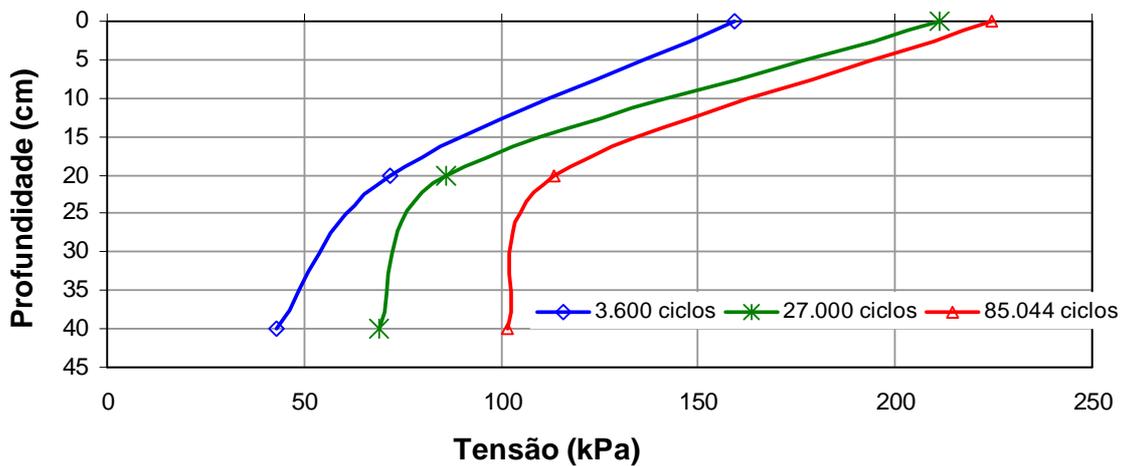


Figura 6.12 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil.

Comparando-se estes valores com os dos ensaios anteriores, nota-se que o pavimento reforçado com geotêxtil teve um comportamento intermediário entre o ensaio sem reforço e o reforçado com a geogrelha. Tomando-se como referência as tensões totais no momento em

que se atingiu o critério de interrupção do ensaio, os valores encontrados na interface base/subleito foram de 200kPa para o ensaio com geogrelha, 225kPa para o ensaio com geotêxtil e 300kPa para o ensaio sem reforço.

Além disso, os gradientes de tensões totais existentes entre o ponto mais superficial e o ponto localizado a 40cm de profundidade, tiveram a seguinte tendência: 125kPa para o ensaio com geogrelha, 125kPa para o caso com geotêxtil e 170kPa para o ensaio não reforço.

6.1.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS

Para a medição das deformações no interior do pavimento, foram utilizados três extensômetros elétricos instalados no sentido vertical, sob o centro da área carregada, e em três profundidades distintas. O extensômetro 1 foi instalado a 40cm da interface base-subleito, o extensômetro 2 foi instalado a 20cm abaixo dessa interface e o extensômetro 3 sobre a interface base-subleito.

Um aspecto importante a ser comentado diz respeito aos medidores de deformações (extensômetros elétricos) utilizados nos ensaios de carregamento cíclico. Em todos os ensaios (nos dois com reforço e no sem reforço geossintético), os extensômetros instalados em posição horizontal para medição das deformações apresentaram deformações nulas. Apesar de tentativas de aumento da área de contato do instrumento, muito provavelmente, devido à sua elevada rigidez em relação à do solo circundante, eles não conseguiram fornecer tais deformações. Em função disto, serão apresentados nos gráficos dos ensaios os resultados de apenas três extensômetros, todos posicionados verticalmente.

A Figura 6.13 mostra a progressão das deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço padrão. Pela análise dessa figura, verifica-se que a partir de 12.000 ciclos as deformações permanentes passaram a crescer mais rapidamente. Nota-se que o módulo das deformações permanentes acumuladas foi consideravelmente pequeno, haja visto que a maior deformação acumulada foi da ordem de $3.100\mu\text{m/m}$, o que equivale a apenas 0,3%. Para este ensaio, a amplitude máxima do valor de deformação se deu no início do carregamento, chegando ao patamar de $3.500\mu\text{m/m}$, porém sem que ocorresse, neste momento, deformações permanentes significativas.

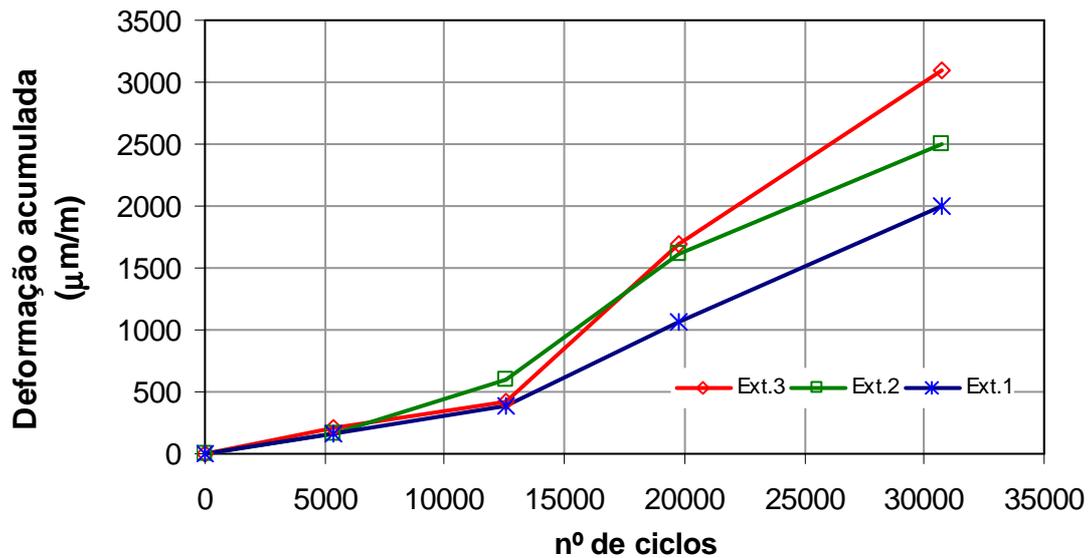


Figura 6.13 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço.

Ainda pela Figura 6.13, verifica-se que a região mais profunda (extensômetro 1) sofreu deformações permanentes bem menores do que as duas camadas superiores (extensômetros 2 e 3). Enquanto as deformações foram da ordem de $3.100\mu\text{m}/\text{m}$ na região do extensômetro 1, no extensômetro 2 foram de $2500\mu\text{m}/\text{m}$ e, na região do extensômetro 3, estas deformações foram de pouco mais de $2.000\mu\text{m}/\text{m}$ (33% menores em relação ao extensômetro 3).

A Figura 6.14 mostra as deformações permanentes acumuladas para o caso do ensaio padrão reforçado com geogrelha. Em comparação com o ensaio sem reforço, nota-se uma clara diminuição das deformações com o decorrer do ensaio, haja visto que, enquanto no ensaio sem reforço estas deformações alcançaram valores máximos de $3.100\mu\text{m}/\text{m}$, no ensaio reforçado com a geogrelha estes valores caíram para $1.200\mu\text{m}/\text{m}$, o que representou uma redução de cerca de 60%.

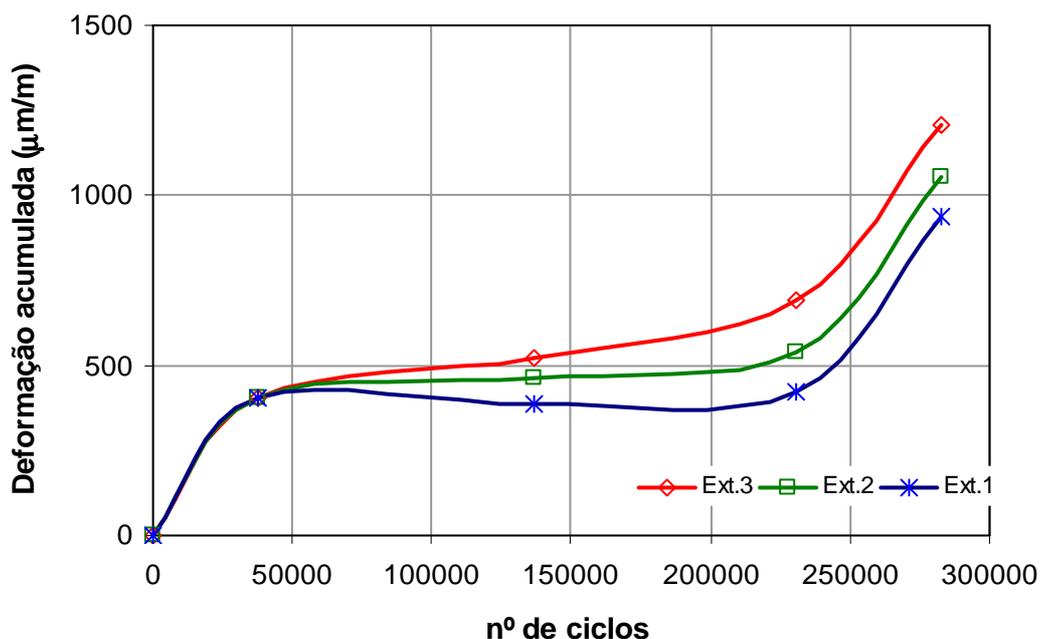


Figura 6.14 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha.

Até 30.000 ciclos de carregamento, as deformações permanentes acumuladas cresceram de forma mais acelerada e, deste ponto em diante, esse aumento foi menor. Isto ocorreu muito provavelmente em função do aumento da rigidez (resiliência) da base provocado pela repetição de das cargas. Para este ensaio, a amplitude máxima encontrada nos valores de deformação foi de 1.500µm/m; contudo, este valor foi verificado logo no início do carregamento e sem que ocorressem deformações permanentes significativas.

Pela Figura 6.14, verifica-se que a região mais profunda sofreu deformações permanentes menores em comparação com as regiões superiores, como era de se esperar. Enquanto nas regiões dos extensômetros 3 e 2 as deformações foram da ordem de 1.200µm/m e 1050µm/m, respectivamente, na região de instalação do extensômetro 1 estas deformações foram de 930µm/m.

As deformações permanentes obtidas durante o ensaio reforçado com geotêxtil são apresentadas na Figura 6.15. Nota-se que, em relação ao ensaio sem reforço, houve uma queda no valor das deformações registradas em quase 70%, uma vez que as deformações máximas para este ensaio foram de 960 µm/m e no ensaio sem reforço foram de 3.100µm/m.

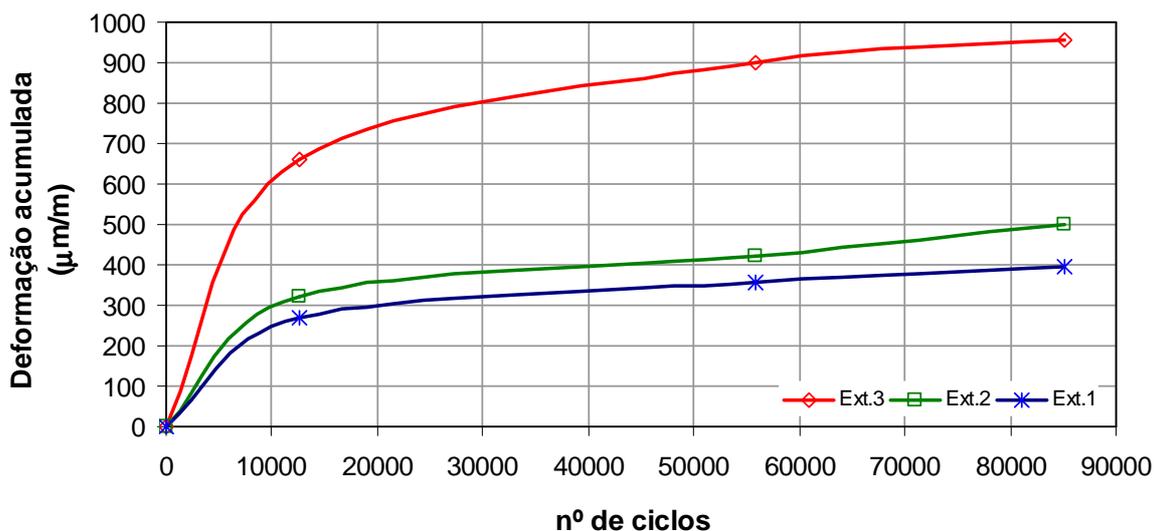


Figura 6.15 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil.

Em função do aumento de rigidez do pavimento, que por sua vez é decorrente da aplicação das cargas cíclicas, as deformações permanentes acumuladas cresceram rapidamente até cerca de 13.000 ciclos de carregamento e, deste ponto em diante, cresceu de forma mais branda até o final do ensaio. A amplitude máxima de deformações nesse ensaio foi de 1.200µm/m; contudo, da mesma forma que ocorreu nos ensaios anteriores, esse valor ocorreu na fase inicial de ensaio e sem que ocorressem deformações plásticas permanentes relevantes.

Por último, nota-se pela Figura 6.15 que na região de instalação do extensômetro 3 as deformações foram da ordem de 960µm/m e na região do extensômetro 2 de 500µm/m (48% inferior). Na região de instalação do extensômetro 1 estas deformações foram de 400µm/m (58% inferiores).

6.1.4 ANÁLISE DE TEMPERATURA

Três termopares foram instalados no interior do solo de subleito para que se tivesse uma noção de gradientes de temperatura ao longo do ensaio. Um foi instalado na interface base/subleito (Termopar 3), um 20cm abaixo deste ponto (Termopar 2) e outro a 40cm abaixo desta mesma interface (Termopar 1).

A variação da temperatura ao longo dos ensaios sem reforço, reforçado com geogrelha e reforçado com geotêxtil é mostrada pela Figura 6.16, Figura 6.17 e Figura 6.18.

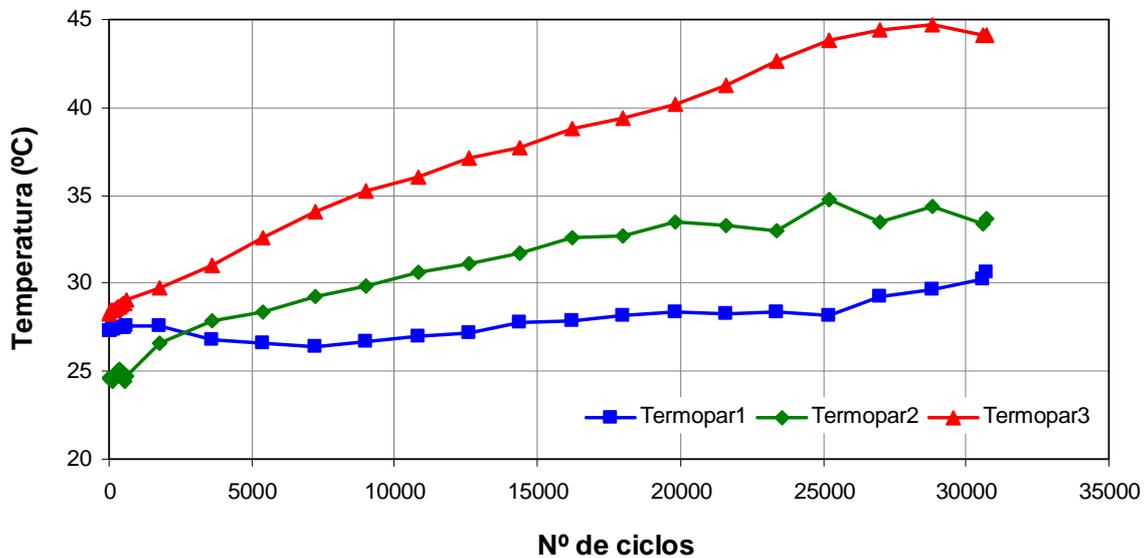


Figura 6.16 – Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço.

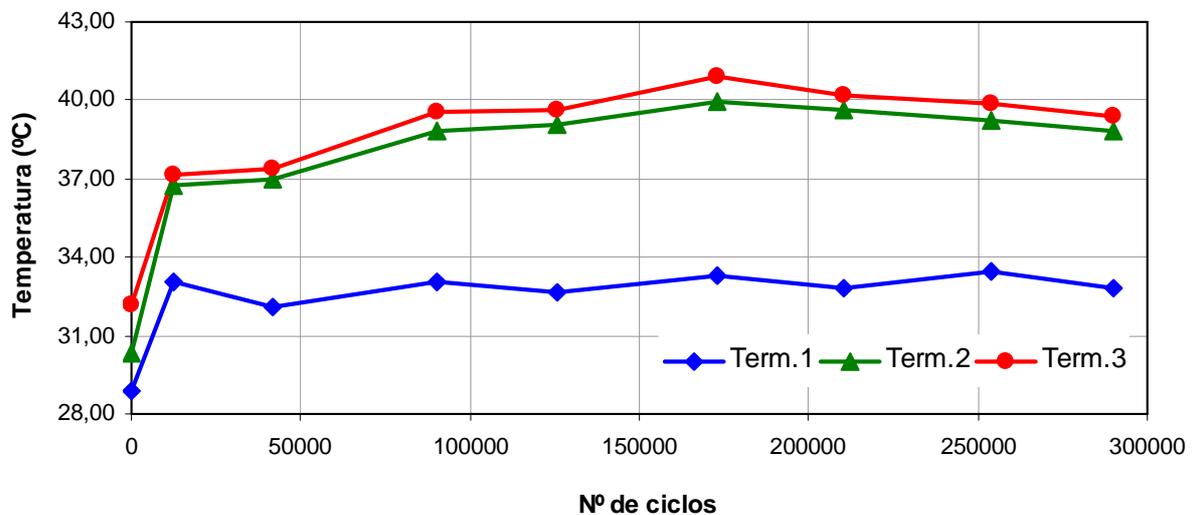


Figura 6.17 – Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha.

Valores elevados de temperatura (acima de 40°) foram observados nos três ensaios realizados. Isto ocorreu muito provavelmente em função do atrito da haste metálica do termopar com o solo circundante devido ao carregamento cíclico.

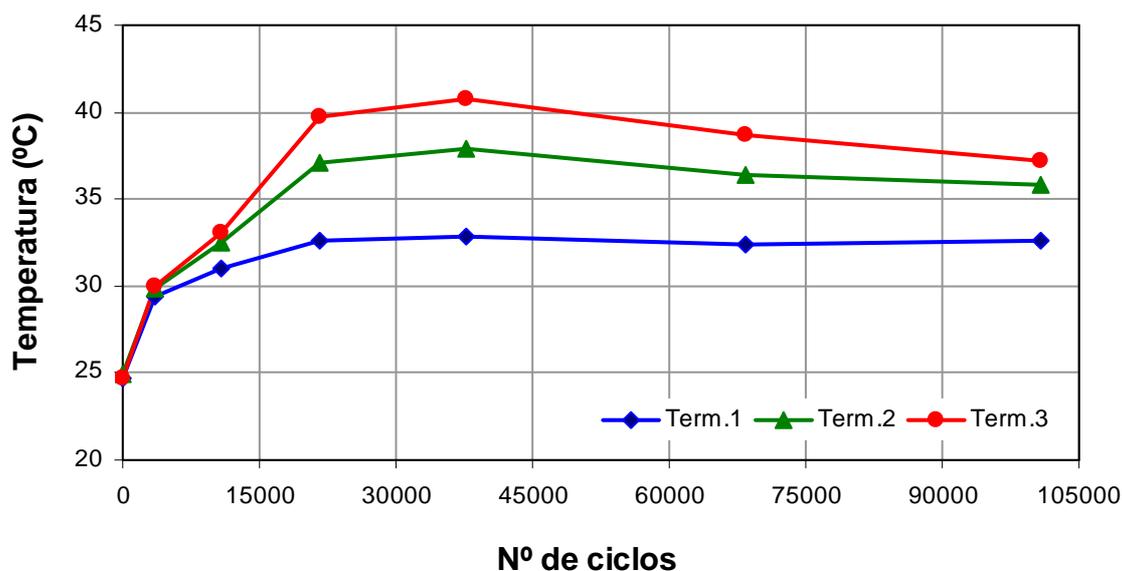


Figura 6.18 – Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil.

6.2 ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO APÓS A PRIMEIRA RESTAURAÇÃO SUPERFICIAL

Depois de se atingir o afundamento superficial de 25mm, foi executada o que se denominou neste trabalho de restauração superficial da base. Esta restauração consistiu basicamente da recomposição da brita localizada na região afundada devido à aplicação das cargas. Feita esta recomposição, religou-se novamente o sistema hidráulico e cargas cíclicas foram novamente impostas ao pavimento.

Na restauração foram adotados os mesmos parâmetros de densidade, umidade e energia de compactação utilizados nos ensaios anteriores. Estes ensaios serviram para se investigar uma prática bastante comum na engenharia brasileira que é o “tapa buracos”, em que se faz apenas uma restauração da região rompida e volta-se carregar o pavimento pela ação do tráfego.

Cabe salientar que, nos ensaios de carregamento cíclico executados após uma restauração da brita de base, não houve a retirada do restante dos solos e nem da instrumentação já instalada sendo, portanto, adotados nestes estes ensaios os mesmos arranjos de instrumentação, já comentados.

6.2.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS

Seguindo-se com o critério de interrupção dos ensaios como sendo um afundamento superficial de 25mm, mediu-se por meio dos LVDT's o desenvolvimento dos deslocamentos verticais permanentes ao longo do tempo. A Figura 6.19 mostra o progresso destes deslocamentos para o ensaio realizado sem reforço geossintético, após a restauração da superfície da camada de brita.

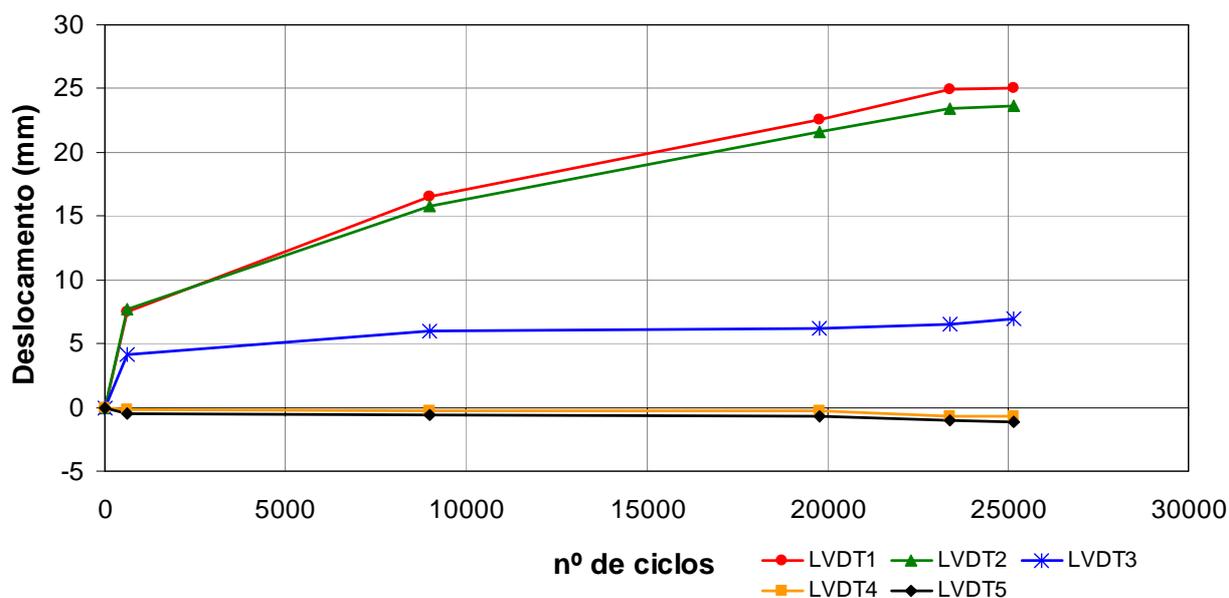


Figura 6.19 – Deslocamentos verticais no decorrer do ensaio sem reforço, após uma restauração.

Neste primeiro ensaio, o pavimento chegou à trilha de roda limite após a aplicação de 25.164 ciclos de carregamento, o equivalente à cerca de 7 horas de aplicação de cargas. Analisando a Figura 6.19, pode-se notar um acréscimo de deformações bem acelerado logo no início do ensaio, até cerca de 600 ciclos. Cerca de 31% da deformação total (7,7mm) ocorreu nesta fase inicial. Uma das hipóteses para este fato seria que a de que a estrutura como um todo poderia estar se “rearranjando”, ou seja, buscando um melhor entrosamento entre os grãos. A partir deste ponto, as deformações continuaram aumentando, porém em um ritmo relativamente menor, até que se chegasse aos 25mm de afundamento.

No que diz respeito à bacia de deslocamentos superficiais, a Figura 6.20 ilustra como o pavimento se deformou em função da distancia do centro do carregamento. Para tanto, a partir

da Figura 6.19, escolheram-se três instantes que foram característicos para se conseguir tais resultados (600 ciclos, 9.000 ciclos e 25.164 ciclos de carregamento).

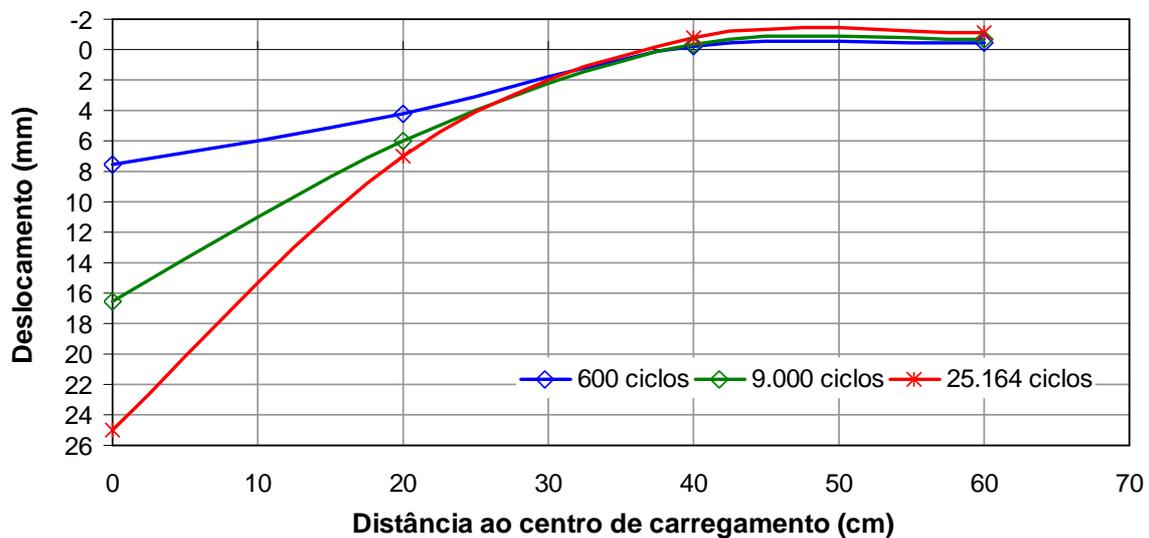


Figura 6.20 - Bacia de deslocamentos verticais – ensaio sem reforço após uma restauração.

Comparando-se o número de ciclos que o pavimento resistiu até alcançar o afundamento de 25mm entre o ensaio padrão e o ensaio com uma restauração, ambos sem reforço, houve uma redução de quase 20% neste número. Isto mostra que mesmo que sejam seguidos os mesmos critérios de construção de um pavimento rodoviário, em função principalmente do desgaste dos materiais, a vida útil do pavimento restaurado é significativamente reduzida. Ainda comparando-se os mesmos ensaios, verifica-se um aumento dos deslocamentos “negativos”, que representam o soerguimento de uma porção de solo. O ponto a partir do qual tais deslocamentos começaram a ocorrer também foi deslocado, já que no ensaio padrão ele se situou a 48cm do centro de carregamento e no ensaio com uma restauração, esse ponto se situou a aproximadamente 40cm.

No segundo ensaio, com a utilização da geogrelha como reforço, verificou-se que a recomposição da brita também reduziu a vida útil do pavimento, uma vez que após 210.906 ciclos de carregamento o pavimento chegou a 25mm, contra 282.600 ciclos do ensaio padrão, o que representa uma queda de 25%. A Figura 6.21 ilustra os valores de deslocamentos superficiais registrados pelos LVDT's ao longo do ensaio.

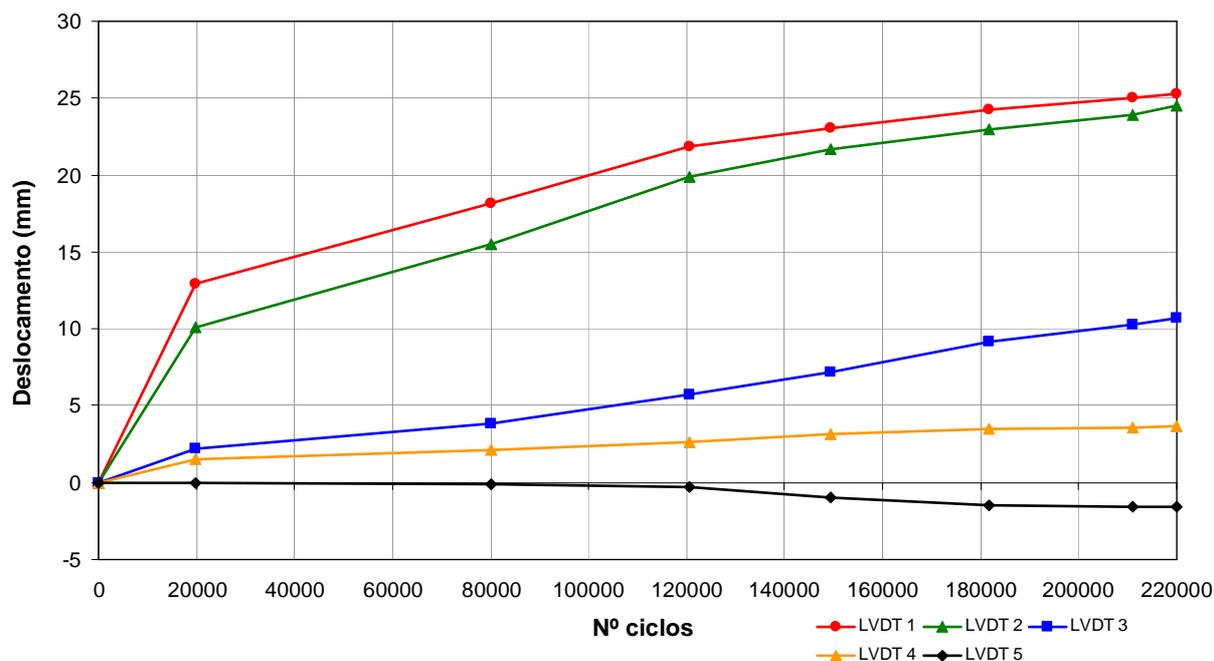


Figura 6.21 – Deslocamentos verticais versus número de ciclos para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.

De maneira análoga ao que foi feito no ensaio padrão, pode-se calcular qual foi a eficiência do reforço geossintético, no caso a geogrelha, em relação ao ensaio não reforçado, por meio do Fator de Eficiência (F.E.F.). Nesse caso, tem-se:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 210.906/25164 \rightarrow F.E.F. \approx 8,4.$$

Em relação ao ensaio padrão, verifica-se que a eficiência do reforço (geogrelha) diminuiu um pouco com a restauração da brita (de 9,2 no ensaio padrão para 8,4 no ensaio com uma restauração), provavelmente em parte por causa da quebra de grãos do material de base. Contudo, quando comparado com a seção sem reforço, verifica-se uma vida útil 8,4 vezes superior no caso do pavimento reforçado.

A Figura 6.22 ilustra a bacia de deslocamentos superficiais no ensaio com geogrelha para três números ciclos de carregamento distintos: 19.800, 120.600 e 210.906 ciclos de carregamento.

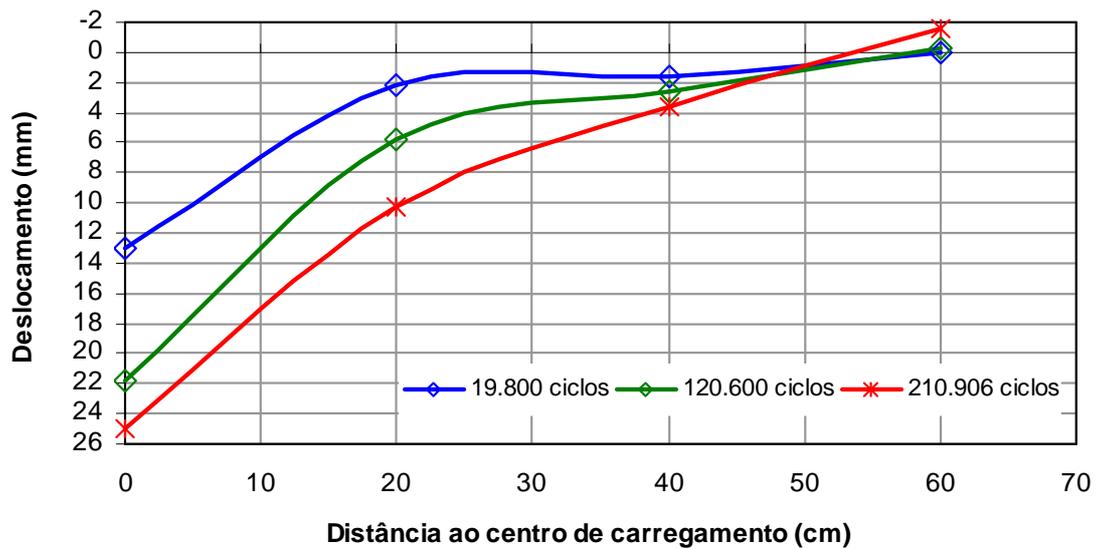


Figura 6.22 – Bacia de deslocamentos superficiais para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.

Comparando-se estes resultados com os obtidos no ensaio padrão, verifica-se que houve um ligeiro deslocamento do ponto a partir do qual ocorrem deslocamentos “negativos” no pavimento; ou seja, a região em que ocorre o afundamento devido a carga é superior no caso após restauração,. No ensaio padrão, este ponto se situou a cerca de 38cm do centro do carregamento, enquanto que no caso do ensaio restaurado este ponto se localizou a 54cm do centro da área carregada.

Da mesma forma que nos ensaios anteriormente comentados, depois de realizada a restauração da brita do ensaio reforçado com geotêxtil, aplicaram-se novamente cargas cíclicas ao pavimento. A Figura 6.23 ilustra a progressão dos deslocamentos superficiais permanentes decorrentes deste carregamento.

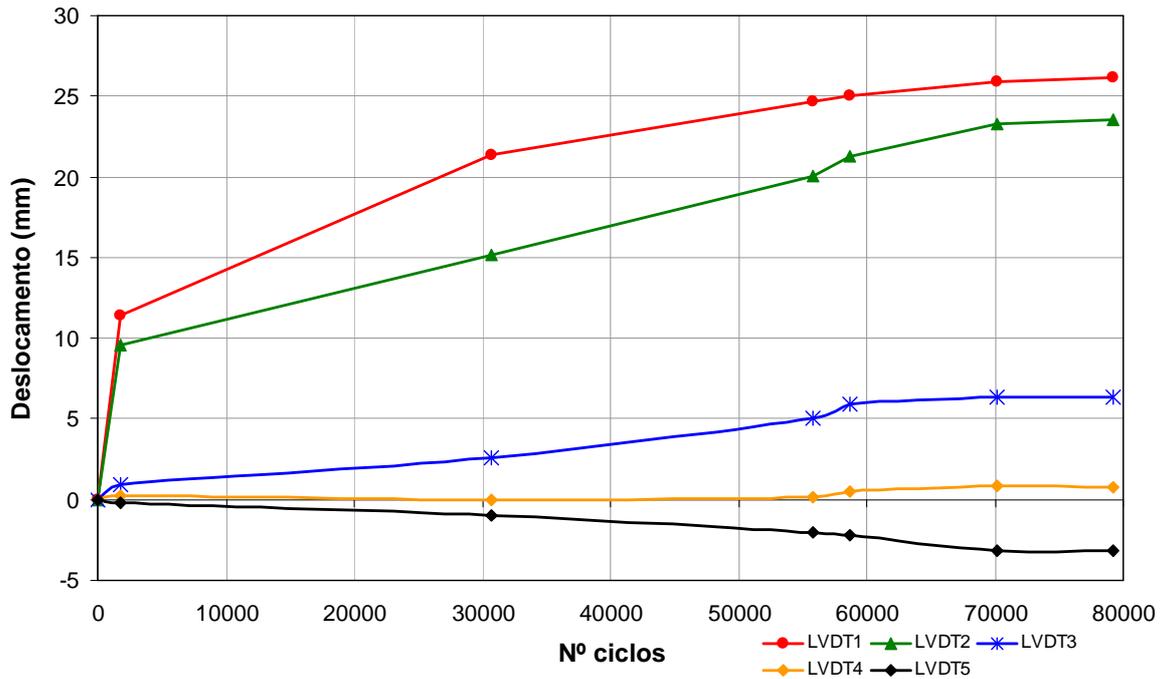


Figura 6.23 - Deslocamentos superficiais versus número de ciclos para o ensaio reforçado com geotêxtil após uma restauração.

Após a aplicação de 58.698 ciclos de cargas, o pavimento reforçado com geotêxtil alcançou a trilha de roda de 25mm. Neste caso, o Fator de Eficiência (F.E.F.) é dado por:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 58.698/25.164 \rightarrow \mathbf{F.E.F. \approx 2,3}.$$

Verifica-se que a restauração da brita, a exemplo do ensaio reforçado com geogrelha, alterou a eficiência do geotêxtil utilizado como elemento de reforço, já que o pavimento apresentou uma queda no valor de F.E. de 2,8 no ensaio padrão para 2,3 no caso restaurado. Contudo, a utilização do geotêxtil se mostra ainda capaz de aumentar a vida útil do pavimento em 230%, quando comparado com a seção sem reforço.

A Figura 6.24 mostra a bacia de deslocamentos permanentes superficiais do ensaio reforçado com geotêxtil após uma restauração. Pela análise da Figura 6.23, três instantes do ensaio foram escolhidos para efeito de análise da progressão das deformações ao longo do tempo, à saber: 1.800, 30.720 e 58.698 ciclos de cargas.

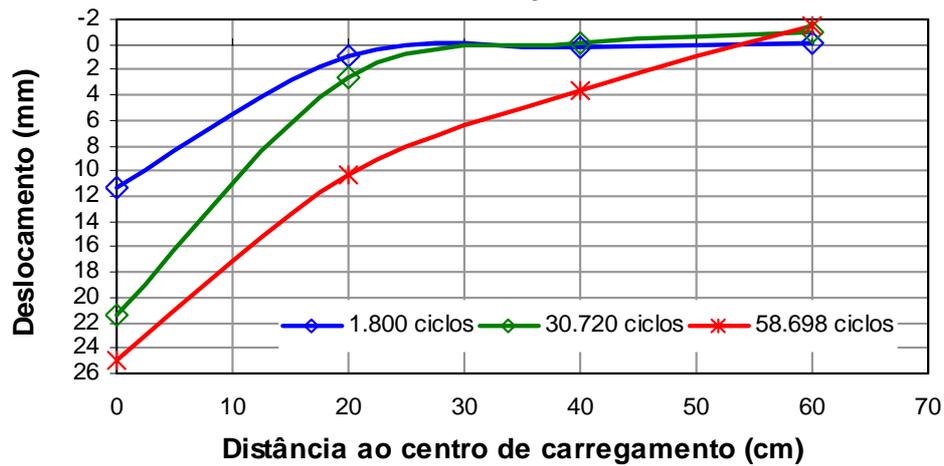


Figura 6.24 – Bacia de deslocamentos superficiais para o ensaio reforçado com geotêxtil após uma restauração.

O ponto a partir do qual ocorreram deslocamentos "negativos" se situou a 54cm do centro do carregamento, enquanto no ensaio padrão esta distancia foi de 40cm. Apesar do valor deste soerguimento do solo ter sido aproximadamente o mesmo do ensaio padrão, a translação deste ponto de deslocamento nulo indica que a restauração da brita também aumenta a região que sofre deformações permanentes devido ao carregamento.

6.2.2 ANÁLISE DE TENSÕES TOTAIS

A Figura 6.25 apresenta a progressão das tensões totais no interior do pavimento restaurado à medida que se aplicou o carregamento cíclico.

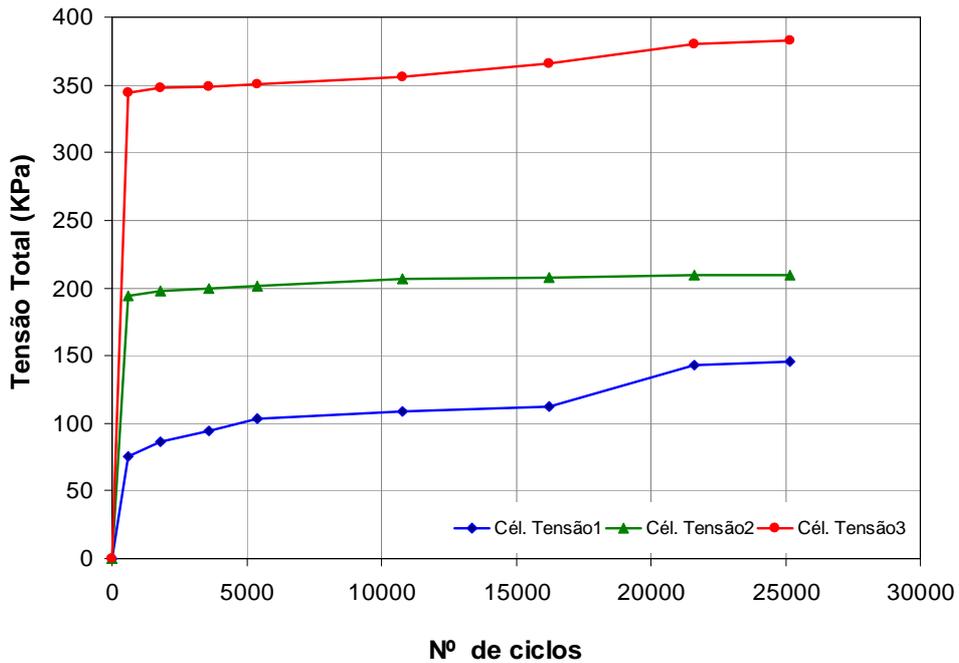


Figura 6.25 - Tensões totais no ensaio sem reforço ao longo do tempo, após uma restauração.

Em um período de tempo relativamente curto (600 ciclos), as tensões aumentaram consideravelmente. Estes resultados são coerentes com o observado para os deslocamentos permanentes neste ensaio. Novamente, uma das hipóteses mais prováveis para esse comportamento seria o dano do material de base, uma vez que a quebra dos grãos gera um novo entrosamento entre as partículas da brita.

A Figura 6.26 mostra a progressão das tensões totais com a aplicação do carregamento cíclico, dado em função da profundidade e em três instantes distintos do ensaio.

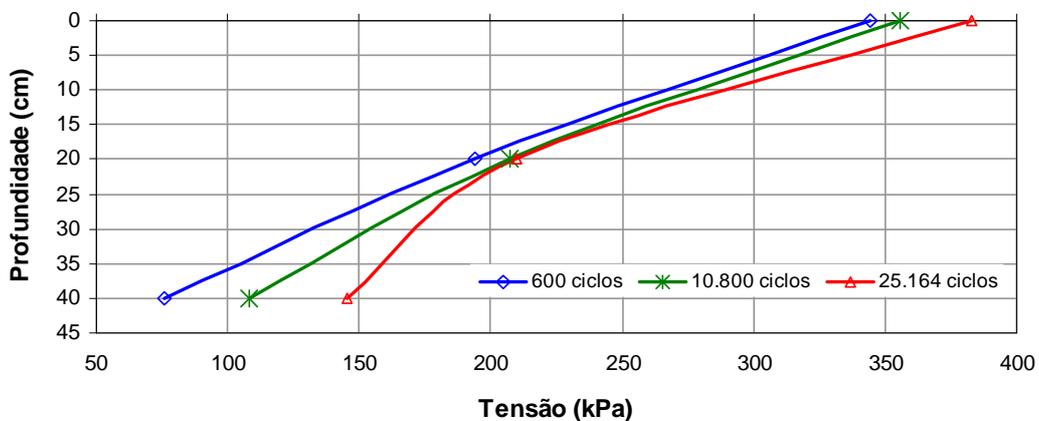


Figura 6.26 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço após uma restauração.

Verifica-se que a restauração da brita aumentou significativamente os valores de tensões totais no pavimento. Tomando como exemplo o instante em que o ensaio foi paralisado, o ensaio padrão alcançou, na interface entre base e subleito, um valor de 300kPa, enquanto que no caso restaurado o valor verificado foi de 385kPa no mesmo ponto.

Outra observação que pode ser feita a partir da Figura 6.26 se refere ao “gradiente de tensões” que foi gerado no interior do pavimento. No ensaio padrão, tomando-se novamente o momento de parada do ensaio, a diferença de tensões totais entre a interface base/subleito e o ponto mais profundo medido foi de 270kPa. Já no ensaio em que a brita foi restaurada uma vez, essa diferença foi de 235kPa, valores relativamente próximos entre si.

No ensaio reforçado com a geogrelha, as tensões totais se comportaram conforme indica a Figura 6.27, depois de realizada a restauração da brita. As tensões totais cresceram na fase inicial do ensaio (até cerca de 74.000 ciclos) e, deste ponto em diante, apresentaram poucas variações.

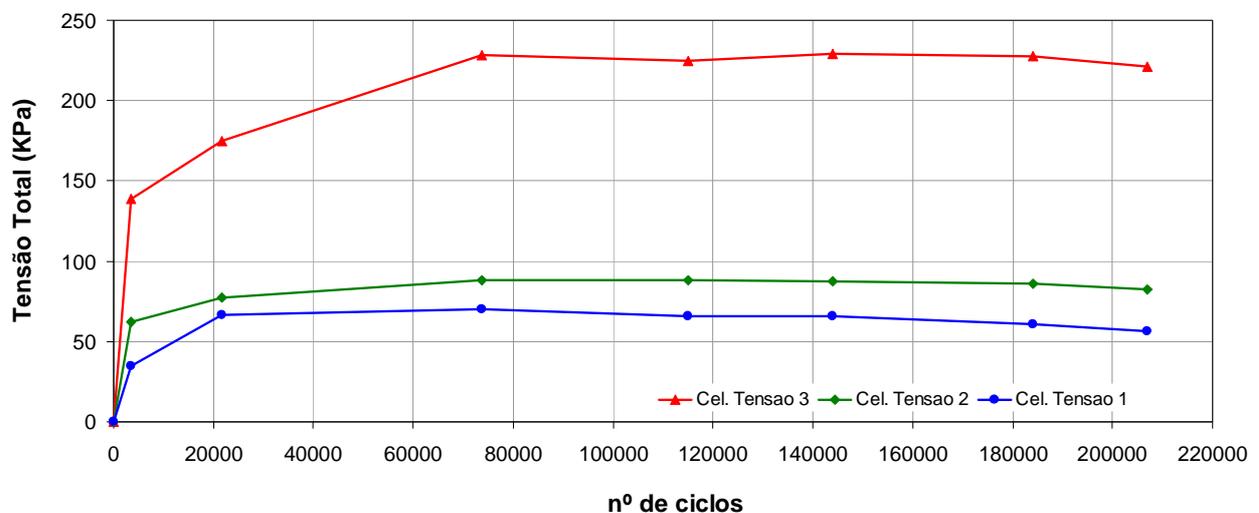


Figura 6.27 - Tensões totais no ensaio reforçado com a geogrelha após uma restauração.

Comparando-se o ensaio restaurado com o ensaio padrão, ambos reforçados com a geogrelha, verifica-se que o ensaio padrão atingiu um valor de tensão normal na interface base-subleito ao final do ensaio de menos de 200kPa, enquanto que no ensaio restaurado este valor foi de 230kPa .

Com relação ao aumento das tensões totais ao longo da profundidade, a Figura 6.28 ilustra de que maneira essa progressão ocorreu. Comparando-se com o ensaio sem reforço restaurado uma vez, a tensão total indicada no ponto mais superficial, no momento de parada do ensaio, foi de 385kPa, enquanto que no reforçado com a geogrelha, também restaurado, foi de 230kPa.

Porém, comparando-se este valor com o encontrado no mesmo ponto no ensaio padrão, no momento de parada do ensaio, o valor do ensaio padrão foi inferior (cerca de 200kPa).

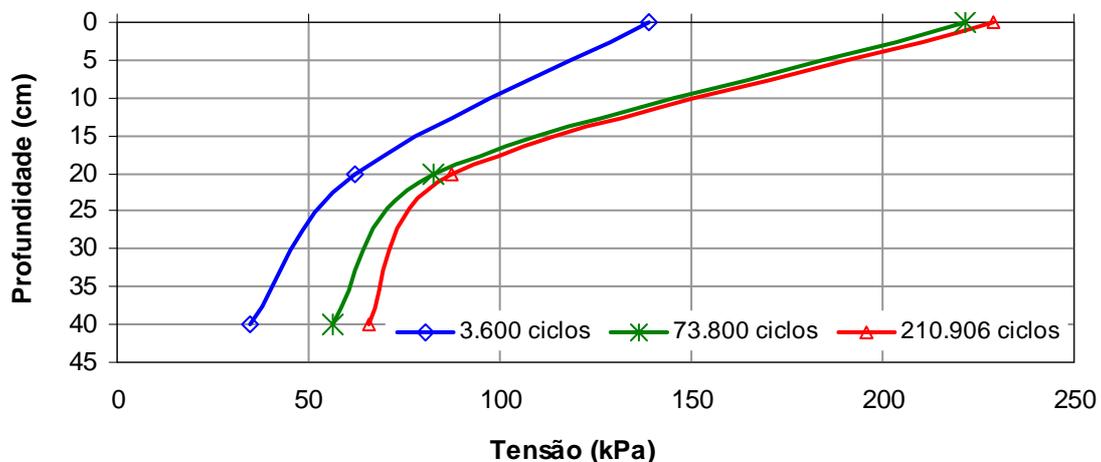


Figura 6.28 – Variação das tensões totais com a profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.

O “gradiente de tensões” formado no interior do pavimento também deve ser considerado. Comparando-se com o ensaio padrão, esta diferença de tensões totais entre o ponto mais superficial medido e o mais profundo (40cm) foi significativa. No ensaio reforçado padrão, verificou-se uma diferença de 125kPa e, no ensaio reforçado restaurado, de 170kPa.

O comportamento das tensões ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil, após uma restauração da brita de base, foi semelhante ao apresentado no ensaio padrão (Figura 6.29). Contudo, a maior diferença se deu no valor de tensão ao final do ensaio. No caso padrão, esse valor foi de 225kPa e no ensaio restaurado foi de 270kPa, ou seja, a restauração superficial de um pavimento já desgastado aumentou o nível de tensões totais no contato da base com o subleito em 20%.

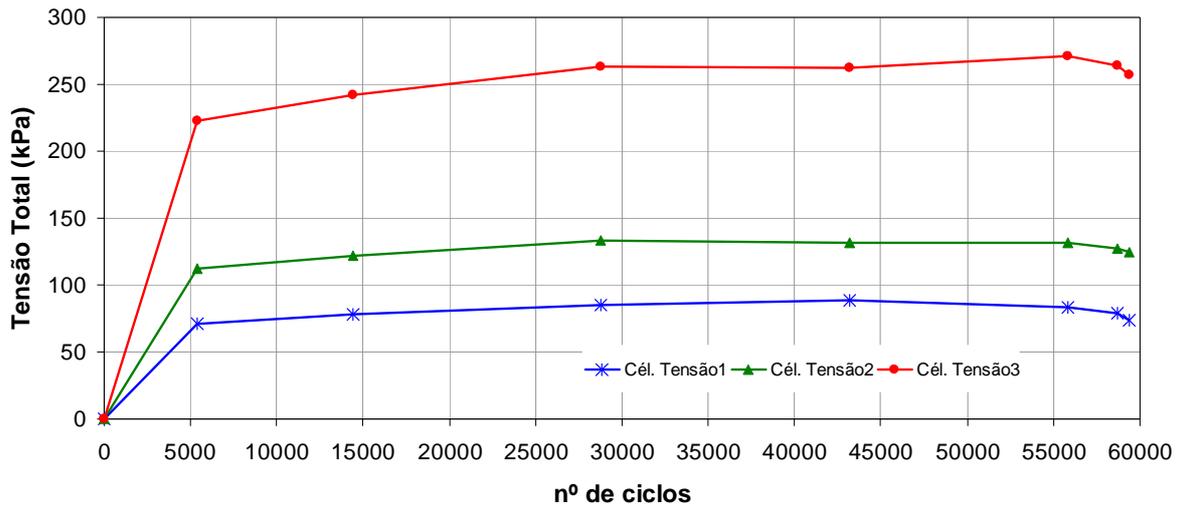


Figura 6.29 - Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil após uma restauração.

A variação das tensões totais com a profundidade é mostrada na Figura 6.30. Comparando-se o nível de tensões máximo encontrado nesse caso com o do ensaio sem reforço restaurado, verifica-se uma diferença significativa: 385kPa no caso sem reforço enquanto que no caso reforçado com geotêxtil foi de 270kPa. Ou seja, no ensaio sem reforço, a diferença entre as tensões totais máximas entre as camadas 1 e 3 foi bem superior do que esta mesma diferença no caso de ensaio reforçado com geotêxtil.

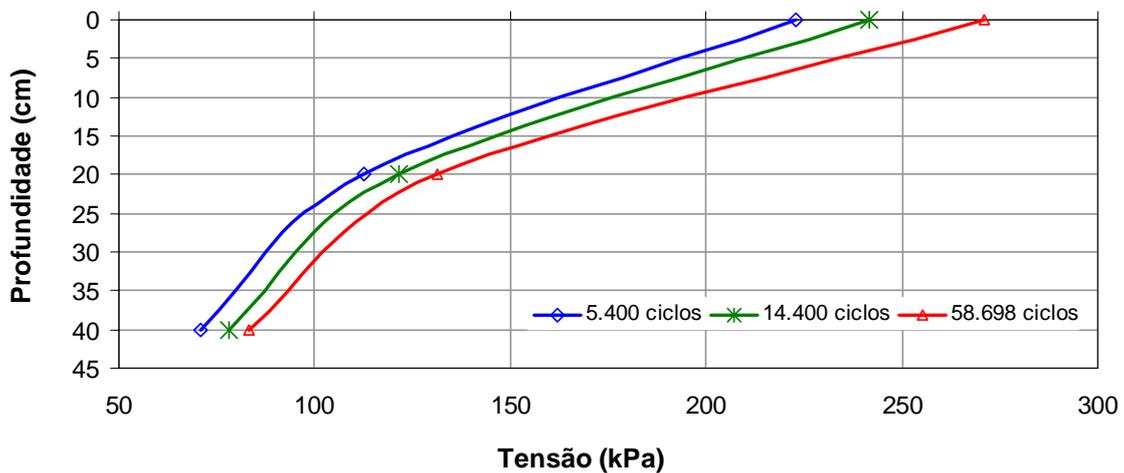


Figura 6.30 - Tensões totais versus profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil após uma restauração.

6.2.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS

A Figura 6.31 ilustra o crescimento das deformações permanentes com o decorrer da aplicação do carregamento para o ensaio sem reforço, após uma restauração da brita. Percebe-se que estas deformações cresceram mais aceleradamente até 9.000 ciclos de carregamento, tornando-se mais estáveis deste ponto em diante. Apesar de os módulos das deformações terem sido pequenos, verifica-se um decréscimo de 32% ($2.100\mu\text{m/m}$) nos valores encontrados devido à restauração da brita, haja vista que no ensaio padrão este valor foi de $3.100\mu\text{m/m}$. A amplitude máxima encontrada para as deformações foi de $3.500\mu\text{m/m}$, o mesmo valor encontrado para o ensaio sem reforço padrão.

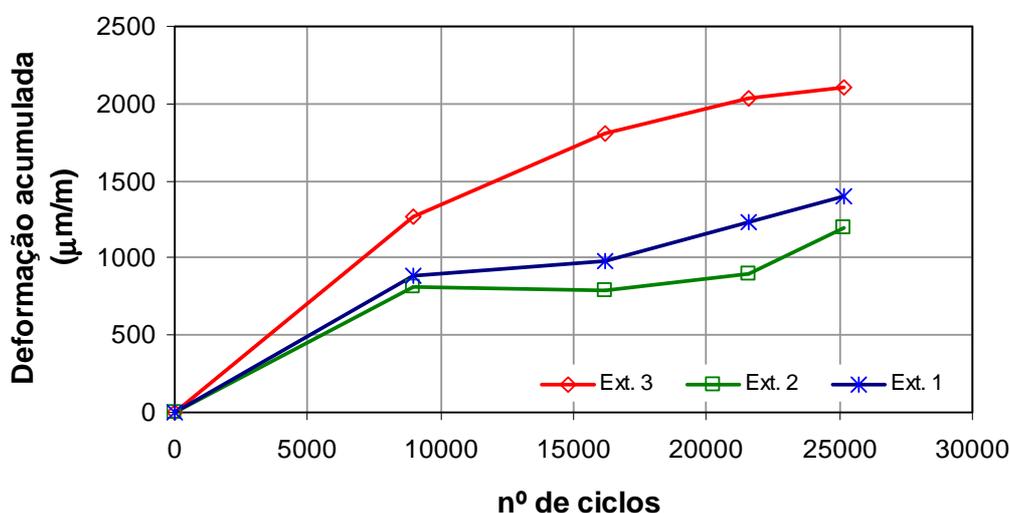


Figura 6.31 - Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço após uma restauração.

Ainda pela Figura 6.31, pode-se notar que as deformações ocorreram com maior intensidade no trecho mais superficial, o que era de se esperar pela maior proximidade ao ponto de aplicação do carregamento. Houve uma diferença de 40% entre o extensômetro 3 e o extensômetro 1 (mais profundo), no que diz respeito aos valores de deformações máximas encontradas.

A Figura 6.32 indica as deformações permanentes acumuladas agregando-se os valores do ensaio padrão com o ensaio realizado após uma restauração, para o caso sem reforço.

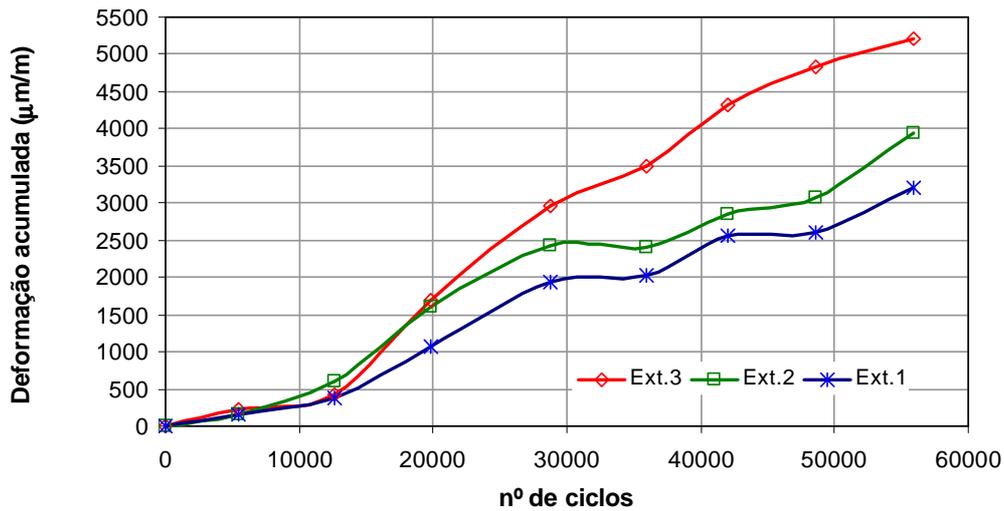


Figura 6.32 – Deformações permanentes acumuladas nos ensaios sem reforço padrão e restauração 1.

Analisando a Figura 6.33, verifica-se que as deformações permanentes acumuladas no ensaio com geogrelha após restauração superficial aumentaram em relação ao ensaio padrão, já que no ensaio padrão o valor máximo foi de 1.200µm/m e no caso restaurado foi de 1.400µm/m (aumento de 17%) .

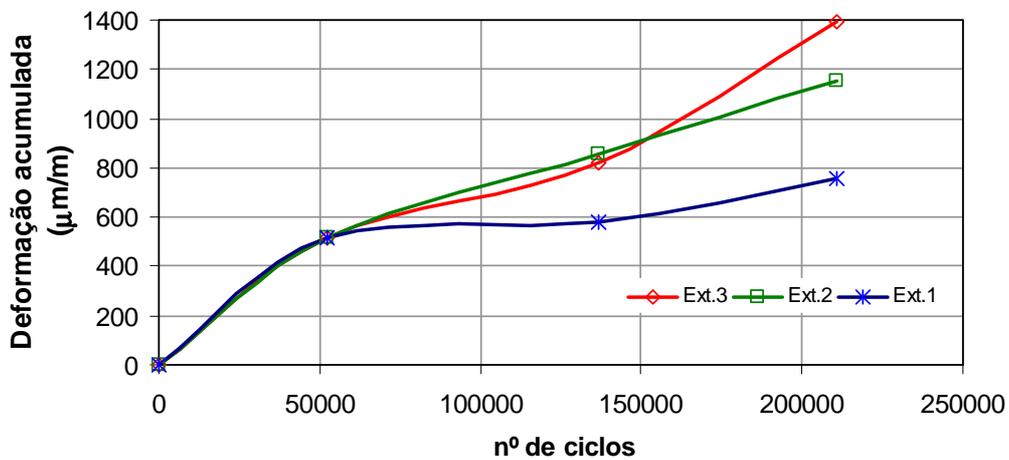


Figura 6.33 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha após uma restauração.

Comparando-se os valores encontrados no ensaio reforçado com os do sem reforço, tem-se uma redução bastante significativa de cerca de 33% (2.100µm/m no ensaio sem reforço e 1.400µm/m no reforçado com a geogrelha). A amplitude máxima encontrada para as deformações foi de 1.500µm/m, valor similar ao encontrado no ensaio padrão.

A diferença entre as deformações máximas encontradas entre os extensômetros 3 e 2 foram pequenas ($1.400\mu\text{m}/\text{m}$ e $1.200\mu\text{m}/\text{m}$, respectivamente). Contudo, ao se comparar com o extensômetro mais profundo, houve uma diferença significativa, já que na região desse extensômetro as deformações foram de $800\mu\text{m}/\text{m}$ (43% menores em relação ao extensômetro 3, mais superficial).

A Figura 6.34 ilustra as deformações permanentes acumuladas no ensaio reforçado com a geogrelha, agregando-se os valores do ensaio padrão com o ensaio realizado após uma restauração.

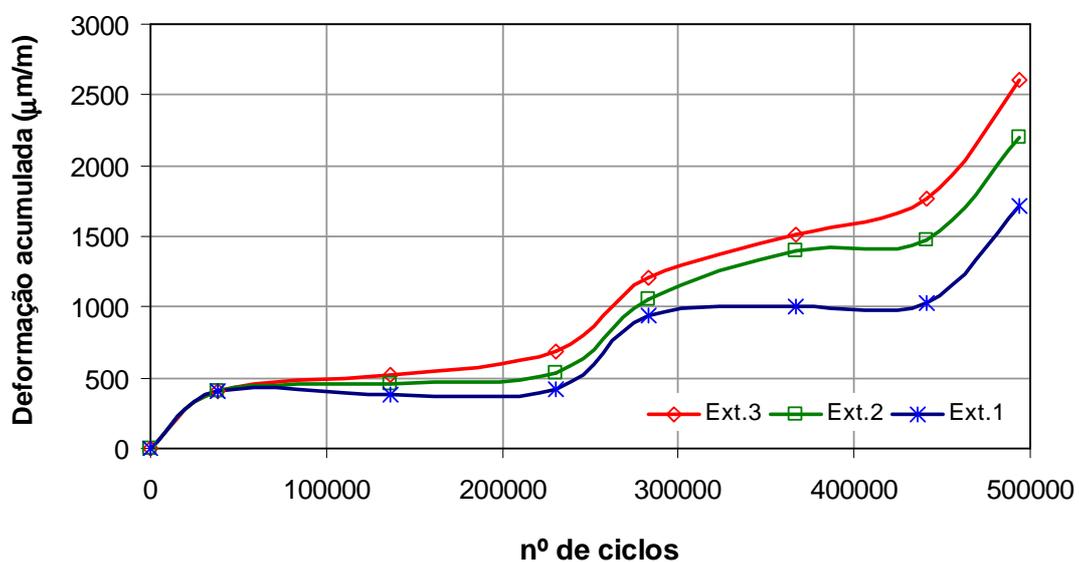


Figura 6.34 - Deformações permanentes acumuladas nos ensaios reforçados com a geogrelha padrão e restauração 1.

A Figura 6.35 mostra o crescimento das deformações permanentes no ensaio reforçado com geotêxtil. Nota-se um aumento dos valores em relação ao ensaio padrão (cerca de 42%), haja visto que no ensaio padrão os valores máximos foram de $950\mu\text{m}/\text{m}$ e no restaurado foi de $1.350\mu\text{m}/\text{m}$. Porém, comparando-se o valor encontrado neste ensaio com o não reforçado, verifica-se que o geotêxtil possibilitou que as deformações permanentes fossem 36% menores. Em função do aumento da rigidez do pavimento em decorrência do carregamento imposto, até 16.000 ciclos as deformações cresceram de forma mais acelerada e, deste ponto em diante, aumentaram de forma mais lenta, até quase se estabilizarem ao final do ensaio.

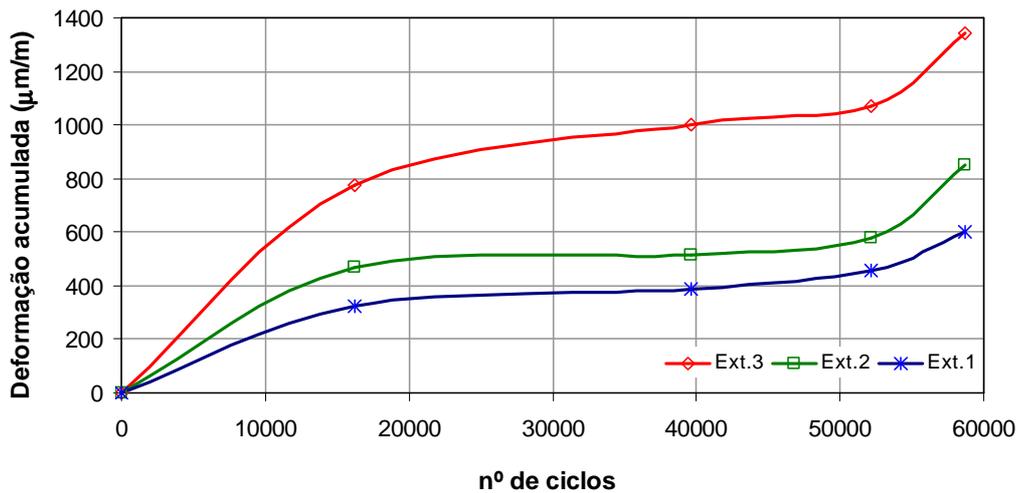


Figura 6.35 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil, após uma restauração.

O valor máximo para a deformação instantânea foi obtido logo no início do ensaio e foi da ordem de $1.600\mu\text{m/m}$, valor superior ao obtido no ensaio padrão. A diferença entre as deformações a diferentes profundidades é também visível na Figura 6.35 para o ensaio reforçado com o geotêxtil. No extensômetro 1, os valores máximos foram de $600\mu\text{m/m}$; no extensômetro 2, $850\mu\text{m/m}$ e no extensômetro 3, mais superficial, $1.350\mu\text{m/m}$.

A Figura 6.36 ilustra as deformações permanentes acumuladas no ensaio reforçado com o geotêxtil, agregando-se os valores do ensaio padrão com o ensaio realizado após uma restauração.

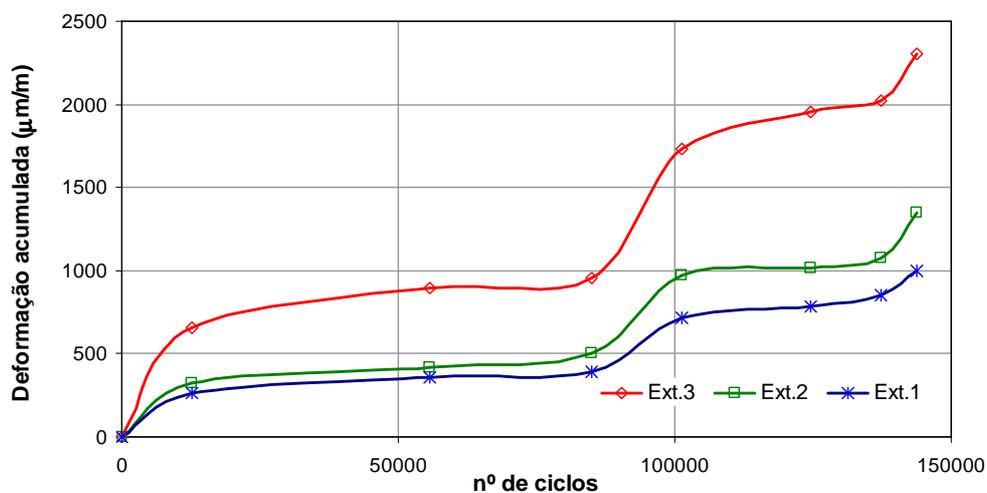


Figura 6.36 - Deformações permanentes acumuladas nos ensaios reforçados com o geotêxtil padrão e restauração 1.

6.2.4 ANÁLISE DE TEMPERATURA

A variação da temperatura no interior do pavimento com o passar do tempo para os ensaios não reforçado, reforçado com geogrelha e reforçado com geotêxtil, respectivamente, é mostrada pela Figura 6.37, Figura 6.38 e Figura 6.39, após a primeira restauração da brita de base. O arranjo dos termopares foi o mesmo dos ensaios padrão, ou seja, um mais superficial (termopar 3), um intermediário (termopar 2) e um mais profundo (termopar 1).

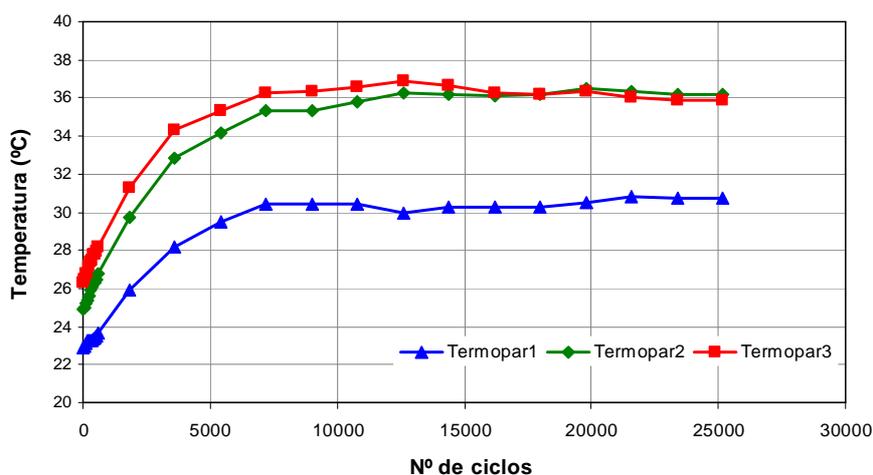


Figura 6.37 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço após uma restauração.

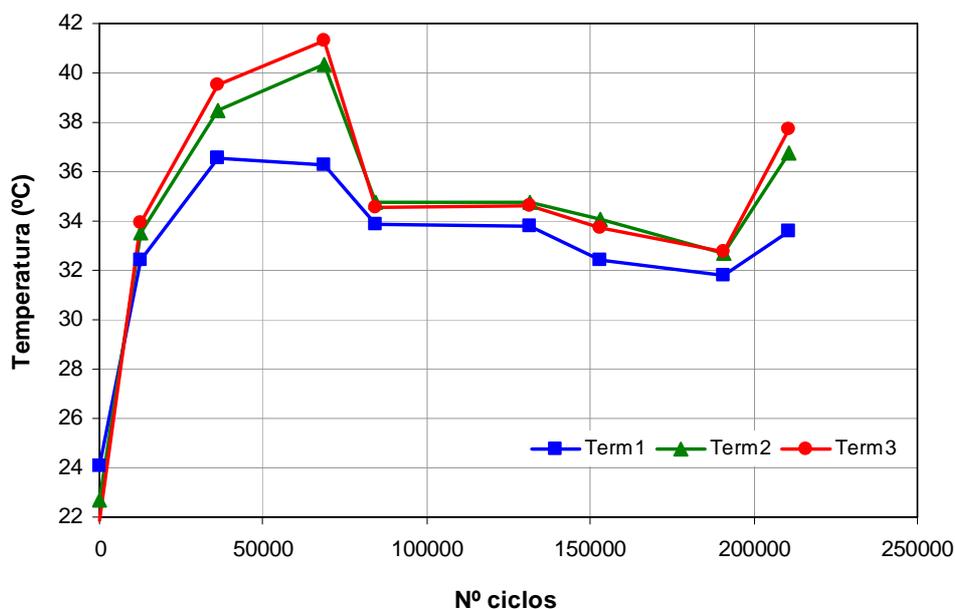


Figura 6.38 - Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha, após uma restauração.

Da mesma maneira que foi dito no caso dos ensaios padrão, os valores altos de temperatura obtidos durante a realização dos ensaios (da ordem de 40°C) se devem ao atrito entre as hastes metálicas dos termopares com o solo circundante.

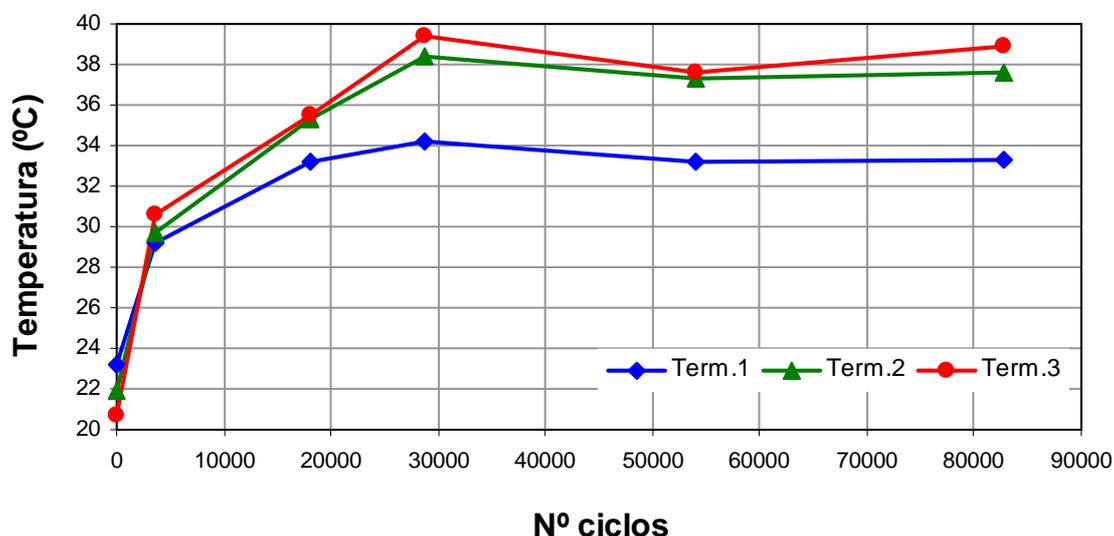


Figura 6.39 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil, após uma restauração.

6.3 ENSAIO DE CARREGAMENTO CÍCLICO APÓS A 2ª RESTAURAÇÃO

Depois de feita uma restauração da brita e aplicado o carregamento cíclico até chegar-se novamente ao afundamento de 25mm em todos os três ensaios (com e sem reforço), foi repetido o mesmo procedimento restauração superficial da camada de brita, mantendo-se os mesmos parâmetros de umidade, densidade e energia de compactação. Feito isto, religou-se o sistema de aplicação de cargas até que se alcançasse o mesmo afundamento de 25mm.

6.3.1 ANÁLISE DOS DESLOCAMENTOS SUPERFICIAIS

Com o auxílio dos cinco LVDT's, monitorou-se o afundamento superficial devido à aplicação das cargas cíclicas depois de feita a segunda restauração da brita, até que se atingisse o valor de 25mm, conforme ilustra a Figura 6.40 para o ensaio sem reforço. Nesse ensaio, o pavimento alcançou os 25mm após a aplicação de 19.470 ciclos de cargas (cerca de 5,4 horas). Em relação ao ensaio padrão sem reforço, houve uma queda no número de ciclos de aproximadamente 37% e em comparação com o ensaio feito após uma restauração, esta

redução foi de 23%, uma vez que para estes ensaios o numero de ciclos até se alcançar os 25mm de afundamento foram, respectivamente, 30.720 e 25.164 ciclos.

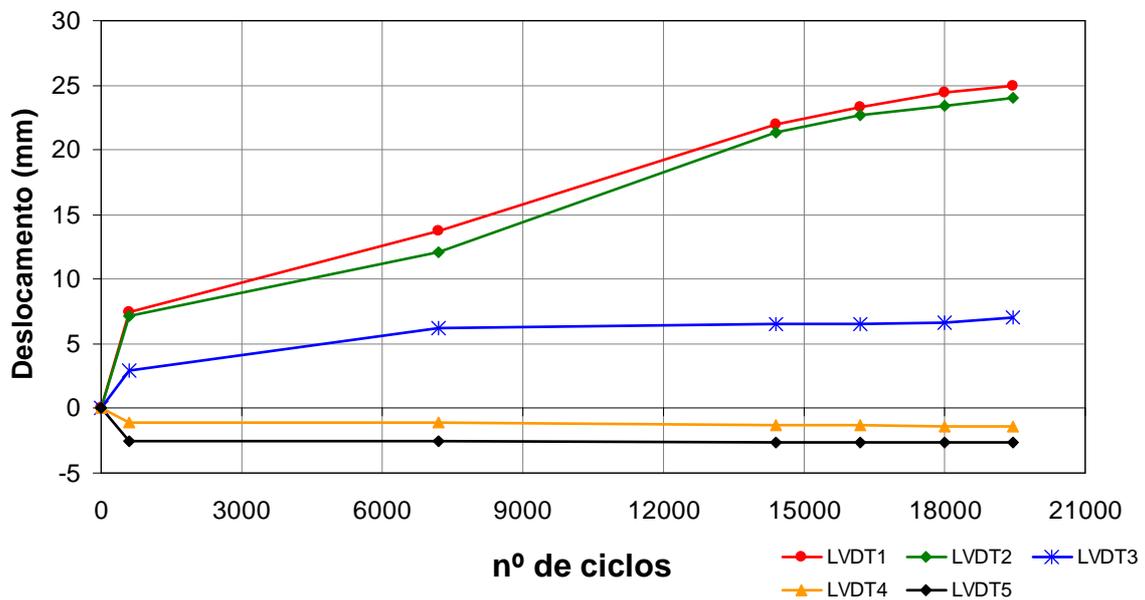


Figura 6.40 - Deslocamento superficial no decorrer do ensaio sem reforço, após duas restaurações.

Pela Figura 6.40, nota-se que os deslocamentos cresceram de forma acelerada até 600 ciclos, haja visto que quase 30% do deslocamento total ocorreu nessa fase. Este comportamento é análogo ao que foi observado no ensaio sem reforço, tanto no caso padrão quanto no com uma restauração. Uma das explicações seria o entrosamento entre grãos de brita que ocorreu mais intensamente nessa fase inicial do ensaio

A Figura 6.41 mostra a bacia de deslocamentos superficiais ao longo do tempo para o ensaio sem reforço. Por essa figura, verifica-se um aumento dos deslocamentos permanentes “negativos” do solo em comparação com os demais ensaios sem reforço realizados. O ponto em que se observa deslocamento nulo também foi trasladado.

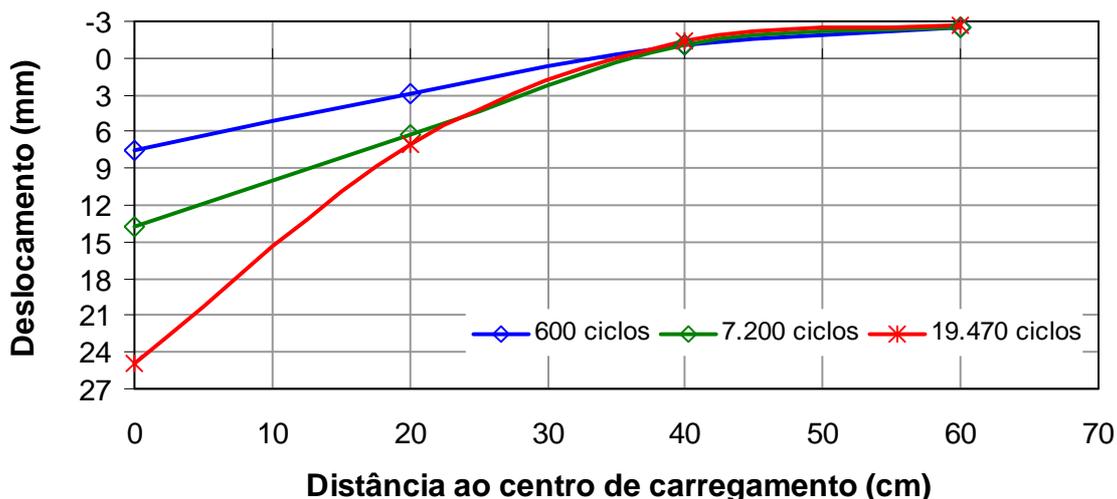


Figura 6.41 - Bacia de deslocamentos ao longo do tempo – ensaio sem reforço, após duas restaurações.

Para o ensaio reforçado com a geogrelha, verificou-se também uma redução da vida útil do pavimento devido à segunda restauração da brita, tanto em relação ao ensaio padrão quanto em comparação ao ensaio com uma restauração, conforme ilustra a Figura 6.42. Neste ensaio, o pavimento alcançou a trilha de roda de 25mm após a aplicação de 144.000 ciclos de carga, o que representou uma queda de rendimento de quase 50% em comparação ao ensaio padrão (282.000 ciclos) e de 32% em relação ao ensaio restaurado uma vez (210.906 ciclos).

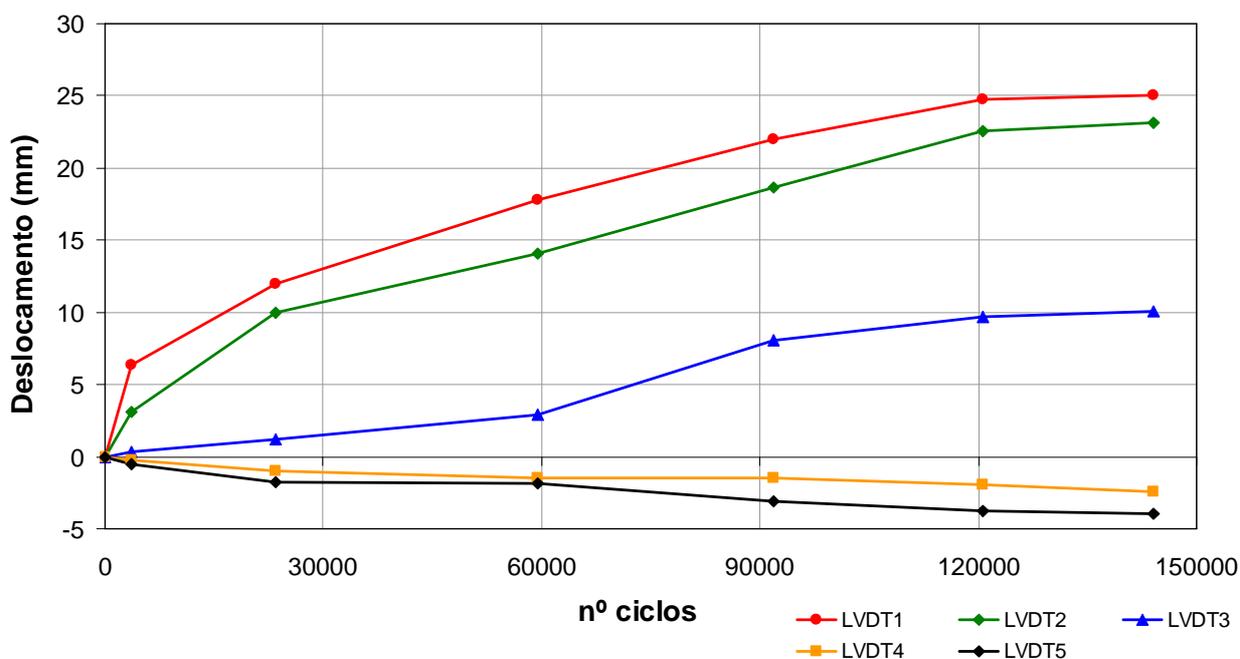


Figura 6.42 – Deslocamento superficial no decorrer do ensaio reforçado com geogrelha com duas restaurações.

O Fator de Eficiência (F.E.F.) nesse caso é dado por:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 144.000/19470 \rightarrow \mathbf{F.E.F. \approx 7,4.}$$

Em virtude do grande numero de solicitações de carga ao qual o pavimento esteve sujeito, acredita-se que o dano do material de base foi significativo e isto implicou em uma queda acentuada no rendimento do pavimento reforçado com a geogrelha (de 9,2 no ensaio padrão para 8,4 no restaurado uma vez para 7,4 no ensaio com duas restaurações). Porém, deve-se salientar que, apesar disso, o uso da geogrelha aumentaria a vida útil do pavimento em 740% em relação ao caso sem reforço.

A Figura 6.43 mostra a bacia de deslocamentos superficiais para o ensaio reforçado, em tempos de ensaio distintos (23.400, 91.800 e 144.000 ciclos de carga). O valor de deslocamentos superficiais “negativos”, ou seja, o soerguimento do solo devido a aplicação de cargas, também aumentou em relação ao outros dois ensaios, muito provavelmente devido ao dano excessivo do material constituinte do pavimento.

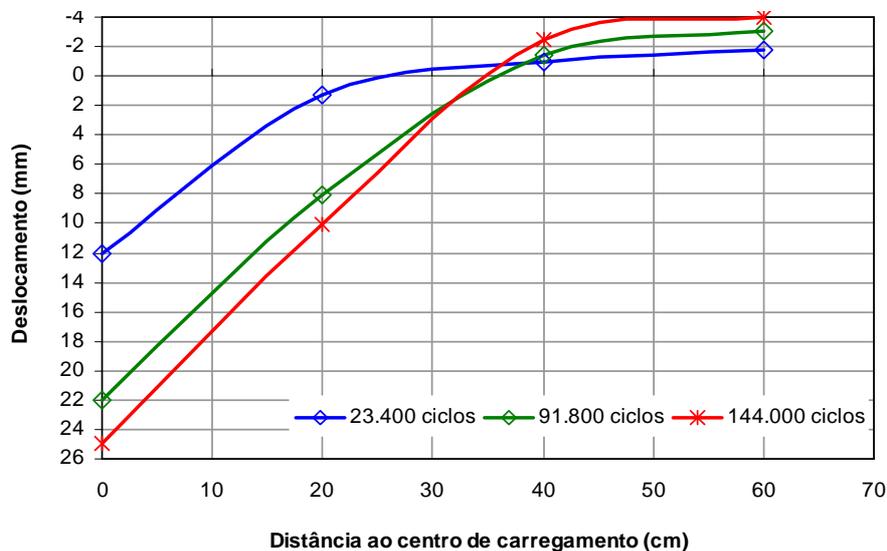


Figura 6.43 - Bacias de deslocamentos superficiais no decorrer do ensaio reforçado com geogrelha após duas restaurações.

Para o terceiro ensaio, reforçado com geotêxtil, houve também uma redução da vida útil do pavimento em relação aos demais ensaios. Após a aplicação de 45.073 ciclos de carga, o pavimento atingiu a trilha de roda de 25mm e foi paralisado, conforme mostra a Figura 6.44.

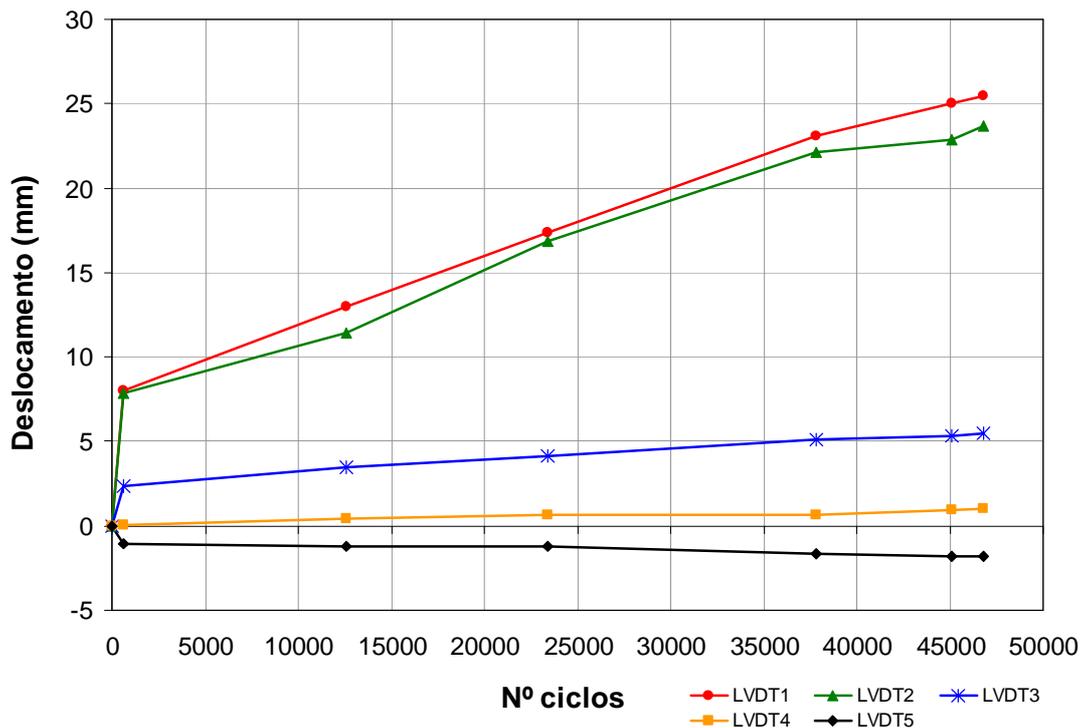


Figura 6.44 – Deslocamento superficial no decorrer do ensaio reforçado com geotêxtil, após duas restaurações.

Da Figura 6.44, pode-se calcular a eficiência do geotêxtil como reforço:

$$F.E.F. = N_R/N_N = 45.073/19.470 \rightarrow F.E.F. \approx 2,3.$$

A eficiência do geotêxtil sofreu uma ligeira queda em relação ao ensaio padrão, já que neste caso ela foi de 2,8. Entretanto, em comparação com a eficiência do geotêxtil no caso restaurado uma vez, a eficiência do geotêxtil não se alterou e manteve-se no patamar de 2,3. Ou seja, nos dois ensaios em que se restaurou a brita, o geotêxtil aumentou a vida útil do pavimento em 230% em relação ao caso sem reforço.

A Figura 6.45 mostra as bacias de deslocamentos verticais obtidas no ensaio reforçado com geotêxtil, após duas restaurações da superfície da camada de brita. Apesar do número de repetições de carga para se alcançar o afundamento de 25mm ter sido menor, os deslocamentos permanentes "negativos" se mantiveram no mesmo patamar de 2mm. O ponto de deslocamento nulo se situou a 47cm do centro do carregamento, enquanto que no ensaio padrão este ponto esteve a 36cm.

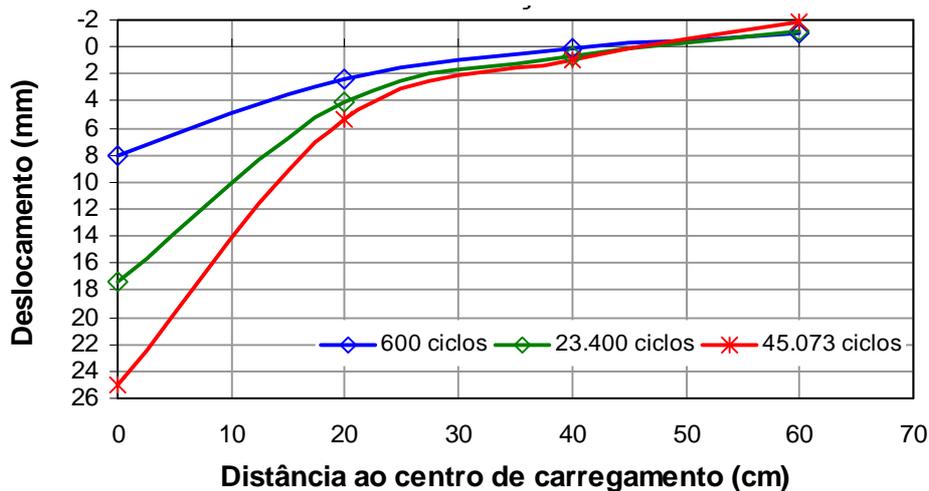


Figura 6.45 - Bacia de deslocamentos superficiais no decorrer do ensaio reforçado com geotêxtil após duas restaurações.

6.3.2 ANÁLISE DAS TENSÕES TOTAIS

A Figura 6.46 mostra como as tensões totais variaram no interior do pavimento cuja base foi restaurada pela segunda vez, no caso do ensaio sem reforço. Na fase inicial do ensaio, até cerca de 1.800 ciclos de carregamento, as tensões aumentaram consideravelmente e, deste ponto em diante, cresceram a uma taxa relativamente bem menor. Este comportamento está em conformidade com o apresentado para os deslocamentos superficiais permanentes.

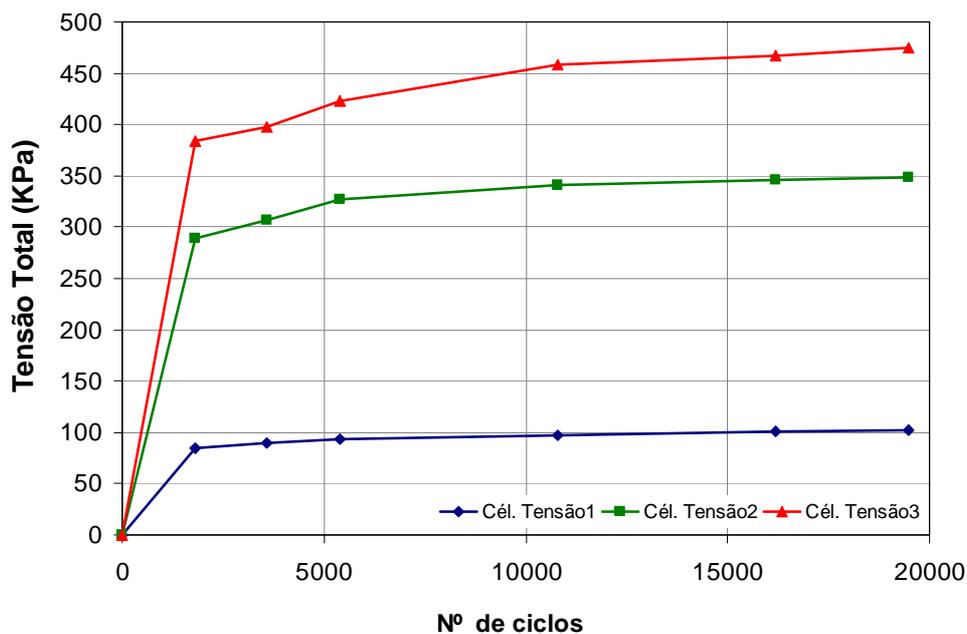


Figura 6.46 – Tensões totais no ensaio sem reforço ao longo do tempo, após duas restaurações.

As tensões totais também variaram ao longo do tempo em função da profundidade e a Figura 6.47 mostra esta variação para o ensaio sem reforço. A segunda restauração da brita de base provocou um aumento considerável nos valores de tensões totais, em comparação tanto com o ensaio padrão quanto com o ensaio com uma restauração.

De fato, a tensão máxima obtida na interface base/subleito foi de 475kPa depois de duas restaurações, 60% superior ao ensaio padrão e 20% superior ao ensaio com uma restauração. Isto significa que o desgaste do material de base pode ter aumentado significativamente o nível de tensões no interior do pavimento.

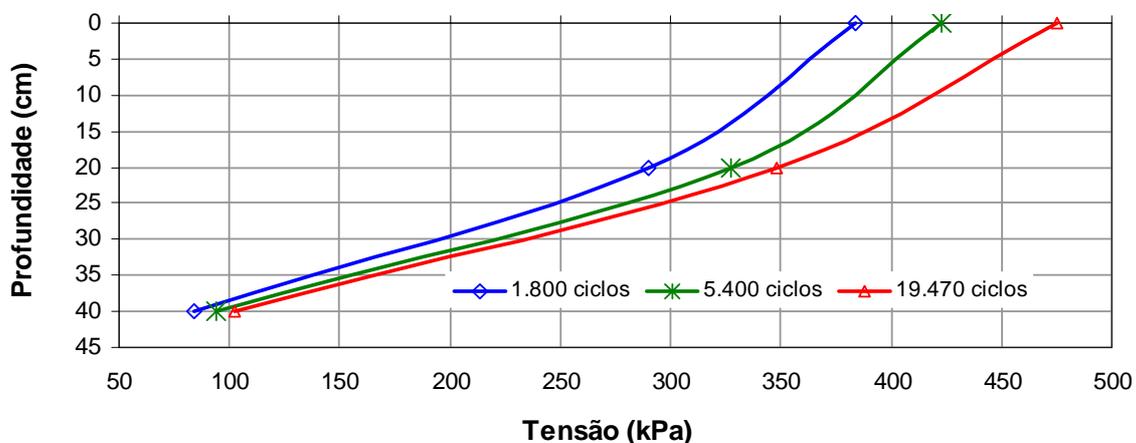


Figura 6.47 – Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio sem reforço após duas restaurações.

Vale ressaltar ainda o valor do “gradiente de tensões” gerado ao longo da profundidade do pavimento. Neste ensaio, a diferença entre o ponto medido mais superficial e o mais profundo foi de 375kPa, enquanto nos outros ensaios sem reforço essa diferença foi da ordem de 250kPa, em ambos os casos.

No ensaio reforçado com a geogrelha, as tensões totais progrediram da forma mostrada na Figura 6.48, para o caso do pavimento restaurado pela segunda vez. Cerca de 50% do deslocamento permanente superficial total neste ensaio ocorreu até cerca de 30.000 ciclos. Nesta mesma fase as tensões totais cresceram de forma bastante acentuada em relação ao restante do ensaio.

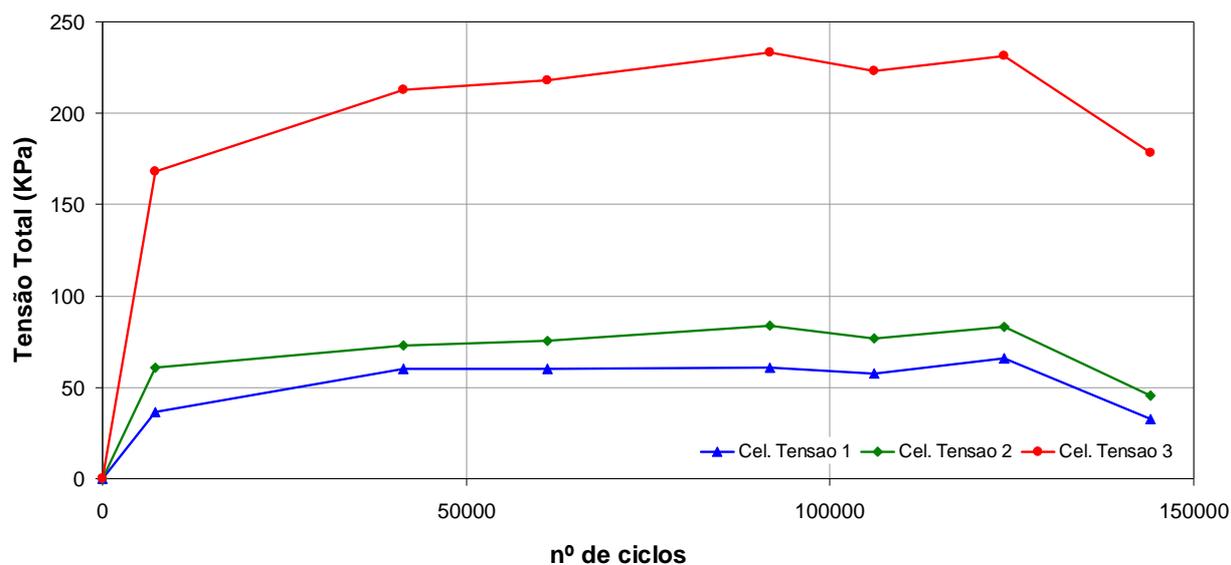


Figura 6.48 – Tensões totais no ensaio reforçado com a geogrelha após duas restaurações.

Diferentemente dos demais ensaios já comentados, o valor máximo de tensão total indicado não se deu no momento de parada do ensaio (144.000 ciclos) e sim por volta de 124.000 ciclos.

A Figura 6.49 mostra a variação das tensões totais com a profundidade. Comparando-se os valores máximos de tensões totais medidos no ponto mais superficial em todos os ensaios reforçados com a geogrelha, percebe-se que, no ensaio padrão, o valor foi de 200kPa; no caso com uma restauração, foi de 230kPa e no ensaio após duas restaurações, este valor foi quase o mesmo, da ordem de 240kPa. O “gradiente” existente entre o ponto mais superficial e o mais profundo também se alterou, haja visto que no ensaio padrão esta diferença de tensões foi de 115kPa, no ensaio com uma restauração foi de 165kPa e no caso com duas restaurações foi de 180kPa.

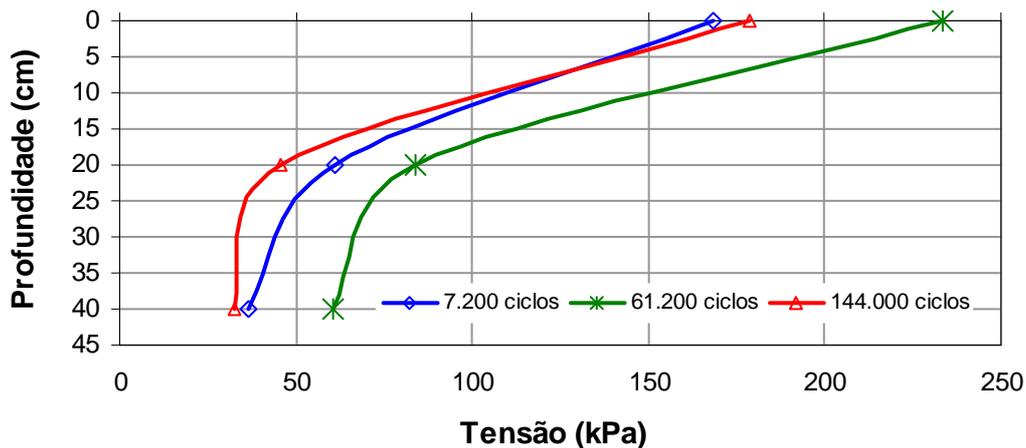


Figura 6.49 - Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com geogrelha após duas restaurações.

Para o ensaio realizado com o geotêxtil, os valores de tensões totais monitorados durante a realização do ensaio são apresentados na Figura 6.50. Nesse ensaio, a tensão máxima indicada no ponto mais superficial foi, no momento de parada do ensaio, igual a 270kPa, superior aos valores encontrados no ensaio padrão (225kPa) e igual ao do ensaio com uma restauração (270kPa). Ou seja, o fato de se utilizar um pavimento já danificado estruturalmente aumentou o nível de tensões totais em 29%, percentual relativo ao ensaio padrão.

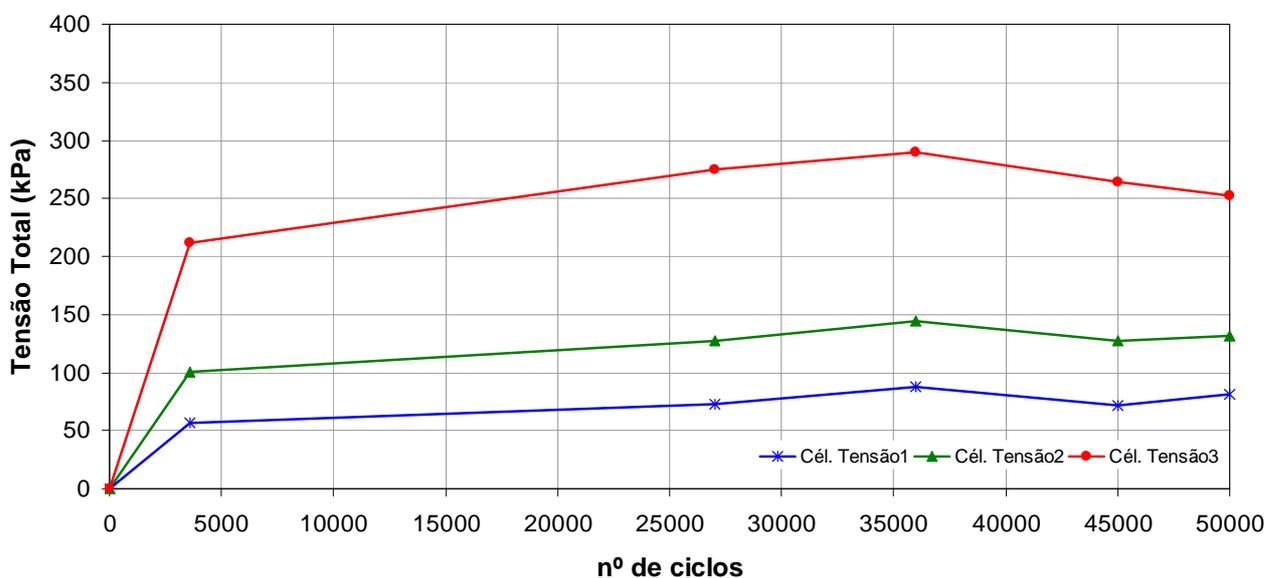


Figura 6.50 – Tensões totais no ensaio reforçado com o geotêxtil após duas restaurações.

Outra análise que deve ser feita diz respeito à variação das tensões ao longo da profundidade. A Figura 6.51 ilustra estas variações de tensões para três momentos distintos do ensaio. No

ensaio sem reforço, após a segunda restauração, a tensão máxima no ponto mais superficial foi de 475kPa, enquanto que no ensaio reforçado com o geotêxtil esse valor foi de 275kPa.

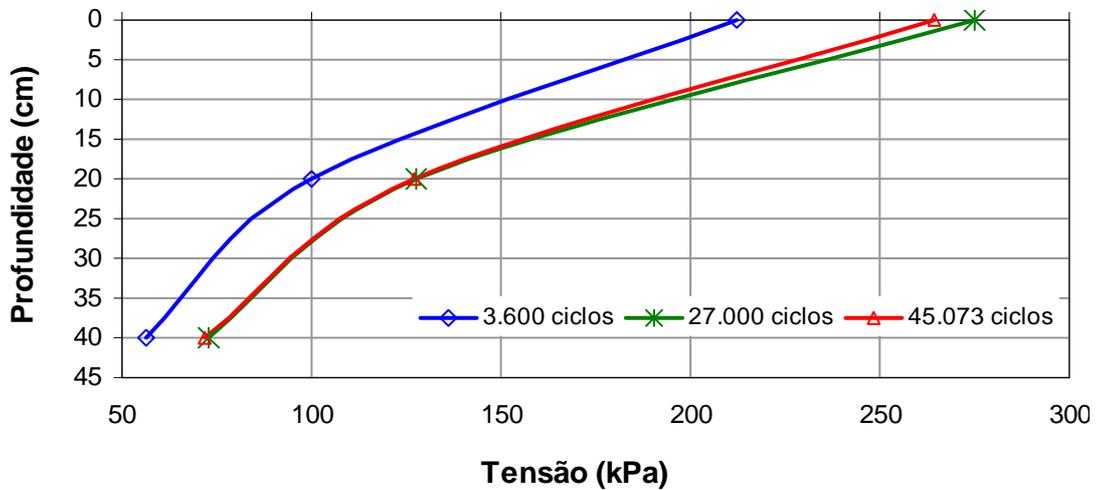


Figura 6.51 – Tensões totais ao longo da profundidade para o ensaio reforçado com o geotêxtil, após duas restaurações.

Diante destes resultados, pode-se afirmar que o ensaio sem reforço sempre apresentou valores de tensões superiores aos demais reforçados, bem como uma maior diferença entre os valores de tensão máxima medidos em profundidades diferentes no interior do maciço.

6.3.3 ANÁLISE DE DEFORMAÇÕES VERTICAIS

O crescimento das deformações permanentes no decorrer do ensaio sem reforço e restaurado por duas vezes é mostrado na Figura 6.52. A deformação plástica máxima encontrada neste ensaio foi de 2.600 $\mu\text{m}/\text{m}$, valor um pouco inferior (16%) ao encontrado no ensaio padrão (3.100 $\mu\text{m}/\text{m}$) e 24% superior quando comparado ao ensaio sem reforço restaurado uma vez (2.100 $\mu\text{m}/\text{m}$).

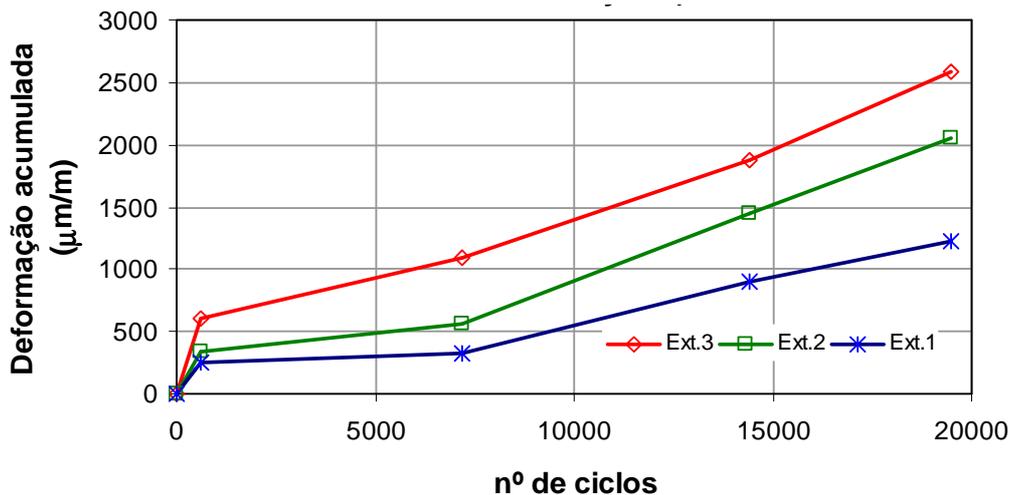


Figura 6.52 - Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio sem reforço, após duas restaurações.

Com relação ao valor máximo de deformação instantânea encontrado, este se deu também no início do ensaio e chegou ao valor de $3.000\mu\text{m/m}$, valor ligeiramente inferior ao encontrado nos dois ensaios sem reforço ($3.500\mu\text{m/m}$ em ambos). Além disso, a diferença entre valores de deformações em profundidade pode ser visto pela Figura 6.52. Os valores dos extensômetros 3 e 2 foram de $2.600\mu\text{m/m}$ e $2.050\mu\text{m/m}$, respectivamente, enquanto que os valores indicados pelo extensômetro 1 foram 53% inferiores ($1.220\mu\text{m/m}$) em relação ao extensômetro 3.

A Figura 6.53 indica os valores medidos de deformações permanentes acumulados, agregando-se os valores indicados nos três ensaios realizados sem reforço (padrão, restauração 1 e restauração 2).

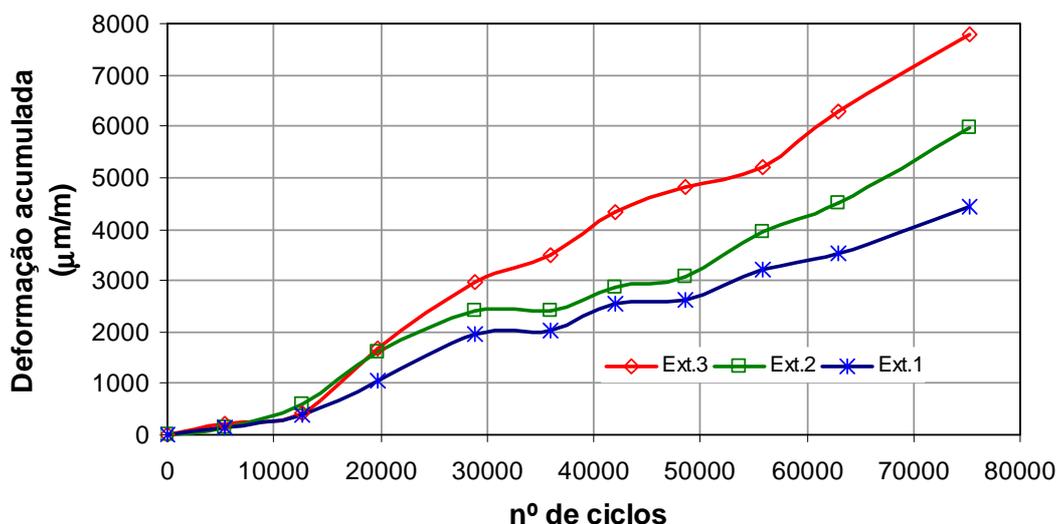


Figura 6.53 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios sem reforço.

A Figura 6.54 ilustra o crescimento das deformações permanentes acumuladas devidas à aplicação do carregamento cíclico no ensaio reforçado com geogrelha após duas restaurações. O ensaio reforçado com geogrelha apresentou uma amplitude máxima de deformação instantânea de $1.000\mu\text{m}/\text{m}$.

Comparando-se com os demais ensaios realizados com a geogrelha, verifica-se um decréscimo de 58% em relação ao ensaio padrão ($1.200\mu\text{m}/\text{m}$) e de cerca de 64% em relação ao restaurado uma vez ($1.400\mu\text{m}/\text{m}$), já que no caso restaurado duas vezes as deformações permanentes na região do extensômetro 3 foram de $500\mu\text{m}/\text{m}$. Isto significa que, após a aplicação do carregamento e duas restaurações sucessivas da brita de base, ocorreu um aumento bastante significativo no valor das deformações permanentes acumuladas no interior do pavimento que ocorreram, contudo, de forma mais lenta à medida em que os carregamentos foram impostos, em função principalmente do aumento de rigidez do pavimento causado pela aplicação das cargas.

A amplitude máxima de deformações instantâneas encontrada neste ensaio foi de $1.000\mu\text{m}/\text{m}$, enquanto que tanto no ensaio padrão quanto no ensaio realizado após uma restauração este valor foi de $1.500\mu\text{m}/\text{m}$, o que representa um decréscimo de 33%.

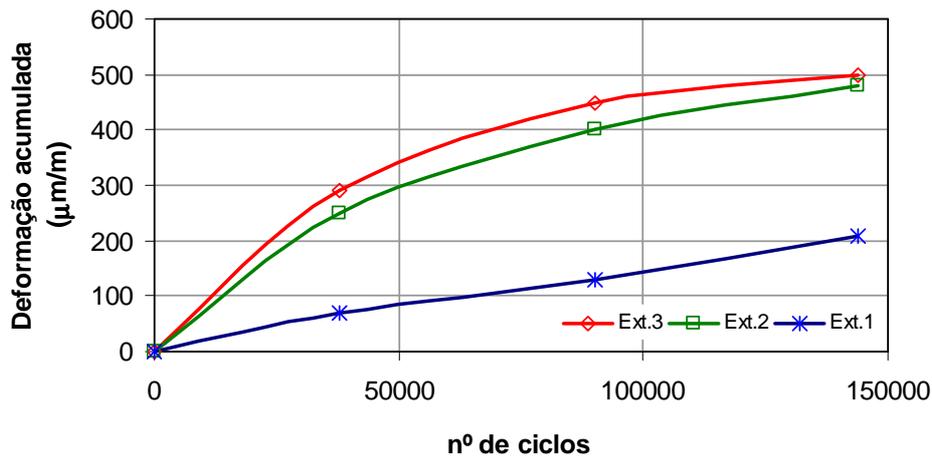


Figura 6.54 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geogrelha, após duas restaurações.

Na região do extensômetro 1 a deformação máxima indicada foi 60% inferior em relação à deformação máxima atingida no extensômetro 3. Entre os extensômetros 2 e 3, porém, não houve diferença significativa de valores absolutos medidos (aproximadamente 500µm/m para ambos).

A Figura 6.55 mostra os valores de deformações permanentes acumulados, agregando-se os valores indicados nos três ensaios realizados com a incorporação da geogrelha como elemento de reforço (padrão, restauração 1 e restauração 2).

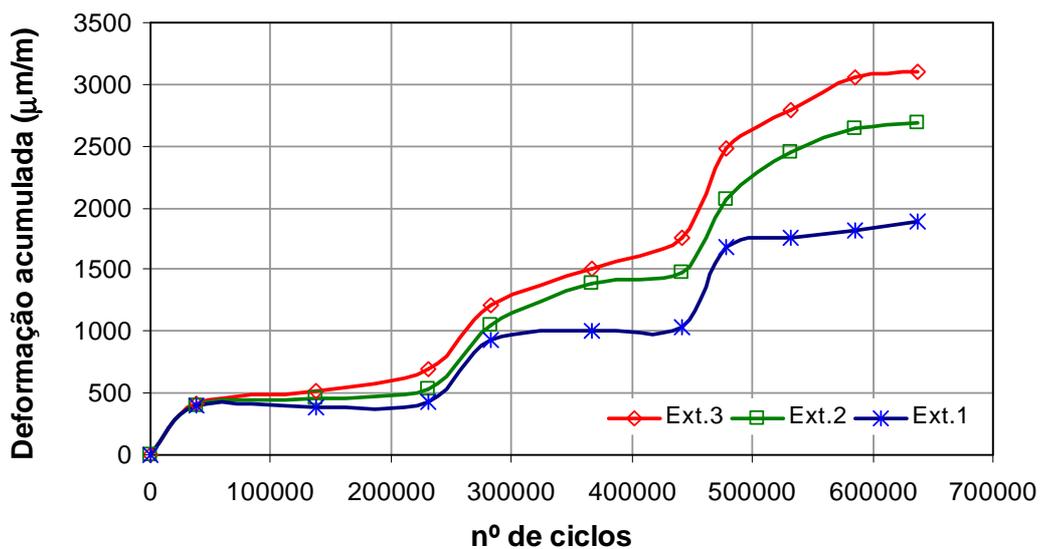


Figura 6.55 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios reforçados com a geogrelha.

A Figura 6.56 mostra como as deformações permanentes cresceram na medida em que se aplicou o carregamento durante o ensaio reforçado com geotêxtil, após duas restaurações da brita de base. Houve um decréscimo dos valores de deformação verificados neste ensaio em comparação com os outros dois ensaios realizados com o geotêxtil como reforço do pavimento.

No ensaio padrão, o valor máximo foi de $950\mu\text{m/m}$; no ensaio realizado após uma restauração, foi de $1.350\mu\text{m/m}$ e no restaurado duas vezes (Figura 6.56) este valor foi de $900\mu\text{m/m}$.

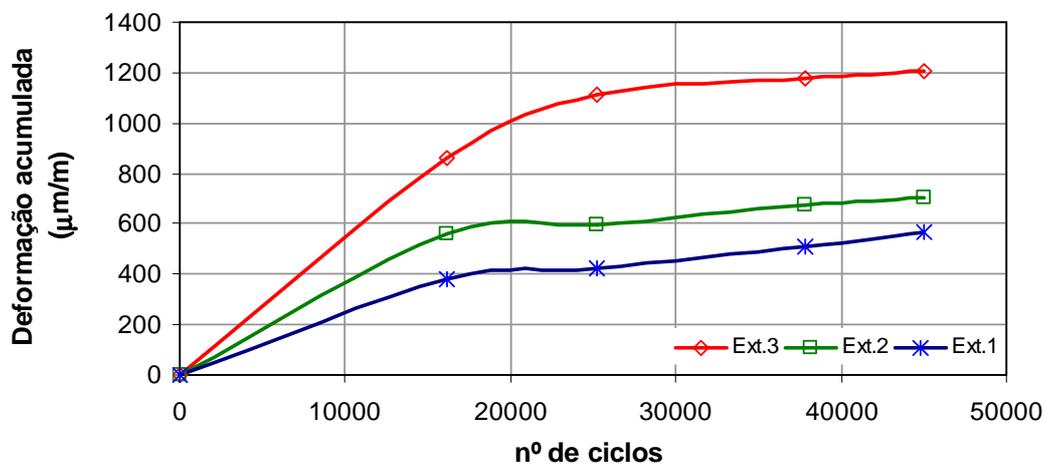


Figura 6.56 – Deformações permanentes acumuladas ao longo do ensaio reforçado com geotêxtil após duas restaurações.

A amplitude máxima encontrada para as deformações foi de $1.200\mu\text{m/m}$. Todavia, este valor se deu sem que ocorressem deformações plásticas significativas no pavimento. Nota-se pela Figura 6.56 que as deformações permanentes máximas na região superior do subleito ($900\mu\text{m/m}$) foram bem maiores do que as indicadas para as regiões de instalação dos extensômetros 2 e 1 ($460\mu\text{m/m}$ e $420\mu\text{m/m}$, respectivamente).

A Figura 6.57 mostra os valores de deformações permanentes acumulados, agregando-se os valores indicados nos três ensaios realizados com a incorporação do geotêxtil como elemento de reforço (padrão, restauração 1 e restauração 2).

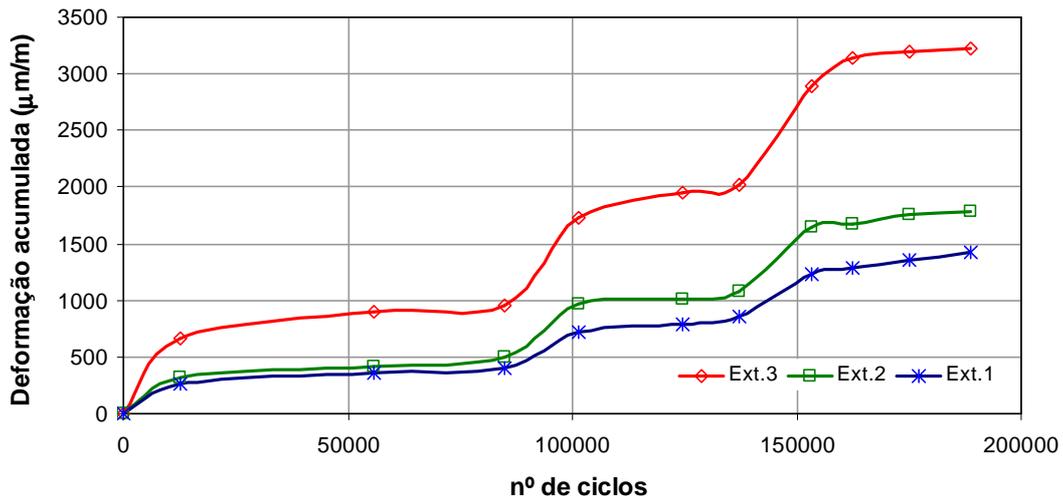


Figura 6.57 – Deformações permanentes acumuladas totais ao longo dos três ensaios reforçados com o geotêxtil.

6.3.4 ANÁLISE DE TEMPERATURA

A variação de temperatura ao longo dos ensaios realizados após duas restaurações da brita de base é mostrada pela Figura 6.58, Figura 6.59 e Figura 6.60.

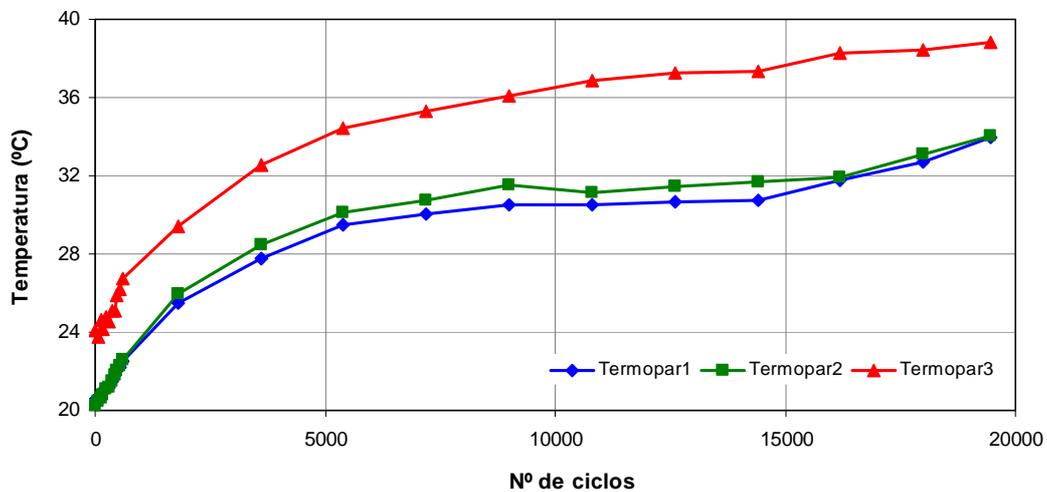


Figura 6.58 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio sem reforço, após uma restauração.

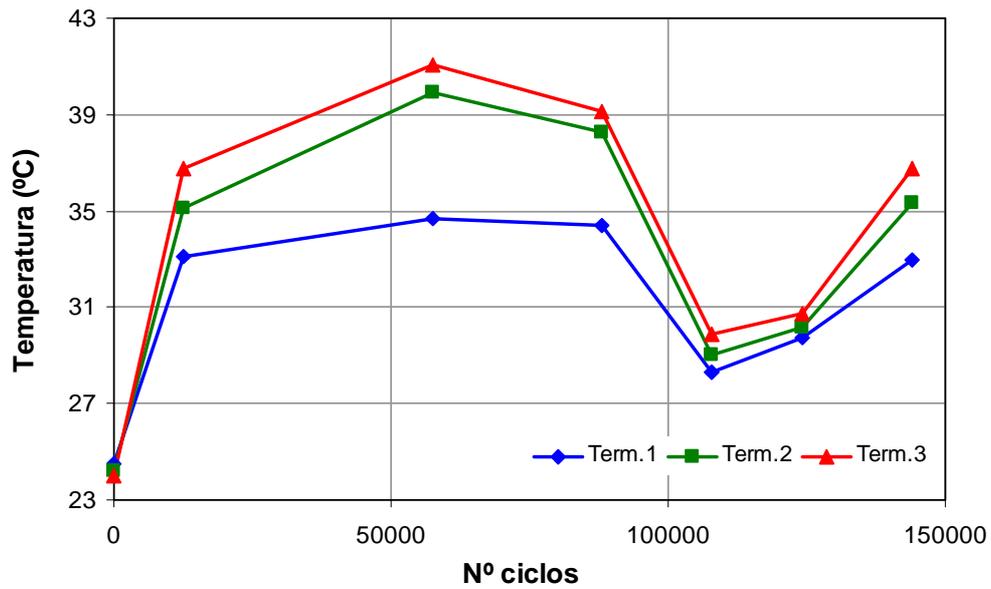


Figura 6.59 - Variação da temperatura ao longo do ensaio reforçado com a geogrelha, após duas restaurações.

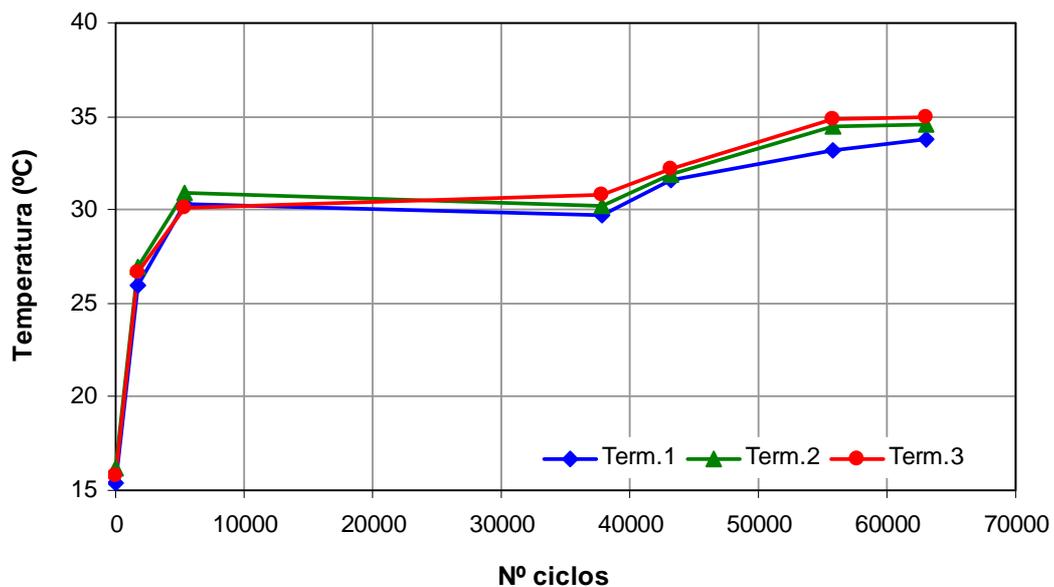


Figura 6.60 - Variação da temperatura com o decorrer do ensaio com geotêxtil, após duas restaurações.

De maneira análoga ao que ocorreu nos outros ensaios já comentados anteriormente, os valores elevados de temperatura (da ordem de 40°C) obtidos se devem principalmente pelo atrito entre as hastes metálicas dos termopares e o solo circundante.

6.4 ANÁLISES COMPLEMENTARES

Nesse item serão feitas algumas análises complementares às já realizadas, visando principalmente explicar certas tendências de comportamento apresentadas pelos solos durante a execução dos ensaios de carregamento cíclico.

6.4.1 ENSAIOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR) E DE SUCCÃO

A eficiência do reforço geossintético em pavimentos rodoviários aumenta na medida em que a resistência mecânica do solo de fundação diminui. Assim, um dos objetivos desta pesquisa foi que, para a realização dos ensaios de carregamento cíclico, o solo de fundação tivesse relativamente baixa capacidade de suporte. Nesse sentido, foram realizados ensaios de Índice de Suporte Califórnia – CBR, em corpos de prova de 17cm de diâmetro, extraídos do próprio subleito compactado, logo após a realização de cada um dos ensaios.

Estas amostras foram retirados à 20 cm contados à partir da face da caixa de ensaio, uma vez que estes corpos de prova deveriam ser retirados em uma região em que não ocorreram grandes perturbações devido ao carregamento, sem que não fossem no entanto muito próximas da borda da caixa, local onde era mais difícil de se realizar a compactação pelo “sapo” compactador.

A Tabela 6.1 mostra os valores de CBR obtidos. Diante dos resultados obtidos, verifica-se que os valores de resistência mecânica apresentados pelo solo de subleito foram baixos, atendendo ao que foi anteriormente desejado, mais típicos de subleitos do Distrito Federal.

Tabela 6.1 – Valores de CBR obtidos nos três ensaios.

Ensaio	Valor de CBR (%)	Umidade (%)
Sem reforço	8,7	22,6
Com geogrelha	7,8	24,3
Com geotêxtil	8,2	23,0

Com a finalidade de se conseguir uma melhor compreensão dos resultados obtidos a partir da instrumentação geotécnica utilizada, foram também realizados ensaios de sucção pela técnica

do papel filtro para se ter uma noção dos valores de sucção em diferentes profundidades do subleito, contando-se a partir da interface entre camada de base e subleito:

- Camada 3 – material coletado na interface entre subleito e base;
- Camada 2 – material a 20cm de profundidade;
- Camada 1 – material coletado a 20cm de profundidade.

A Figura 6.61 esquematiza o local de extração dos corpos de prova de CBR e de sucção.

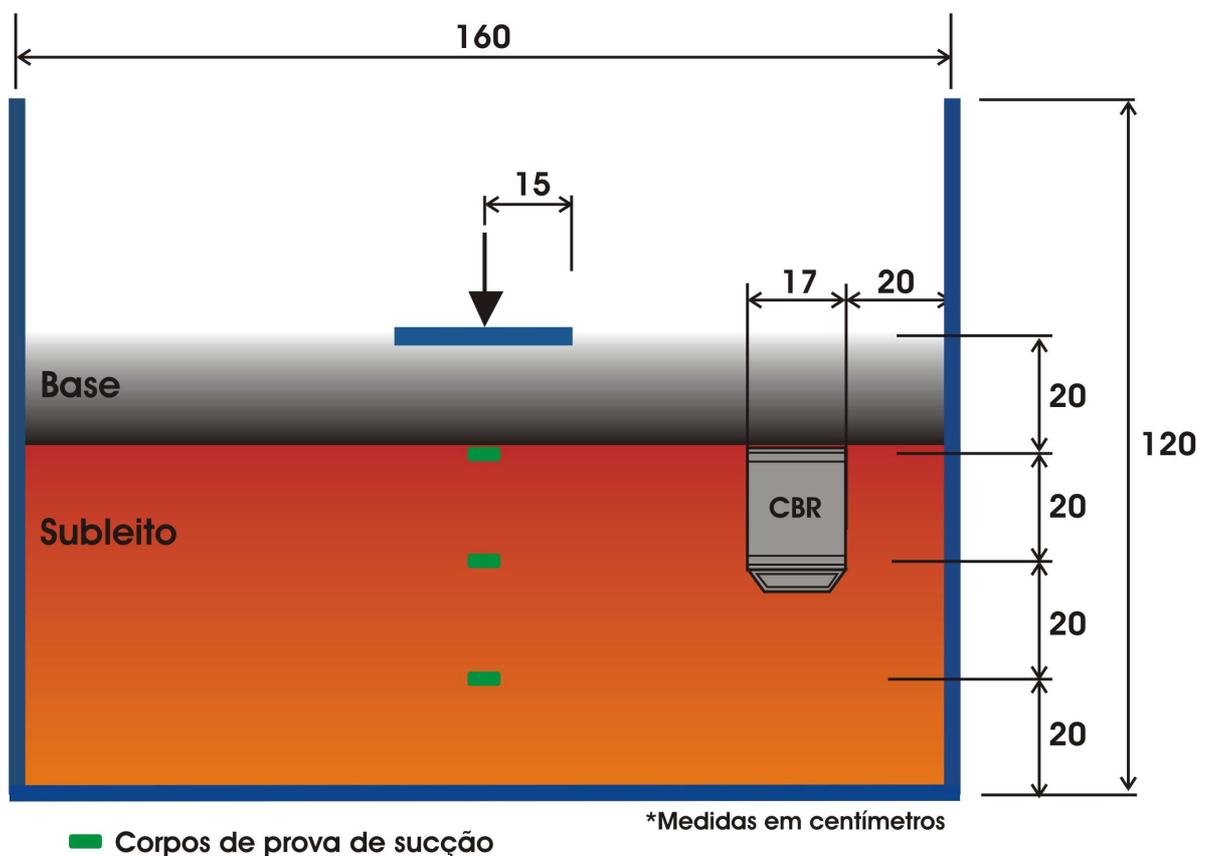


Figura 6.61 – Localização do ponto de extração dos corpos de prova de CBR e de sucção.

A

Tabela 6.2 mostra os resultados obtidos dos nestes ensaios. Verifica-se que no ensaio 3, realizado com o geotêxtil como elemento de reforço, os valores de sucção encontrados foram superiores aos do ensaio 2, especialmente na camada 1. Apesar da sucção um pouco maior no ensaio com reforço geotêxtil, ainda assim a utilização de reforço com geogrelha se mostrou bem mais eficiente em termos de aumento da vida útil do pavimento.

Tabela 6.2 – Resultados de sucção obtidos nos ensaios reforçados.

Camada	Índice de vazios		Sucção* (kPa)		Umidade (%)	
	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 2	Ensaio 3
1	0,61	0,74	481,0	697,7	21,6	24,9
2	0,71	0,77	699,7	743,3	23,6	25,5
3	0,68	0,80	859,0	885,0	22,5	23,2

*Nota: Os ensaios de sucção foram realizados somente em corpos de prova retirados nos ensaios reforçados, haja vista que a iniciativa de se realizar tal análise se deu no decorrer do ensaio 2.

Pelos resultados, nota-se que o aumento da sucção notado nas camadas número 1 se deveram principalmente a um aumento conjunto do teor de umidade e do índice de vazios dos corpos de prova ensaiados.

6.4.2 ÍNDICE DE QUEBRA DA BRITA - B_g

Para a brita que foi utilizada como material de constituição da camada de base, foi determinado o parâmetro B_g que, segundo Marsal (1967), representa a porcentagem do peso de sólidos que sofreu quebra. Para tanto, coletou-se a brita na região onde ocorreu a aplicação do carregamento cíclico por meio da abertura de um poço. O material foi coletado em três profundidades diferentes, aproximadamente a cada terço da altura total da camada. Feito isso, foram executados ensaios de granulometria para o material coletado em cada profundidade e, em seguida, comparados estes resultados com a curva granulométrica original da brita graduada, realizada antes dos ensaios de carregamento cíclico.

Pela metodologia proposta por Marsal (1967), plotando-se as curvas granulométricas em um estado inicial e final, pode-se obter as diferenças ΔW entre as porcentagens retidas em cada peneira antes (W_{ki}) e após (W_{kf}) a aplicação do carregamento. Este índice expresso em porcentagem indica pelo peso das partículas que sofreram quebra e é definido da seguinte maneira:

$$B_g = \sum_1^n (\Delta W_{ki} - \Delta W_{kf}), \text{ Para os valores de } \Delta W_{ki} - \Delta W_{kf} > 0.$$

Onde B_g é dado em porcentagem pelo peso de brita que sofreu quebra de grãos, ΔW_{ki} é a fração inicial do peso da amostra correspondente a um intervalo de partículas de brita antes de sofrer quebra, ΔW_{kf} é a fração final da amostra correspondente a um dado intervalo de tamanho de partículas após a quebra dos grãos e n é o número de intervalos de dimensões das partículas para as quais $\Delta W_{ki} - \Delta W_{kf} > 0$.

Diante disto, foram realizadas análises granulométricas para a brita de base para o ensaio reforçado com geogrelha e para o reforçado com geotêxtil, em três profundidades diferentes, denominadas aqui da seguinte maneira:

- Camada 3 – material coletado entre 0 e 6cm de profundidade;
- Camada 2 – material entre de 7 e 13 cm de profundidade;
- Camada 1 – material coletado entre 14 e 20 cm de profundidade.

O resultado obtido nestes ensaios é mostrado pela Figura 6.62 e Figura 6.63, em comparação com a BGS – Brita Graduada Simples que foi utilizada nos ensaios, que representa a granulometria inicial da brita, antes da aplicação do carregamento em cada um dos ensaios.

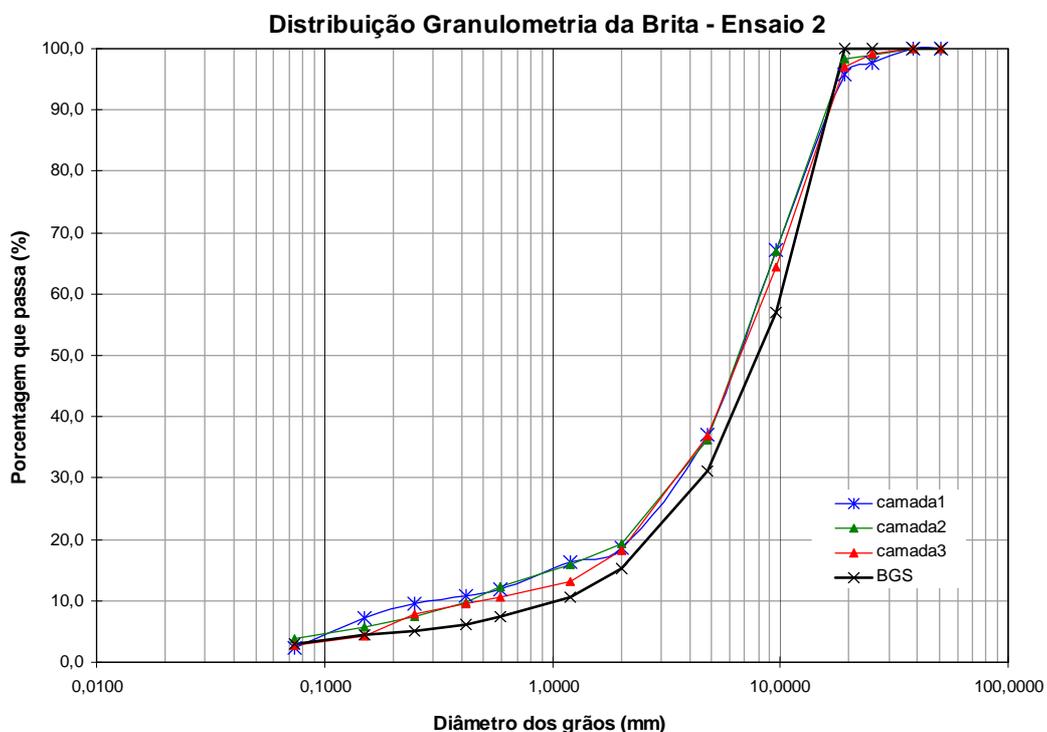


Figura 6.62 – Análises granulométricas do material coletado da camada de brita para o ensaio reforçado com geogrelha.

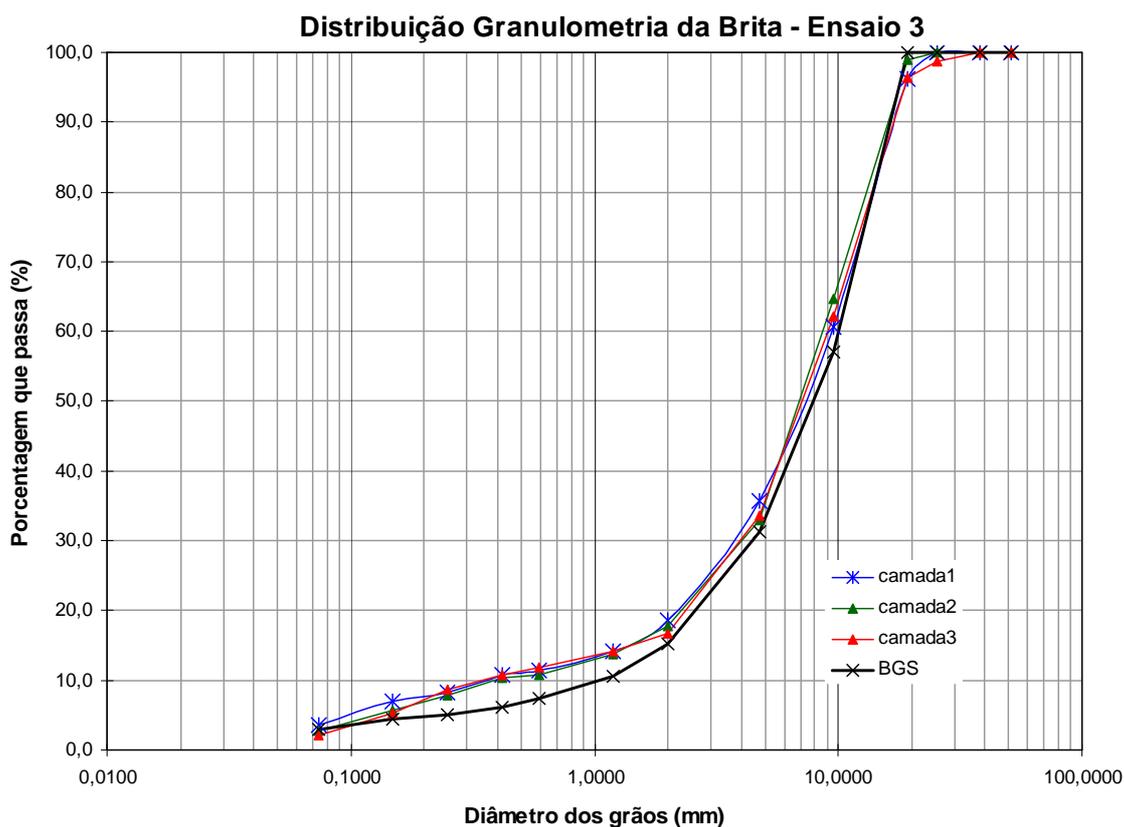


Figura 6.63 – Análises granulométricas do material coletado da camada de brita para o ensaio reforçado com geotêxtil.

Conseguiu-se calcular o índice de quebra B_g do material de base para cada profundidade coletada na camada de brita pela Figura 6.62 e Figura 6.63. A Tabela 6.3 resume os resultados calculados.

Tabela 6.3 – Índices de quebra calculados para a brita utilizada nos ensaios.

Ensaio*	Camada	Índice de Quebra - B_g (%)	Média (%)
2	3	11,5	13,8
2	2	12,7	
2	1	17,3	
3	3	12,7	11,0
3	2	11,0	
3	1	9,3	

*Nota: Não foi realizada a análise granulométrica na brita utilizada no ensaio 1 porque teve-se a idéia desta análise de quebra dos grãos durante a realização do ensaio 2.

Pela Tabela 6.3, nota-se que houve uma quebra acentuada dos grãos de brita durante a aplicação dos carregamentos, sendo tal quebra um pouco maior para o ensaio reforçado com geogrelha. Nesse ensaio, destaca-se também a grande quebra de grãos verificada na camada 1 (quase 20% dos grãos nesta camada sofreram quebra).

Esta quebra dos grãos do material de base explica mais claramente o comportamento encontrado para o ensaio reforçado com geogrelha, que mostrou dois trechos de acentuado crescimento nos deslocamentos superficiais. Além disso, a quebra de grãos certamente influenciou negativamente o desempenho dos pavimentos após restauração superficial.

6.4.3 ÂNGULO DE ESPRAIAMENTO DE TENSÕES (β)

A Figura 6.64 mostra esquematicamente a propagação das tensões usualmente admitida no interior de um pavimento devido à aplicação de cargas externas em análises simplificadas.

Depois de retirados o sistema de aplicação de cargas e o material da camada de base, mediu-se diretamente a largura da área deformada devido à aplicação das cargas ao longo do ensaio. Com a altura da camada de brita e com o diâmetro do disco metálico, estimou-se o ângulo do tronco de cone na base onde se concentraram os mecanismos de deformação e ruptura, ângulo de espraiamento, tanto no caso do ensaio sem reforço (β') quanto nos casos reforçados (β''), como indicado na Figura 6.64.

A Tabela 6.4 mostra os valores dos ângulos de espraiamento obtidos em cada um dos ensaios realizados. Pode-se observar que os ângulos de espraiamento obtidos nos ensaios com reforço foram significativamente maiores que o obtido no ensaio sem reforço. Aumentos de ângulos de espraiamento com a utilização de reforço em estradas não-pavimentadas sobre solos moles foram também observados por Ferreira Júnior (1995), em ensaios em modelos reduzidos.

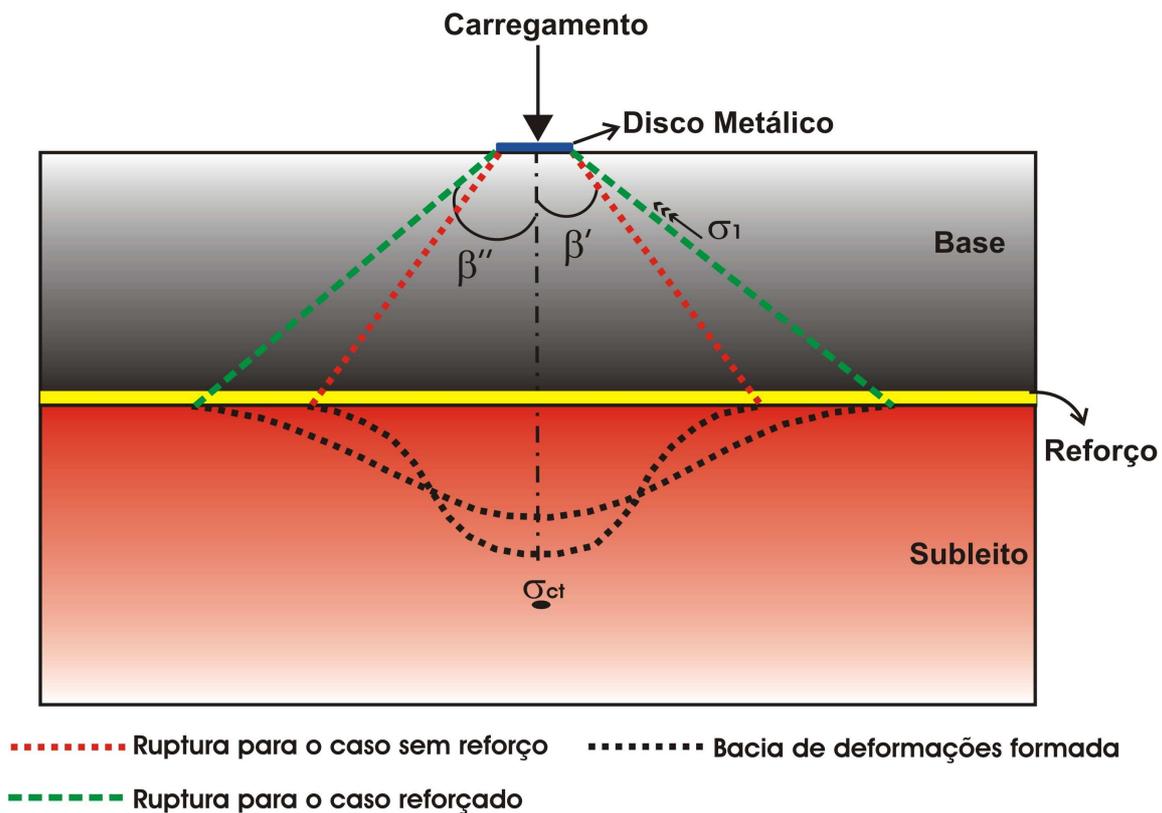


Figura 6.64 – Espalhamento de tensões no pavimento com e sem reforço.

Tabela 6.4 – Ângulos de espalhamento nos ensaios realizados.

Ensaio	Ângulo de Espalhamento β (°)
Sem Reforço	25,2
Geogrelha	47,6
Geotêxtil	42,5

6.4.4 ANÁLISE DO CUSTO-BENEFÍCIO DO USO DE REFORÇO GEOSINTÉTICO EM PAVIMENTOS RODOVIÁRIOS

Um pavimento rodoviário pode ser executado utilizando-se vários tipos de materiais e métodos construtivos. Todavia, a escolha da melhor metodologia a ser adotada é normalmente a alternativa técnica que apresente menores custos globais.

Diversos tipos de custos são considerados em um investimento em infra-estrutura rodoviária, entre os quais podem-se destacar os custos com a construção, de conservação e operacionais, dentre outros. Devem ser analisados também os custos referentes à desapropriação de áreas e demolições necessárias à implantação de uma rodovia, bem como os custos de recuperação ambiental. Entretanto, o intuito desse item é a realização de uma análise econômica considerando-se somente os custos de construção e restauração, não sendo analisados portanto os demais custos citados. O intuito é analisar como e quanto a incorporação de um material geossintético, atuando como elemento de reforço em um pavimento, altera os valores de custos de construção e restauração de um pavimento rodoviário.

Pedrozo (1999) desenvolveu pesquisa onde foram analisados 33 orçamentos de obras rodoviárias executadas pelo DAER/RS no estado do Rio Grande do Sul e, por meio da estatística descritiva, fez um estudo de custos médios destas obras. Para a obtenção do preço unitário do serviço, Pedrozo (1999) calculou o custo como sendo composto pelos seguintes elementos: equipamentos, mão-de-obra, materiais e transporte. Em seu trabalho, são detalhados cada um destes componentes e seus respectivos pesos na estimativa dos custos finais. Pedrozo (1999) chegou à conclusão de que no Brasil a construção por km de rodovias custava, em Julho de 1999, R\$ 393.737,27, com um desvio padrão de R\$ 100.509,47, conforme ilustra a Tabela 6.5.

Tabela 6.5 – Custos calculados por Pedrozo (1999) e corrigidos para o mês de Janeiro de 2008.

CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTO NOVO				Preço de Construção Convencional -		
Tipo de cálculo	Valor	Método/Instituto Pesquisa	Percentual de Reajuste	Valor Corrigido para Janeiro de 2008 (por km)*		
				IGP DI (FGV)	IPCA (IBGE)	IPC (FIPE)
Cálculo Padrão	R\$ 393.737,27	IGP DI (FGV)	134,26%	R\$ 922.368,93	R\$ 709.632,68	R\$ 662.187,34
Cálculo Superior	R\$ 494.246,74	IPCA (IBGE)	80,23%	R\$ 1.157.822,41	R\$ 890.780,90	R\$ 831.224,17
Cálculo Inferior	R\$ 293.227,80	IPC (FIPE)	68,18%	R\$ 686.915,44	R\$ 528.484,46	R\$ 493.150,51

* Considerando-se uma faixa de rolamento de 7 metros.

Vale ressaltar que o DNIT, órgão federal responsável pelas licitações de obras rodoviárias federais no Brasil, utiliza como índice de correção em seus projetos o IGP DI, calculado pela Fundação Getúlio Vargas. Contudo, com o objetivo de comparações entre valores corrigidos de formas distintas, foram utilizados outros índices de cálculo de inflação.

A Tabela 6.5 apresenta também os valores de custos obtidos por Pedrozo (1999), reajustados pelo índice de inflação de Julho de 1999 até Janeiro de 2008, obtido por três metodologias diferentes: IGP DI, calculado pela Fundação Getúlio Vargas; IPCA, determinado pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE) e IPC, calculado pela FIPE (Fundação Instituto de Pesquisas Econômicas). Para uma análise comparativa, calculou-se também os custos de construção de rodovia (por quilometro construído) considerando-se a faixa de variação de preço devido ao desvio padrão, também reajustado pelo índice da inflação determinados pelos mesmos institutos de pesquisa já citados (Tabela 6.5).

A Tabela 6.6 apresenta o custo unitário dos geossintéticos estudados no presente trabalho. O preço foi fornecido pelo fabricante (*Huesker*), tendo-se como mês de referência para esta tomada de preços o mês de janeiro de 2008.

Tabela 6.6 – Preços unitário e por quilometro construído de rodovia dos geossintéticos.

Preço Unitário do Geossintético por m ²		Preço do Geossintético por km construído de rodovia*	
Geogrelha	Geotêxtil	Geogrelha	Geotêxtil
R\$ 15,00	R\$ 10,00	R\$ 105.000,00	R\$ 70.000,00

*Nota: estes custos foram calculados adotando-se uma faixa de rolamento de 7 metros.

Feito o cálculo de quanto o material geossintético eleva o custo inicial de construção, o próximo passo é acrescentar esse valor ao custo unitário de construção de uma rodovia padrão, construída de maneira tradicional, conforme mostra a Tabela 6.7.

Tabela 6.7 – Preços de construção de rodovias (por km construído) ao se incorporar o custo do geossintético.

Tipo de cálculo	IGP DI (FGV)		IPCA (IBGE)		IPC (FIPE)	
	Geogrelha	Geotêxtil	Geogrelha	Geotêxtil	Geogrelha	Geotêxtil
Cálculo Padrão	R\$ 1.027.368,93	R\$ 992.368,93	R\$ 814.632,68	R\$ 779.632,68	R\$ 767.187,34	R\$ 732.187,34
Cálculo Superior	R\$ 1.262.822,41	R\$ 1.227.822,41	R\$ 995.780,90	R\$ 960.780,90	R\$ 936.224,17	R\$ 901.224,17
Cálculo Inferior	R\$ 791.915,44	R\$ 756.915,44	R\$ 633.484,46	R\$ 598.484,46	R\$ 598.150,51	R\$ 563.150,51

Como esperado, o custo inicial de construção do quilômetro de rodovia se eleva pela incorporação do material geossintético. A Tabela 6.8 indica qual é esse acréscimo em termos

percentuais, para cada pesquisa realizada e contando-se com o desvio padrão do custo, estabelecido por Pedrozo (1999).

Tabela 6.8 – Percentuais de aumento dos preços finais de construção de rodovias pela incorporação do reforço geossintético.

Tipo de cálculo	IGP DI (FGV)		IPCA (IBGE)		IPC (FIPE)	
	Geogrelha	Geotêxtil	Geogrelha	Geotêxtil	Geogrelha	Geotêxtil
Cálculo Padrão	11,4%	7,6%	14,8%	9,9%	15,9%	10,6%
Cálculo Superior	9,1%	6,0%	11,8%	7,9%	12,6%	8,4%
Cálculo Inferior	15,3%	10,2%	19,9%	13,2%	21,3%	14,2%

Pela Tabela 6.8, verifica-se que o maior aumento de custo se dá pela pesquisa realizada pelo índice do IPC, ao se comparar o custo da rodovia sem reforço com a reforçada com geogrelha. Dependendo da metodologia utilizada, o aumento de custo situa-se entre 7,5% e 21,3%.

A Tabela 6.9 resume os Fatores de Eficiência calculados após a realização dos ensaios de carregamento cíclico na presente dissertação. Cabe aqui salientar que estes fatores foram calculados entre ensaios de mesma natureza. Por exemplo, a eficiência encontrada para o ensaio reforçado com geogrelha - restauração 2 (7,4), foi calculada em relação ao ensaio Sem Reforço – restauração 2.

Tabela 6.9 – Resumo das Eficiências calculadas em cada ensaio.

Tipo de Ensaio	Número de ciclos de carga até alcançar o afundamento de 25mm	Fator de Eficiência Calculado*
Sem Reforço - Padrão	30.720	-----
Sem Reforço - restauração 1	25.164	-----
Sem Reforço - restauração 2	19.470	-----
Reforçado com Geogrelha - Padrão	282.000	9,2
Reforçado com Geogrelha - restauração 1	210.906	8,4
Reforçado com Geogrelha - restauração 2	144.000	7,4
Reforçado com Geotêxtil - Padrão	85.044	2,8
Reforçado com Geotêxtil - restauração 1	58.698	2,3
Reforçado com Geotêxtil - restauração 2	45.073	2,3

Verifica-se que o menor valor de eficiência encontrado foi no caso do pavimento reforçado com o geotêxtil, depois de realizadas duas restaurações da brita de base (2,3). Entretanto, verifica-se também que o maior acréscimo de custo inicial de construção de rodovia pela incorporação do material geossintético foi de 21%. Isto significa que, por menor que tenha sido a eficiência do reforço geossintético utilizado nos ensaios, o benefício gerado pela

utilização destes materiais como elementos de reforço certamente compensa um investimento inicial um pouco maior.

Para a análise de custo de restaurações sucessivas do pavimento, a Tabela 6.10 ilustra os custos provenientes desta prática dados por quilometro de rodovia restaurado. Analisando-se conjuntamente a Tabela 6.8, Tabela 6.9 e Tabela 6.10, verifica-se que a prática de restauração não apresenta resultados satisfatórios, haja visto que o custo de apenas uma restauração é suficiente para compensar o custo do material geossintético incorporado ao pavimento. A presença do reforço, por sua vez, aumentou a vida útil em, no mínimo 230%, para as condições da presente pesquisa, enquanto que a restauração do pavimento se reforço aumentou a sua vida útil em, no máximo, 80%.

Tabela 6.10 – Custos de restauração de rodovias calculados por Pedrozo (1999) e reajustados para janeiro de 2008.

RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTO EXISTENTE (POR KM)				Preço de Restauração Convencional - Valor Corrigido (por km)*		
Tipo de cálculo	Valor	Método/Instituto Pesquisa	Percentual de Reajuste	IGP DI (FGV)	IPCA (IBGE)	IPC (FIPE)
Cálculo Padrão	R\$ 96.656,36	IGP DI (FGV)	134,26%	R\$ 226.427,19	R\$ 174.203,76	R\$ 162.556,67
Cálculo Superior	R\$ 133.347,92	IPCA (IBGE)	80,23%	R\$ 312.380,84	R\$ 240.332,96	R\$ 224.264,53
Cálculo Inferior	R\$ 59.964,80	IPC (FIPE)	68,18%	R\$ 140.473,54	R\$ 108.074,56	R\$ 100.848,80

Capítulo 7

CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras no tema.

7.1 CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DOS RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS

- Deslocamentos Superficiais

O pavimento sem reforço apresentou resultados consideravelmente inferiores sob o ponto de vista da vida útil do pavimento em todos os ensaios realizados, tanto em comparação com o ensaio reforçado com a geogrelha quanto em relação ao ensaio reforçado com geotêxtil.

Nos ensaios padrão, o pavimento sem reforço atingiu o critério de ruptura com 30.720 ciclos de carregamento, enquanto que no ensaio reforçado com geogrelha esse número de aplicações de carga necessário para se atingir o mesmo critério foi de 282.600 ciclos. No caso reforçado com geotêxtil, o número de repetições de carga foi de 85.044 ciclos. Ou seja, os ensaios reforçados apresentaram vidas úteis de 9,2 e 2,8 vezes superiores ao ensaio sem reforço.

Para os ensaios realizados depois de feita uma restauração da brita de base, as eficiências dos pavimentos reforçados foram também bastante superiores. No caso sem reforço, a vida útil foi de 25.164 ciclos de carregamento, enquanto que no ensaio reforçado com geogrelha foi de 210.906 ciclos e no caso reforçado com geotêxtil foi de 58.698 ciclos, o que acarretou em uma eficiência de 8,4 para o caso com geogrelha e de 2,3 para o caso com geotêxtil.

Comportamento semelhante foi observado nos ensaios realizados após duas restaurações da brita de base. No ensaio reforçado com geogrelha, a vida útil foi 7,4 vezes superior ao caso sem reforço e no caso reforçado com geotêxtil a vida útil foi 2,3 vezes superior.

Pode-se afirmar que a presença do reforço influenciou significativamente os resultados obtidos, seja aumentando a vida útil do pavimento, seja fazendo com que as deformações ocorressem de forma mais lentas, em comparação ao observado para o pavimento não reforçado.

- Distribuição de Tensões Totais

De maneira análoga ao que foi verificado para os deslocamentos superficiais, as tensões totais medidas no interior do pavimento sem reforço geossintético foram, de maneira geral, bem superiores que as obtidas nos pavimentos reforçados.

No ensaio padrão, o pavimento sem reforço alcançou um patamar máximo de tensões totais de 300kPa, enquanto que no ensaio reforçado com o geotêxtil esse valor máximo foi de 225kPa (redução de 25%). No ensaio com a geogrelha, a tensão total máxima foi de 200kPa (redução de 33%); contudo, vale ressaltar que na maior parte do ensaio reforçado com a geogrelha, este patamar de tensão máxima foi ainda menor, em torno 100kPa, aumentando somente no trecho final do ensaio devido à quebra excessiva dos grãos de brita.

Comparando-se com os ensaios realizados após a primeira restauração da brita de base, pôde-se verificar um aumento geral nos valores de tensões totais em relação ao ensaio padrão. Nesse sentido, o ensaio sem reforço foi o que apresentou maior aumento de valores máximos, visto que na interface base/subleito esse valor passou a ser de 385kPa (aumento de quase 30% em relação ao ensaio padrão). Nos ensaios reforçados, estes valores máximos tiveram pequenos aumentos em seus valores absolutos em comparação com os do ensaios padrão.

Com relação aos ensaios feitos depois de realizadas duas restaurações da brita, o ensaio sem reforço novamente foi o que apresentou maiores acréscimos de tensões totais máximas. Neste ensaio, o patamar máximo de tensões totais foi de 475kPa, um aumento de quase 60% em comparação com o ensaio padrão. Nos ensaios reforçados, este patamar de tensões totais máximo esteve praticamente constante, mostrando desta forma o efeito da melhor distribuição de tensões no pavimento gerado pela incorporação do reforço geossintético. A presença de camadas de reforço também propiciou uma distribuição mais favorável de acréscimos de tensões totais ao longo da profundidade.

- Deformações Verticais

As deformações permanentes medidas no pavimento sem reforço foram, de maneira geral, bastante superiores às dos ensaios reforçados, em que pese o número de solicitações de carga ter sido bem menor em comparação com os mesmos ensaios.

No ensaio padrão, o pavimento sem reforço chegou ao patamar máximo de deformações permanentes de $3.100\mu\text{m}/\text{m}$, enquanto que no ensaio com a geogrelha esse valor foi de $1.200\mu\text{m}/\text{m}$ e no caso reforçado com geotêxtil foi de $960\mu\text{m}/\text{m}$. A amplitude máxima de deformação recuperável medida também foi bem superior para o caso sem reforço ($3.500\mu\text{m}/\text{m}$) em comparação com os demais ensaios (geogrelha, $1.500\mu\text{m}/\text{m}$ e geotêxtil, $1.200\mu\text{m}/\text{m}$). Este valor máximo, contudo, se deu no início dos respectivos ensaios e sem que ocorressem deformações plásticas consideráveis.

Comportamento similar foi observado após efetuadas restaurações superficiais no pavimento. Ao final dos três ensaios (padrão, restauração 1 e restauração 2), o pavimento sem reforço indicou valores de deformações máximas acumuladas muito superiores aos ensaios reforçados, a saber: ensaio sem reforço, $7.780\mu\text{m}/\text{m}$, reforçado com geogrelha, $3.100\mu\text{m}/\text{m}$ e com geotêxtil, $3.220\mu\text{m}/\text{m}$. Ou seja, ao final dos ensaios, o pavimento reforçado apresentou deformações máximas permanentes inferiores à metade do que foi obtido para o caso sem reforço.

- Temperatura

De maneira geral, os gradientes de temperatura observados entre as camadas 3 e 1 (mais extremas do subleito) foram superiores nos ensaios sem reforço, em comparação com os ensaios reforçados com a geogrelha e com o geotêxtil. No ensaio padrão houve uma diferença de temperaturas máximas entre estas camadas de 15°C no caso não reforçado, 7°C no ensaio com geogrelha e 4°C no caso com geotêxtil. Nos ensaios seguintes, realizados depois das restaurações da brita, o comportamento foi o mesmo dos ensaios padrão.

- Ensaio Complementares

Ensaio de CBR foram realizados em corpos de prova extraídos diretamente do subleito, logo após o término de cada um dos ensaios de carregamento cíclico. Pelos resultados obtidos, verificou-se que os valores de CBR atenderam ao critério estabelecido, uma vez que no ensaio sem reforço o valor de CBR foi de 8,7%, no caso reforçado com a geogrelha foi de 7,8% e no ensaio com geotêxtil foi de 8,2%, índices muito próximos entre si.

Os valores de sucção encontrados variaram significativamente, relacionando-se principalmente com o aumento conjunto dos teores de umidade e do índice de vazios, comparando-se os ensaios realizados em amostras retiradas nos ensaios reforçados.

Pelo método sugerido por Marsal (1967), pôde-se calcular o índice de quebra (B_g) da brita, dado pela comparação da granulometria do material antes e depois dos ensaios. Verificou-se um valor elevado no índice B_g principalmente no ensaio reforçado com geogrelha, que foi solicitado por um número de aplicações de carga bem superior aos demais ensaios.

A propagação de tensões no interior dos pavimentos é normalmente adotada como tendo a forma de um tronco de cone em análises simplificadas. Pôde-se observar que o ângulo de espraiamento do carregamento superficial, β , obtido no ensaio sem reforço ($25,2^\circ$) foi bem menor que os verificados nos ensaios reforçados com geogrelha ($47,6^\circ$) e com geotêxtil ($42,5^\circ$). Estes resultados indicam uma melhor distribuição de tensões no interior dos pavimentos reforçados em comparação com o ensaio não reforçado, o que certamente influenciou as vidas úteis diferenciadas.

- Custo-Benefício

Com base na pesquisa realizada por Pedrosa (1999), calcularam-se os custos de construção de pavimentos novos e da restauração de pavimentos já danificados, corrigidos por três índices de inflação diferentes.

Independentemente do índice adotado como referência, o resultado da análise econômica é a mesma. Verificou-se que a construção de 1 km de pavimento rodoviário convencional custa atualmente em torno de R\$1.000.000,00 e a incorporação do material geossintético pode

elevar este custo em 21,3% no caso da geogrelha e em 14,2% no caso do geotêxtil, para a pior situação verificada na avaliação de custos. Entretanto, as maiores vidas úteis dos pavimentos reforçados superam em muito os custos de incorporação da camada de reforço. Verificou-se que o custo de apenas uma restauração do pavimento não reforçado seria equivalente ao custo inicial de incorporação dos geossintéticos.

Outros benefícios indiretos causados pela utilização do reforço geossintético, tais como economia de energia por parte dos veículos, segurança durante as viagens, gastos com manutenção, dentre outros, não foram ponderados nesta avaliação econômica, porém aumentariam ainda mais os benefícios trazidos pela utilização de materiais geossintéticos em obras rodoviárias.

7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

A modelagem física é uma forma de estudo de baixo custo e que pode apresentar bons resultados qualitativos na análise do comportamento de pavimentos rodoviários. Dando a continuidade a esta linha de pesquisa, sugere-se que sejam estudados outros fatores, tais como:

- Utilização de outros materiais geossintéticos como elementos de reforço, tais como geocélulas e geocompostos, por exemplo;
- Variação da posição da camada de reforço no interior do pavimento;
- Exumação dos materiais geossintéticos para execução de ensaios de resistência, visando posterior comparação com o material virgem;
- Variar a espessura do material de base na realização dos ensaios de carregamento cíclico;
- Utilização de outros materiais de base;
- Fazer a modelagem numérica utilizando os resultados obtidos neste trabalho;
- Utilização de materiais alternativos para a execução da camada de base (rejeito de mineração, solo cimento, dentre outros);
- Execução do ensaio em condições inundadas ou com variações controladas de umidade do material de base, visando a análise do pavimento sob condições mais severas;
- Utilização de outros tipos de solos como material de subleito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDULJAUWAD, S. N.; BAYOMY, F. & AL-SHAIKH, A. M. (1994). Use of geotextile to improve Sabka Subgrade for low volume roads. Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products – Volume 1. Singapore, 1994. pp. 125-130.
- ABNT (1981). Limite de Plasticidade – NBR 7180. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1984). Determinação do Peso Específico dos Grãos – NBR 6508. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1984a). Solo – Análise Granulométrica – NBR 7181. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- ABNT (1984b). Solo – Determinação do Limite de Liquidez – NBR 6459. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 6p.
- ABNT (1986). Teor de Umidade Natural - NBR 6457. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 3p.
- ABNT (1986a). Solo – Ensaio de Compactação – NBR 7182. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 10p.
- ABNT (1987). Solo – Índice de Suporte Califórnia – NBR 9895. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 14p.
- ABNT (1990). Ensaio de adensamento unidimensional – NBR 12007/90. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 13p.
- AL-QADI, I.L., WEYERS, R.E., GALAGEDERA, N.L., CADY, P.D. (1992) Condition Evaluation of Concrete Bridge Relative to Reinforcement Corrosion, Vol. 4: Deck Membrane Effectiveness and a Method for Evaluating Membrane Integrity”, Strategic Highway Research Program Report, SHRP-S-326.
- AL-QADI, I. L., BRANDON, T. L., AND BHUTTA, A. (1997). Geosynthetic Stabilized Flexible Pavements. Proceedings of Geosynthetics '97, IFAI, Vol. 2, Long Beach, California, pp. 647-662.
- AL-QADI, I. L., COREE, B. J., BRANDON, I. L., BHUTTA, S. A. & APPEA, A. K. (1998). Quantifying the separation characteristics of geosynthetics in flexible pavement. Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics, Atlanta, GA, pp. 945–950.
- AL-QADI, I. L. & S. A. BHUTTA (1999). Designing Low Volume Roads with Geosynthetics. Transportation Research Record, nº 1652, Vol. 2, Transportation Research Board of the National Academies, 1999, pp. 206-216.

AL-QADI, I. L.; DESSOUKY, S. H.; KWON, J. & TUTUMLUER, E. (2007). Accelerated Full-Scale Testing of Geogrid-Reinforced Flexible Pavements. Transportation Research Board. 86th Annual Meeting. Washington, D.C, USA, 2007.

ANDERSON, P., KILLEAVY, M., (1989). Geotextiles and geogrids - Cost effective alternate materials for pavement design and construction. Geosynthetics Conference, vol. 2. San Diego, pp. 353-364.

ASTM D 5298-92 . Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper. In: ASTM Standards, v. 15.09, p. 264-268, 1992.

AZAMBUJA, E. (1994). Investigação do Dano Mecânico em Geotêxteis Não-Tecidos. Dissertação de Mestrado. UFRGS, Porto Alegre, RS, 142 p.

BERETA, L.; CANCELLI, A. MONTANELLI, F. & RIMOLDI, P. (1994). Full scale laboratory test on geosynthetics reinforced roads on soft soil. Proceedings of the Fifth Internacional Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products – Volume 1. Singapore, 1994. pp. 121-124.

BROMS, B. B. Triaxial Tests with Fabric-Reinforced Soil., C. R. Coll. Inst. Soils Text. Paris, Vol, 3, 1977, pp. 129-133.

BROWN, S. F. & DAWSON, A. R. (1992). Two-stage approach to asphalt pavement design, Proceedings of the 7th Internacional Conference to asphalt pavements, Nottingham, June 1992, vol.1; pp. 16-34.

BÜHLER, A. V., & WICKERT, F. (2004). A utilização de grelhas de reforço na engenharia rodoviária brasileira. 35^a Reunião de Pavimentação. Rio de Janeiro. 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; MORTARI, D. SILVA, P. R.; PAIXÃO, M. M. O. M. (1993). Avaliação da colapsibilidade de um solo poroso em consequência da construção de um aterro, 27^a Reunião Anual de Pavimentação, Belém, PA, p. 255-263.

CANCELLI, A.; MONTANELLI, F.; ROMOLDI, P. & ZHAO, A. (1996). Full scale laboratory testing on geosynthetics reinforced paved roads. Proceedings of the Internacional Symposium on Earth Reinforcement, Volume 1, Japan, 1996. pp. 573-578.

DAWSON, A. R.; LITTLE, P. H. & BROWN, S. F. (1994). Rutting behaviour in geosyntheticreinforced unsurfaced pavements. Proceedings of the Fifth Internacional Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products – Volume 1. Singapore, 1994. pp. 143-146.

DNIT (2007). Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Coordenação de Planejamento do DNIT. www.dnit.gov.br. Acesso em Janeiro de 2008.

DNIT (2007). Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Anuário Estatístico dos Transportes – 2001. www.dnit.gov.br. Acesso em Janeiro de 2008

DONDI, G. (1996). Laboratory test on bituminous reinforced by geosynthetics. Proceedings of the Third Internacional RILEM Conference, Maastricht (The Netherlands), 1996 – Reflective Cracking in Pavements – Design and Performance of overlay systems.

EICHENAUER, T.; GOBEL, C. & LIEBERENZ, K. (1994). Performance of geotextiles in railroad laboratory testing. Proceedings of the Fifth Internacional Conference on Geotextiles, Geomembranes and related products – Volume 1. Singapoe, 1994. pp. 159-162.

EMBRAPA (1978). Levantamento de Reconhecimento dos solos do Distrito Federal. Boletim Técnico, nº 53, SNLCS, Rio de Janeiro, RJ, 212p.

FANNIN, R.J. AND SIGURDSSON, O. (1996). Field Observations on Stabilization of Unpaved Roads With Geosynthetics. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, No. 7, pp. 544-553.

FARIAS, M. M., MONTEIRO, S. A., 1996, “Utilização de Modelos Elásticos Lineares e Não-Lineares na Retroanálise de Propriedades de Pavimentos”. In: Anais 30a Reunião Anual de Pavimentação ABPv, Salvador –Ba, vol.2 pp. 791-809.

FERNANDES, G. (2005). Comportamento de Estruturas de Pavimentos Ferroviários com Utilização de Solos Finos e/ou Resíduos de Mineração de Ferro Associados à Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-027A/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 253p.

FERNANDES JÚNIOR, J. L. & BARBOSA, R. E. (1999). Análise da Influência de fatores do tráfego e da condição dos pavimentos sobre as cargas dinâmicas dos veículos rodoviários. X Congresso Ibero-Latinoamericano de Asfalto, Sevilha, Espanha.

FERNANDES JÚNIOR, J. L. & BARBOSA, R. E. (2005). Efeitos da carga por eixo, do tipo de eixo, da velocidade e da condição dos pavimentos sobre as cargas dinâmicas. 36ª Reunião Anual de Pavimentação, Curitiba 2005.

FERREIRA JUNIOR, L.G. 1995. Estudo da Influência do Reforço (Geotêxtil) nos Mecanismos de Deformação e Ruptura de Estradas Não-Pavimentadas Através de Modelos Físicos. Dissertação de Mestrado, Publicação Nº.: G.DM-021A/95, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 181p.

GMA WHITE PAPER (2000). Geosynthetic Reinforcement of the Aggregate Base/Subbase Courses of Pavement Structures. Geosynthetic Materials Association. Prepared for AASHTO Committee 4E.

GILLESPIE, T. D.; KARAMIHAS, S. M.; CEBON, D.; SAYERS, M. W.; NASIM, M. A.; HANSEN, W.; & EHSAN, N. (1992). *Effects of Heavy Vehicle Characteristics on Pavement Response and Performance*. Research Report 022/92CE, National Cooperative Highway Research Program, University of Michigan, Transportation Research Institute, 25 pp.

HAAS, R., WALLS, J., AND CARROLL, R. G. (1988). Geogrid Reinforcement of Granular Bases in Flexible Pavements, Transportation Research Record 1188, pp. 19-27.

KNAPTON, J. & AUSTIN, R. A. (1996). Laboratory testing of reinforced unpaved roads. Proceedings of the Internacional Symposium on Earth Reinforcement, Volume 1, Japan, 1996. pp. 615-618.

KOERNER, R. M., (1994), *Designing with Geosynthetics*. 3rd Edition, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ.

KULAKOWSKI, B. T. (1994). Vehicle-Road Interaction. ASTM (American Society of Testing and Materials); STP 1225, Philadelphia/PA.

LOVE, J.P., BURD, H.J., MILLIGAN, G.W.E. AND HOULSBY, G.T. (1987). Analytical and Model Studies of Reinforcement of a Layer of Granular Fill on a Soft Clay Subgrade. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 24, No. 4, pp. 611-622.

MARSAL R. J. (1967) Large scale testing of rockfill materials. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 93, n° SM2, paper 5128, March, pp.27-43.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Editora UFRJ. 1997.

MENDONÇA, A. F.; LIMA, A., BARROS, J. G. C., CORTAPASSI JR., R.; COSTAPASSI, R. (1994). Critérios Geológicos e Geotécnicos para execução de sondagens na área do Distrito Federal. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, ABMS, Foz do Iguaçu, PR, vol.2. pp.389-395.

MIURA, N., SAKAI, A., TAESIRI, Y., YAMANOUCHI, T. AND YASUHARA, K. (1990). Polymer Grid Reinforced Pavement on Soft Clay Grounds. Geotextiles and Geomembranes, Vol. 9, No. 1, pp. 99-123.

MORACI, N. & MONTANELLI, F. (1996). Short and long term behaviour of geogrids under static and cyclic load. Proceedings of the Internacional Symposium on Earth Reinforcement, Volume 1, Japan, 1996. pp. 117-122.

MURRAY, C. D. (1982). Simulation Testing of Geotextile Membranes for Reflection Cracking. Proceedings of the 2nd Internacional conference of geotextiles, Las Vegas, NV, 1982, IFAI, Vol. 2, pp. 511-516.

NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. (1985). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 1:30-41.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F., SÓRIA, M. H. A. & FABBRI, G. T. P. (1993). Pavimentação com solos lateríticos. Solos do Interior de São Paulo, São Carlos, SP, 1:315-335.

PALMEIRA, E. M. (1993). Curso de Estabilização e Reforço de solos: Introdução à Utilização de Geossintéticos. Publicação G. AP-002B/93. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Brasília. 60p.

PALMEIRA, E. M. (1996). Instrumentação Geotécnica. Notas de Aula, Publicação G.AP-005A/96. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72p

PALMEIRA, E. M. (1999). Solo Reforçado. Huesker Ltda, São Paulo. 16p.

PALMEIRA, E. M. (2007). Soil-Geosynthetic Interaction: Modelling and Analysis. Mercer Lecture 2007-2008. 17p.

PEDROZO, L. G. (1999). Custos da Infra-Estrutura Rodoviária – Análise e Sistematização. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 1999.

PERKINS, S.W. (1999). Mechanical Response of Geosynthetic-Reinforced Flexible Pavements, Geosynthetics International, Vol. 6, No. 5, pp. 347-382.

SOUZA, M. L. (1981). Método de projeto de pavimentos flexíveis. 3 ed. Rio de Janeiro, IPR., 1981 (IPR. Publicação nº 667).

SUZUKI, C. Y., KABBACH JR., F. I., AZEVEDO, A. M., PEREIRA, A. C. O. & FREITAS, M. T. V. L. T. (2004). Análise de sensibilidade de modelos de dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizados no Brasil. 35ª Reunião Anual de Pavimentação. Rio de Janeiro, 2004.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS (2003). Use of geogrids in pavement construction. Technical Letter nº 1110-1-189. Department of the army. Washington, D.C. 38p.

WALTERS, D. L. & RAYMOND, G. P. (1999). Monotonic loading of geogrid-reinforced finite depth granular material. Proceedings of Geosynthetics'99, volume 1, Boston, USA, 1999. pp. 265-278.

WATN, A. SOLHEIM, O. M. & UTHUS, N. (1994). Potential benefit from synthetic reinforcement in asphalt overlays. Proceedings of the Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and related products – Volume 1. Singapore, 1994. pp. 53-56.