

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

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO
COMPORTAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS
COM E SEM REFORÇO GEOSSINTÉTICO POR MEIO DE
ANÁLISES NUMÉRICAS**

JUAN FERNANDO JOYA NUÑEZ

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-258/15

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO /2015

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

**CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO
COMPORTAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS
COM E SEM REFORÇO GEOSSINTÉTICO POR MEIO DE
ANÁLISES NUMÉRICAS**

JUAN FERNANDO JOYA NUÑEZ

**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.**

APROVADA POR:

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

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

**LUIZ GUILHERME RODRIGUES DE MELLO, D.Sc. (DNIT)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 28 de SETEMBRO de 2015.

FICHA CATALOGRÁFICA

NUÑEZ, JUAN FERNANDO JOYA

Contribuições ao Estudo do Comportamento de Estradas não Pavimentadas com e sem Reforço Geossintético por meio de Análises Numéricas [Distrito Federal] 2015

xxiii, 117 p., 210x297mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2015)

Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Geossintéticos

2. Análise numérica

3. Estrada não pavimentada

4. Carga cíclica

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

NUÑEZ, J.F.J (2015). Contribuições ao Estudo do Comportamento de Estradas não Pavimentadas com e sem Reforço Geossintético por meio de Análises Numéricas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-258/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 117p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Juan Fernando Joya Nuñez

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Contribuições ao Estudo do Comportamento de Estradas não Pavimentadas com e sem reforço Geossintético por meio de Análises Numéricas.

GRAU/ANO: Mestre/2015

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.

Juan Fernando Joya Nuñez
SQN 405, Bloco G, Apto 204, Asa Norte
CEP:70.846-070 Brasília/DF-Brasil
e-mail: joyan7@hotmail.com

“Vós me chamais Mestre e Senhor e dizeis bem, porque eu o sou. Ora, se eu, Senhor e Mestre, vos lavei os pés, vós deveis também lavar os pés uns aos outros”

- Jesus -

DEDICATÓRIA

Para meu pai. Sua paixão pela ciência foi sempre uma inspiração.

Para minha mãe. Sua sabedoria ensinou-me como viver.

Para minha tia. Por seu apoio incondicional. Por chorar comigo. Por rir comigo.

AGRADECIMENTOS

Deus deu para mim todas as ferramentas para começar e terminar esse trabalho. Mas isso não foi suficiente para Ele. Sabendo como eu sou fraco, sempre estive disposto com seu melhor sorriso para me ajudar a usá-las.

Para o Professor Ennio Palmeira minha maior admiração. Foi um grande exemplo de como orientar. Deu-me confiança no meu trabalho. Esclareceu minhas dúvidas e corrigiu meus erros com incrível paciência. Cresci muito com ele tanto pessoal quanto academicamente. Obrigado Professor.

Ninguém faz um trabalho desse tipo sem professores, família e amigos. Tenho a oportunidade de agradecer a todos eles pessoalmente e assim será.

Agradeço ao CAPES e CNPq pelo apoio financeiro.

CONTRIBUIÇÕES AO ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS COM E SEM REFORÇO GEOSINTÉTICO POR MEIO DE ANÁLISES NUMÉRICAS

RESUMO

As análises numéricas tem-se apresentado como uma importante ferramenta no estudo dos mais diversos problemas geotécnicos, incluindo as estradas não pavimentadas quando reforçadas com geossintéticos. Nessa dissertação empregou-se o software comercial de elementos finitos Plaxis 2D para simular ensaios de laboratório realizados em escala real e em escala reduzida, que visaram estudar o comportamento de vias não pavimentadas reforçadas e sem reforço submetidas a carregamentos monotônicos. As modelagens numéricas mostraram diferentes mecanismos de ação do reforço e permitiram conhecer as magnitudes de algumas grandezas que não tinham sido medidas experimentalmente. Uma vez que os ensaios usados como banco de dados foram também executados sob condições de carregamento cíclico, foi possível avaliar a metodologia proposta por Jewell (1996) para levar em conta o efeito do tráfego no dimensionamento das estradas não pavimentadas. O método permite calcular a partir das cargas cíclicas, carregamentos estáticos equivalentes que podem ser usado no projeto das vias. Foi observado que essa equivalência entre as cargas varia com o nível de deformação das estradas e depende da condição dos materiais constituintes das mesmas. Também foram propostas expressões para considerar a influência dos deslocamentos superficiais máximos no cálculo das cargas estáticas equivalentes.

CONTRIBUTIONS FOR THE STUDY OF UNPAVED ROADS WITH AND WITHOUT GEOSYNTHETIC REINFORCEMENT THROUGH NUMERICAL ANALYSES

ABSTRACT

Numerical analyses have been successfully used in the study of different kinds of geotechnical problems, including the case of geosynthetic reinforced unpaved roads. The finite element commercial software Plaxis 2D was used in this dissertation to simulate full-scale and model scale laboratory tests that were performed to study the mechanical response of unpaved roads under monotonic loading. The numerical models showed different types of reinforcement mechanisms and provided quantitative information about some variables that were not experimentally measured before. Since the tests used as databases were also performed under cyclic loading conditions, it was possible to assess the method proposed by Jewell (1996) to take into account the dynamic effect of traffic in the design of unpaved roads. The method allows calculating, from cyclic loads, equivalent static loads that can be used in the project of the roads. It was observed that this equivalence between loads varies with the level of roads deformations and with the conditions of its materials. Different expressions have also been proposed to take into account the influence of maximum superficial displacements in the calculation of equivalent static loads.

ÍNDICE

<i>Capítulo</i>	<i>Página</i>
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS.....	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1. ASPECTOS GERAIS SOBRE AS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS.....	4
2.2. ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS	8
2.2.1. GEOSSINTÉTICOS USADOS COMO REFORÇO	10
2.2.2. MÉTODOS ANALÍTICOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS E SEM REFORÇO.....	13
2.2.2.1. GIROUD E NOIRAY (1981).....	14
2.2.2.2. HOULSBY ET AL. (1989)	20
2.2.2.3. HOULSBY E JEWELL (1990).....	25
2.2.2.4. JEWELL (1996)	27
2.3. ESTUDOS REALIZADOS SOBRE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS	28
2.3.1. ENSAIOS REALIZADOS EM CAMPO E LABORATÓRIO.....	28
2.3.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS.....	30
3. FERRAMENTAS DE ANÁLISE.....	33
3.1. MODELO FÍSICO DE GÓNGORA (2011)	33
3.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	33
3.1.2. MATERIAIS EMPREGADOS	34
3.1.2.1. ATERRO.....	34
3.1.2.2. SUBLEITO.....	35
3.1.2.3. GEOSSINTÉTICO.....	36
3.2. MODELO FÍSICO DE ANTUNES (2008)	36
3.2.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	37
3.2.2. MATERIAIS EMPREGADOS	37
3.2.2.1. ATERRO.....	38
3.2.2.2. SUBLEITO.....	38

3.2.2.3. GEOSSINTÉTICO.....	40
3.3. MODELO FÍSICO DE FANNIN (1986).....	40
3.3.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	41
3.3.2. MATERIAIS EMPREGADOS	42
3.3.2.1. ATERRO.....	43
3.3.2.2. SUBLEITO.....	44
3.3.2.3. GEOSSINTÉTICOS.....	45
3.4. FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA.....	47
3.4.1 CARACTERÍSTICAS DO PROGRAMA PLAXIS	48
3.4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS NO PLAXIS	49
3.4.3 SIMULAÇÃO DO REFORÇO	51
4. DESCRIÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	53
4.1. GÓNGORA (2011)	53
4.1.1. GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	53
4.1.2. MODELAGEM DOS MATERIAIS	54
4.1.3. RESULTADO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	55
4.2. ANTUNES (2008).....	56
4.2.1. GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	56
4.2.2. MODELAGEM DOS MATERIAIS	57
4.2.3. ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	58
4.3. FANNIN (1986).....	61
4.3.1. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS S9100M E R9100M	61
4.3.1.1. GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	61
4.3.1.2. MODELAGEM DOS MATERIAIS	62
4.3.1.3. ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	63
4.3.2. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS S6125M E R6125M	65
4.3.2.1. GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO	65
4.3.2.2. MODELAGEM DOS MATERIAIS	66
4.3.2.3. ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	67
5. PREVISÕES NUMÉRICAS.....	69
5.1. FORÇAS E TENSÕES NO REFORÇO	69
5.1.1. FORÇAS DE TRAÇÃO NO REFORÇO	69
5.1.1.1. GÓNGORA (2011)	69

5.1.1.2. ANTUNES (2008).....	70
5.1.1.3. FANNIN (1986).....	71
5.1.2. TENSÕES CISALHANTES NAS INTERFACES DO REFORÇO.....	72
5.1.2.1. GÓNGORA (2011).....	72
5.1.2.2. ANTUNES (2008).....	74
5.1.2.3. FANNIN (1986).....	74
5.2. EFEITO DO REFORÇO.....	76
5.2.1. TENSÕES VERTICAIS NO INTERIOR DO SUBLEITO.....	76
5.2.1.1. GÓNGORA (2011).....	76
5.2.1.2. ANTUNES (2008).....	77
5.2.1.3. FANNIN (1986).....	78
5.2.2. COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES CISALHANTES NA SUPERFÍCIE DO SUBLEITO COM E SEM REFORÇO.....	80
5.2.2.1. GÓNGORA (2011).....	80
5.2.2.2. ANTUNES (2008).....	81
5.2.2.3. FANNIN (1986).....	82
5.3. COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	83
5.3.1. GÓNGORA (2011).....	83
5.3.2. ANTUNES (2008).....	85
6. ANÁLISE DE SOLUÇÃO PARA CONSIDERAÇÃO DE CARREGAMENTOS CÍCLICOS.....	88
6.1. PROCEDIMENTO DE ANÁLISE.....	88
6.2. EQUIVALÊNCIA ENTRE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS SEM REFORÇO.....	91
6.3. EQUIVALÊNCIA ENTRE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS.....	96
6.4. COMPARAÇÕES ENTRE ESTRADAS COM E SEM REFORÇO.....	101
7. CONCLUSÕES.....	106
7.1. CONCLUSÕES DAS ANÁLISES NUMÉRICAS.....	106
7.2. CONCLUSÕES DA ANÁLISE DA SOLUÇÃO PARA CONSIDERAÇÃO DE CARREGAMENTOS CÍCLICOS.....	107
7.3. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	108

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	109
A. RESULTADOS EXPERIMENTAIS	113
A.1. GÓNGORA (2011)	113
A.2. ANTUNES (2008).....	114
A.3. FANNIN (1986)	116

LISTA DE TABELAS

<i>Tabela</i>	<i>Página</i>
Tabela 2.1 – Método de dimensionamento I para estradas não pavimentadas: espessuras (cm) requeridas	6
Tabela 2.2 – Método de dimensionamento II para estradas não pavimentadas : espessuras (cm) requeridas	7
Tabela 2.3 - Fatores de capacidade de carga admissível no estado axisimétrico.....	25
Tabela 3.1– Propriedades da brita usada por Góngora (2011).....	35
Tabela 3.2 – Propriedades do solo de subleito usado por Góngora (2011).....	35
Tabela 3.3– Propriedades da “Geogrelha 2” usada por Góngora (2011).....	36
Tabela 3.4– Propriedades do solo de aterro usado por Antunes (2008).....	38
Tabela 3.5– Propriedades do solo de subleito empregado por Antunes (2008).....	39
Tabela 3.6 – Classificação do solo de subleito empregado por Antunes (2008)	39
Tabela 3.7 – Propriedades da geogrelha usada por Antunes (2008)	40
Tabela 3.8 – Ensaio realizados por Fannin (1986)	42
Tabela 3.9 – Propriedades do solo de aterro empregado por Fannin (1986)	43
Tabela 3.10– Ângulo de dilatação do solo de aterro empregado por Fannin (1986).....	43
Tabela 3.11– Propriedades do solo de subleito empregado por Fannin (1986).....	44
Tabela 3.12 – Propriedades do solo de subleito ($s_u = 6$ kPa)	44
Tabela 3.13 - Propriedades do solo de subleito ($s_u = 9$ kPa).....	44
Tabela 3.14 - Propriedades geométricas dos geossintéticos usados por Fannin (1986)	46
Tabela 3.15 – Propriedades mecânicas do geossintético tipo ‘M’ usado por Fannin (1986)...	47
Tabela 3.16 – Propriedades mecânicas do geossintético tipo ‘C’ usado por Fannin (1986)....	47
Tabela 3.17 - Parâmetros do modelo <i>Hardening-Soil</i> (modificado-Araújo 2009)	60

Tabela 4.1 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos testes executados por Góngora (2011)	55
Tabela 4.2 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos testes executados por Antunes (2008).....	58
Tabela 4.3 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos ensaios R9100M e S9100M	62
Tabela 4.4 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos ensaios R6125M e S6125M	66
Tabela 5.1 - Configuração não reforçada estudada por Góngora (2011): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente.....	85
Tabela 5.2 - Configuração reforçada estudada por Góngora (2011): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente	85
Tabela 5.3 - Configuração sem reforço estudada por Antunes (2008): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente	87
Tabela 5.4 - Configuração reforçada estudada por Antunes (2008): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente	87
Tabela 6.1 – Estrada S9100M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)	94
Tabela 6.2 – Estrada S9125C: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al (1989)	94
Tabela 6.3 – Estrada R9100M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989).	99
Tabela 6.4 - Estrada R9125C: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989).	99
Tabela 6.5 - Estrada R6125M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989).	99
Tabela 6.6 – Resumo dos valores calculados de <i>exp</i>	105
Tabela 6.7 – Resumo dos valores calculados para o fator de fadiga (f_n)	105

LISTA DE FIGURAS

<i>Figura</i>	<i>Página</i>
Figura 2.1 – Geotêxteis (Koerner, 1994).....	11
Figura 2.2 – Geogrelhas (Teixeira, 2006)	12
Figura 2.3 – Área de contato equivalente pneu-via.....	15
Figura 2.4 – Distribuição trapezoidal da carga em superfície	16
Figura 2.5 – Geossintético deformado (Giroud e Noiray, 1981)	17
Figura 2.6 – Espreadimento da carga no aterro (Houlsby et al.(1989)).....	21
Figura 2.7 – Forças atuantes no bloco de solo sob a área carregada.....	22
Figura 2.8 – Consideração do efeito do tráfego	24
Figura 3.1– Equipamento usado nos ensaios executados por Góngora (2011). Sem escala... 34	
Figura 3.2 – Equipamento usado nos ensaios executados por Antunes (2008). Sem escala. .. 37	
Figura 3.3 – Caixa de ensaios usada por Fannin (1986). Sem escala. 42	
Figura 3.4 – Variação de resistência não drenada com a profundidade (Fannin, 1986) 45	
Figura 3.5 – Resultados de ensaios de tração (Fannin, 1986)..... 46	
Figura 4.1 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio executado por Góngora (2011)	54
Figura 4.2 – Simulações numéricas dos ensaios realizados por Góngora (2011): carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R).....	55
Figura 4.3 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio executado por Antunes (2008).....	57
Figura 4.4 – Caso sem reforço estudado por Antunes (2008): carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R).....	59
Figura 4.5 – Caso reforçado estudado por Antunes (2008): carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R).....	60

Figura 4.6 – Simulações numéricas dos ensaios realizados por Antunes (2008): carga aplicada <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R)	60
Figura 4.7 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio R9100M executado por Fannin (1986).....	61
Figura 4.8- Ensaio S9100M: carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)	64
Figura 4.9- Ensaio R9100M: carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	64
Figura 4.10- Simulação numérica dos ensaios S9100M e R9100M: carga (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	65
Figura 4.11 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio R6125M executado por Fannin (1986).....	66
Figura 4.12- Ensaio S6125M: carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)	67
Figura 4.13 – Ensaio R6125M: carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B) ..	68
Figura 4.14 – Simulação numérica dos ensaios S6125M e R6125M: carga aplicada (p) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	68
Figura 5.1 – Força axial no reforço usado por Góngora (2011).....	70
Figura 5.2 – Força axial no reforço usado por Antunes (2008)	70
Figura 5.3 – Força axial na geogrelha usada como reforço no ensaio R9100M	71
Figura 5.4 – Força axial na geogrelha usada como reforço no ensaio R6125M	71
Figura 5.5 – Distribuição de tensões acima do reforço empregado por Góngora (2011)	73
Figura 5.6 – Distribuição de tensões abaixo do reforço empregado por Góngora (2011)	73
Figura 5.7 – Distribuição de tensões acima do reforço empregado por Antunes (2008).....	74
Figura 5.8 – Distribuição de tensões abaixo do reforço empregado por Antunes (2008).....	74
Figura 5.9 – Tensões cisalhantes (a) acima e (b) abaixo da geogrelha usada por Fannin (1986) no ensaio R9100M	75
Figura 5.10 – Tensões cisalhantes (a) acima e (b) abaixo da geogrelha usada por Fannin (1986) no ensaio R6125M.....	75
Figura 5.11 – Tensões verticais na base das estradas construídas por Góngora (2011)	77

Figura 5.12 – Tensões verticais na base das estradas construídas por Antunes (2008)	78
Figura 5.13 – Tensões verticais na base das estradas R9100M e S9100M.....	79
Figura 5.14 – Tensões verticais na base das estradas R6125M e S6125M.....	80
Figura 5.15 – Tensões cisalhantes na superfície do subleito das estradas (a) sem reforço e (b) com reforço construídas por Góngora (2011)	80
Figura 5.16 – Tensões cisalhantes na superfície do subleito das estradas (a) sem reforço e (b) com reforço construídas por Antunes (2008).....	81
Figura 5.17 – Distribuição de tensões cisalhantes normalizadas na superfície do subleito das estradas (a) S9100M e (b) R9100M.....	82
Figura 5.18 – Distribuição de tensões cisalhantes normalizadas na superfície do subleito das estradas (a)S6125M e (b)R6125M.....	82
Figura 5.19 – Caso sem reforço estudado por Góngora (2011): tensão vertical normalizada <i>versus</i> profundidade (z).....	84
Figura 5.20 – Caso reforçado estudado por Góngora (2011): tensão vertical normalizada <i>versus</i> profundidade (z).....	84
Figura 5.21 – Caso não reforçado estudado por Antunes (2008): tensão vertical normalizada <i>versus</i> profundidade (z).....	86
Figura 5.22 – Caso reforçado estudado por Antunes (2008): tensão vertical normalizada <i>versus</i> profundidade (z).....	86
Figura 6.1 – Estradas não reforçadas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011): exp <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R)	91
Figura 6.2 – Estradas S9100M e S9125C: exp <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)......	93
Figura 6.3 – Estradas S9100M e S9125C: curva de ajuste exp <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)......	95
Figura 6.4 – Estradas reforçadas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011): exp <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R)......	97
Figura 6.5 – Estradas R9100M, R9125C e R6125M: exp <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)......	98

Figura 6.6 – Estradas R9100M, R9125C e R6125M: curva de ajuste <i>exp versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	101
Figura 6.7 – Estradas S9100M e R9100M: <i>exp versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	101
Figura 6.8 – Estradas R9125C e S9125C: <i>exp versus</i> deslocamento normalizado (δ/B)	102
Figura 6.9 - Estradas S9100M e R9100M: coeficiente de fadiga (f_n) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	102
Figura 6.10 - Estradas S9125C e R9125C: coeficiente de fadiga (f_n) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/B).....	102
Figura 6.11 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Antunes (2008): <i>exp versus</i> deslocamento normalizado (δ/R).....	103
Figura 6.12 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Góngora (2011): <i>exp versus</i> deslocamento normalizado (δ/R).....	103
Figura 6.13 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Antunes (2008): coeficiente de fadiga (f_n) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R)	104
Figura 6.14 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Góngora (2011): coeficiente de fadiga (f_n) <i>versus</i> deslocamento normalizado (δ/R)	104
Figura A.1 – Estrada não reforçada: curva deslocamento <i>versus</i> número de ciclos (Góngora, 2011)	113
Figura A.2 – Estrada reforçada: curva deslocamento <i>versus</i> número de ciclos (Góngora, 2011)	114
Figura A.3 – Estrada não reforçada: curva deslocamento <i>versus</i> número de ciclos (Antunes, 2008).....	114
Figura A.4 – Estrada reforçada: curva deslocamento <i>versus</i> número de ciclos (Antunes, 2008).....	115
Figura A.5 – Estrada reforçada ensaiada por Antunes (2008): ajuste linear da curva deslocamento <i>versus</i> número de ciclos	115
Figura A.6 – Curvas deslocamento <i>versus</i> número de ciclos correspondentes às estradas S9125C e S9100C	116

Figura A.7 – Curvas deslocamento *versus* número de ciclos correspondentes às estradas R9125C , R9100C e R6125C 117

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLARUTA E ABREVIACÕES

AASHTO	- <i>Association State of Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
a	- Propriedade geométrica do geossintético deformado
a´	- Propriedade geométrica do geossintético deformado
B	- Metade da largura da área carregada sobre a via
B´	- Metade da largura da área carregada na superfície do subleito
b	- Fator usado no cálculo da deformação do reforço
b´	- Fator usado no cálculo da deformação do reforço
c	- Coesão do solo
CH	- Argila inorgânica de alta plasticidade
c _i	- Coesão da interface
c _{increment}	- Incremento da coesão com a profundidade
c _{soil}	- Coesão do solo
C	- Carregamento cíclico
CAD	- <i>Computer-aided design</i>
CBR	- Índice de Suporte de Califórnia (“California Bearing Ratio”)
c _c	- Índice de compressão
cm	- Centímetro
cm ²	- Centímetro quadrado
cm ³	- Centímetro cúbico
c _v	- Coeficiente de adensamento vertical
C*	- Método de Casagrande
D	- Espessura de aterro no método de Housby et al. (1989)
E	- Módulo de elasticidade
EA	- Rigidez axial do geossintético
E _i	- Módulo elástico da interface
E _{oed,i}	- Módulo elástico oedométrico da interface
E _{ur}	- Módulo elástico em compressão-recompressão
E _{oed} ^{ref}	- Módulo de elasticidade tangente para o carregamento primário oedométrico
E ₅₀ ^{ref}	- Módulo de elasticidade secante no ensaio triaxial drenado
e	- Propriedade geométrica da deformada do geossintético
F	- Força axial por unidade de comprimento
F _{axial}	- Força axial mobilizada no geossintético

FHWA	- <i>Federal Highway Administration</i>
f_n	- Coeficiente de fadiga
GUI	- <i>Graphical user interface</i>
g	- Grama
g/cm^3	- Grama por centímetro cúbico
°	- Grau
°C	- Grau Celsius
G	- Módulo elástico cisalhante
G_i	- Módulo elástico cisalhante da interface
h	- Espessura de aterro no método de Giroud e Noiray (1981)
h_r	- Espessura de aterro no caso reforçado
h_s	- Espessura de aterro no caso sem reforço
h'_s	- Altura de aterro caso sem reforço considerando tráfego dos veículos
HRB	- <i>Highway Research Board</i>
Hz	- Hertz
IP	- Índice de plasticidade
J	- Rigidez do geossintético
K_a	- Coeficiente de empuxo ativo
K_p	- Coeficiente de empuxo passivo
k_o	- Coeficiente de empuxo no repouso
K_o^{nc}	- Coeficiente de empuxo no repouso do solo normalmente adensado
kg	- Kilogramas
kN	- KiloNewton
kN/m	- KiloNewton por metro
kN/m^3	- KiloNewton por metro cúbico
kPa	- KiloPascal
L	- Comprimento área de pneu equivalente
L'	- Comprimento original do reforço
LVDT	- <i>Linear variable differential transformer</i>
M	- Carregamento monotônico
m	- Metro
m	- Potência para a dependência da rigidez com o nível de tensões
mm	- Milímetro
N	- Número de repetições de carga cíclica
NBR	- Norma brasileira

N_s	- Número de repetições de carga de referência
N_{ca}	- Fator de capacidade de carga admissível
N_{cr}	- Fator de capacidade de carga requerido
P	- Carga de eixo padrão
P_n	- Carga cíclica
P_s	- Carga estática de referência
p	- Pressão vertical da superfície do aterro
p^*	- Pressão vertical na superfície do subleito
p_c	- Pressão de calibragem dos pneus
p^{ref}	- Pressão de referência para o módulo
P.S	- Método de Pacheco Silva
PVC	- Policloreto de vinil
%	- Porcentagem
$(p/s_u)_n$	- Intensidade da pressão cíclica normalizada
$(p/s_u)_s$	- Intensidade da pressão estática de referência normalizada
q_e	- Capacidade de carga elástica
q_{ult}	- Capacidade de carga ultima
R	- Raio de área carregada na superfície do aterro
R^2	- Coeficiente de correlação
R_f	- Razão de ruptura
R_{int}	- Relação de interface
R'	- Raio da área carregada na superfície do subleito
r	- Profundidade da rodeira
RCD-R	- Resíduos da construção e demolição reciclados
SD-LTAP	- <i>South Dakota Local Transportation Assistance Program</i>
s	- Recalque máximo
s_u	- Resistência não drenada
SM	- Areia Siltosa
SPT	- Standard Penetration Test
TWB	- <i>The World Bank</i>
T	- Tensão máxima mobilizada no reforço
T'	- Método de Taylor
USCE	- <i>United States Army Corps of Engineers</i>
USCS	- <i>Unified Soil Classification System</i>
w	- Umidade

x	- Distância desde o centro da área carregada
z	- Profundidade
α	- Fator de tensão cisalhante
α_r	- Fator de tensão cisalhante requerido
β	- Ângulo de espraiamento da carga no aterro
δ	- Deslocamento superficial
δ'	- Ângulo de atrito pneu-via
ε	- Deformação do reforço
κ^*	- Índice de expansão modificado
λ^*	- Índice de compressão modificado
ϕ	- Ângulo de atrito do solo
ϕ_i	- Ângulo de atrito da interface
γ	- Peso específico do material
ν	- Coeficiente de Poisson do solo
ν_i	- Coeficiente de Poisson da interface
ν_{ur}	- Coeficiente de Poisson no carregamento-recarregamento
σ_p	- Tensão de pré adensamento
$\sigma_{t,i}$	- Resistência à tração da interface
$\sigma_{t,solo}$	- Resistência à tração do solo
$\sigma_{tension}$	- Resistência à tração
σ_v	- Distribuição de tensões verticais em profundidade
σ_y	- Tensão vertical
τ	- Tensão cisalhante
τ_r	- Tensão cisalhante requerida
ψ	- Ângulo de dilatância
ψ_i	- Dilatância da interface

Introdução

1.1 MOTIVAÇÃO

Segundo dados do Banco Mundial (TWB, 2011) aproximadamente 50% das vias no mundo são não pavimentadas. Há países onde essa porcentagem pode ser muito maior, como Brasil ou Colômbia, atingindo valores de 86% e 90% respectivamente. A maior parte desse tipo de estradas é construída em áreas rurais e sua importância envolve as esferas econômicas e sociais de qualquer país onde se encontram. Elas permitem levar saúde, educação e outros serviços a comunidades afastadas e extrair delas produtos da exploração de recursos naturais como aqueles das indústrias agrícolas e de mineração.

A superfície de rolamento das estradas não pavimentadas pode ser sua própria base ou uma camada de material granular. O revestimento é usado para melhorar as condições de drenagem e induzir uma distribuição de cargas mais favorável no subleito da via. Muitas vezes a escolha do tipo de material de aterro é feita pela disponibilidade de jazidas na zona do projeto e nem sempre tem a qualidade necessária para o bom desempenho de suas funções. Em outras situações, a capacidade de carga do material do subleito é muito baixa e o efeito de distribuição de carga do aterro de revestimento não é suficiente para permitir a operação da estrada. Faz-se então necessário tomar medidas para habilitar o funcionamento da via em condições de conforto e segurança.

Com o objetivo de superar as condições difíceis do subleito tem-se implementado diferentes tipos de soluções que visam melhorar a capacidade de suporte do solo. Algumas dessas técnicas de melhoramento são: escavação e substituição do material inadequado, estabilização química, compactação profunda e pré carregamento. Embora a efetividade dessas técnicas esteja sendo provada na prática, resultam muitas vezes em altos custos econômicos e ambientais. Isto tem levado à busca de técnicas alternativas de reforço das quais a inclusão de geossintéticos é uma das que apresenta grande potencial.

O estudo das estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos tem sido realizado principalmente em ensaios de campo e no laboratório a partir de modelos físicos.

Contudo, as abordagens numéricas são usadas frequentemente como complemento dos trabalhos experimentais, pois permitem aprofundar o conhecimento do problema apresentando diferentes vantagens como a disponibilização de informação que muitas vezes é difícil medir durante os ensaios e a avaliação rápida do efeito que mudanças na geometria ou nos materiais das estradas têm no seu comportamento mecânico.

Dois trabalhos realizados sobre estradas não pavimentadas reforçadas na Universidade de Brasília (Góngora (2011), Antunes (2008)) e outro na Universidade de Oxford, na Inglaterra (Fannin (1986)) foram considerados ideais para ser objeto das análises desenvolvidas nesta pesquisa. O fato dos autores terem utilizado diferentes materiais na construção das estradas e avaliado o comportamento das mesmas sob condições de carregamento monotônico e cíclico, representou uma oportunidade interessante de estudar vias não pavimentadas diferentes a partir de simulações numéricas que poderiam ser calibradas com resultados experimentais e, além disso, incluir nas análises algumas considerações acerca do comportamento mecânico das vias quando submetidas a carregamentos cíclicos.

1.2 OBJETIVOS

O trabalho desta pesquisa pretende integrar-se aos esforços já realizados no campo das estradas não pavimentadas reforçadas visando aperfeiçoar o saber existente acerca do comportamento mecânico das mesmas e da maneira como seus materiais constituintes interagem. Para atingir tal objetivo geral, dois objetivos específicos devem ser previamente atingidos:

- Construir simulações numéricas das vias quando submetidas a carregamentos monotônicos e obter a partir das modelagens algumas grandezas que não foram medidas durante os ensaios executados no laboratório, tais como tensões mobilizadas no reforço e nas interfaces dos materiais e solicitações induzidas na base das estradas.
- Usar os resultados dos ensaios executado em condições de carregamento cíclico e, junto com os resultados das simulações numéricas, avaliar uma metodologia de amplo uso na prática que permite considerar o efeito dinâmico do tráfego dos veículos no dimensionamento de estradas não pavimentadas com e sem reforço.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Sete capítulos compõem esta dissertação. No capítulo um é apresentada a motivação da pesquisa junto com os objetivos que pretendem ser cumpridos. O segundo capítulo contém a revisão bibliográfica de diferentes temas considerados importantes na elaboração deste trabalho. A revisão está dividida em três partes: aspectos gerais das estradas não pavimentadas, considerações acerca da função dos geossintéticos como reforço nesse tipo de vias e estudos experimentais e numéricos previamente realizados no tema. No capítulo três são descritos os ensaios que foram estudados, assim como a ferramenta numérica empregada nas suas análises. O capítulo quatro mostra a maneira como foram realizadas as simulações numéricas dos diferentes ensaios e apresenta uma avaliação da acurácia dos resultados obtidos a partir das modelagens. No capítulo cinco mostram-se os resultados das análises numéricas e no capítulo seis os resultados da análise de solução para consideração de carregamentos cíclicos no projeto de estradas não pavimentadas. As conclusões e sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no capítulo sete.

Revisão bibliográfica

No transcurso da pesquisa foram estudados vários temas relacionados com as estradas não pavimentadas, que permitiram trabalhar com maior confiança no que se refere ao desenvolvimento dos cálculos e à orientação das análises e conclusões sobre resultados obtidos. A seguir é apresentada a revisão bibliográfica dos temas consultados, dividida em três partes: aspectos gerais sobre as estradas não pavimentadas, estradas não pavimentadas reforçadas com geossintéticos e estudos numéricos e experimentais já realizados sobre estradas não pavimentadas.

2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE AS ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

As estradas não pavimentadas, também chamadas de estradas rurais ou vicinais, são vias que têm por superfície de rolamento sua própria base ou subleito ou que estão dotadas de um revestimento primário. O material de aterro pode ser composto de agregados naturais (oriundos de jazidas, cascalho, seixo rolado, pedregulhos, etc.), agregados artificialmente produzidos (materiais britados) ou de solos estabilizados (areias, piçarras, etc.). Muitas dessas estradas são produtos do melhoramento feito em trilhas ou caminhos para atender o tráfego crescente nas mais diversas regiões e sua evolução comumente tem acontecido sem obediência aos princípios mais básicos de engenharia (Baesso e Gonçalves, 2003).

As características técnicas essenciais para o correto desempenho das estradas não pavimentadas estão relacionadas com a drenagem, as boas condições de rolamento e aderência das vias e a capacidade de suporte suficiente. Frequentemente, tais características são afetadas por problemas que, segundo Eaton e Beauchman (1992), em pesquisa desenvolvida pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América (USCE), no documento intitulado “Unsurfaced Road Maintenance Management”, podem ser divididos nas seguintes categorias:

- Seção transversal imprópria: Quando não é permitida a drenagem eficiente das águas que se precipitam sobre a superfície de rolamento para os dispositivos de captação.

- Drenagem inadequada: O acúmulo de água na plataforma ocorre pelo mau funcionamento tanto dos dispositivos de drenagem superficial quanto dos elementos de drenagem profunda.
- Corrugações: As corrugações são deformações que aparecem na pista de rolamento, posicionadas em intervalos regulares, perpendiculares ao sentido do fluxo do tráfego.
- Excesso de poeira: A formação de pó na superfície de rolamento das estradas ocorre em função da perda da fração fina de partículas de sua camada de base ou revestimento.
- Buracos: As principais causas de formação de buracos são as deficiências quanto à composição da mistura da camada de revestimento, a ausência de partículas aglutinantes na composição dos materiais da superfície e a má drenagem da plataforma da estrada.
- Trilhas de rodas: São originadas pela deformação permanente do subleito ou da camada de revestimento. Têm direção longitudinal ao eixo da estrada e são produto do constante tráfego dos veículos.
- Perda de agregados: Consiste na segregação do agregado mais grosso e na sua acumulação junto às trilhas de rodas ou nas áreas próximas às margens da pista. Acontece principalmente pela ausência de material ligante na mistura dos materiais.

Guedes et al. (2014) ressaltam a notável escassez de métodos de dimensionamento de estradas não pavimentadas na literatura técnica brasileira e descrevem três métodos para projeto desses tipos de vias, originalmente apresentados por Skorseth e Selim (2000), no manual intitulado “Gravel roads: maintenance and desing manual” pertencente à instituição governamental americana FHWA (Federal Highway Administration) e desenvolvido pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD-LTAP). Tais métodos são descritos sucintamente a seguir:

- **Método de dimensionamento I**

O método fornece a espessura de revestimento primário a ser utilizada, em função de três parâmetros: qualidade do subleito, volume de tráfego do eixo padrão e região climática.

- Qualidade do solo de subleito: A qualidade do solo de subleito é expressa pelo seu valor de CBR (Índice de Suporte de Califórnia) da seguinte forma:

Solo Muito Bom - $CBR \geq 30\%$

Solo Bom - $20\% \leq CBR \leq 30\%$

Solo Regular - $10\% \leq CBR \leq 20\%$

Solo Fraco - $5\% \leq CBR \leq 10\%$

Solo muito fraco - CBR \leq 5%

- Volume de tráfego do eixo padrão: número de passadas do eixo padrão (eixo simples com rodas duplas, carga igual a 80 kN)

Tráfego Alto: 60 000 – 100 000

Tráfego Médio: 30 000 – 60 000

Tráfego Baixo: 10 000 – 30 000

- Regiões climáticas dos Estados Unidos: Skorseth e Selim (2000) caracterizam seis regiões climáticas nos Estados Unidos:

Região I – Clima úmido, sem gelo

Região II – Clima úmido, com ciclo de gelo e degelo

Região III – Clima úmido, com gelo intenso, descongelando na primavera

Região IV – Clima seco, sem gelo

Região V – Clima seco, com ciclo de gelo e degelo

Região VI – Clima seco, com gelo intenso descongelando na primavera

Na Tabela 2.1 apresentam-se as espessuras requeridas segundo o método de dimensionamento.

Tabela 2.1 – Método de dimensionamento I para estradas não pavimentadas: espessuras (cm) requeridas.

Qualidade do solo do subleito	Nível do tráfego	Regiões climáticas dos Estados Unidos					
		i	ii	iii	iv	v	vi
Muito Bom	Alto	20	25	38	18	23	38
	Médio	15	20	28	13	18	28
	Baixo	10		15	10		15
Bom	Alto	28	30	43	25	28	43
	Médio	20	23	30	18	23	30
	Baixo	10	13	18	10	13	18
Regular	Alto	33	35	43	30	33	43
	Médio	28		30	25		30
	Baixo	15		18	13		18
Fraco	Alto	*		*	*		*
	Médio	*		*	38		*
	Baixo	23	25	23	20		23
Muito Fraco	Alto	*		*	*		*
	Médio	*		*	*		*
	Baixo	28	28	25	20		23

* Recomenda-se um projeto mais sofisticado da estrada

- **Método de dimensionamento II**

O método determina a espessura da camada de aterro requerida em função de dois parâmetros, a saber, volume diário de veículos pesados e resistência do subleito em termos de CBR. A Tabela 2.2 mostra as espessuras de aterro requeridas pelo método.

Tabela 2.2 – Método de dimensionamento II para estradas não pavimentadas: espessuras (cm) requeridas

Volume estimado de veículos por dia	CBR do subleito (%)	Espessura sugerida (cm)
0 a 5	≤ 3	16,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	14
	$\text{CBR} > 10$	11,5
5 a 10	≤ 3	21,5
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	18
	$\text{CBR} > 10$	14
10 a 25	≤ 3	29
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	23
	$\text{CBR} > 10$	18
25 a 50	≤ 3	37
	$3 < \text{CBR} \leq 10$	29
	$\text{CBR} > 10$	21,5

- **Método de dimensionamento III**

Guedes et al. (2014) fazem uma completa descrição do método e apresentam um exemplo de dimensionamento que permite esclarecer a forma de aplicar a metodologia desenvolvida pelo Programa de Assistência ao Transporte Local de Dakota do Sul (SD-LTAP).

O método proposto é bastante abrangente, pois, além de calcular a quantidade de materiais necessários para a construção da via, permite estimar o período necessário para a manutenção da estrada, fazendo com que o projetista possa obter um orçamento da construção mais aproximado ao valor real da obra (Guedes et al., 2014).

O método permite calcular a espessura da camada de revestimento primário como função de:

- Futuro tráfego previsto
- Módulo resiliente do subleito e das camadas de base e sub-base
- Efeitos da duração do clima na região
- Perda de serventia da superfície da estrada

- Condição admissível da superfície
- Perda de agregado da superfície

2.2 ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS COM GEOSSINTÉTICOS

As primeiras aplicações dos geossintéticos em estradas não pavimentadas estiveram relacionadas com suas funções de filtração, drenagem e separação. Como separador, o geossintético evita a mistura dos materiais graúdos e finos que é gerada pelo tráfego dos veículos na construção da obra ou durante sua vida útil em condições de serviço. Em solos argilosos saturados, a contaminação do material granular por finos é agravada pelo fluxo ascendente da água, e espera-se que o geossintético trabalhe também como filtro permitindo a passagem da água e evitando a migração de partículas desde o subleito. No que se refere à sua função de drenagem no interior da camada de aterro, o geossintético permite a dissipação de excessos de poropressão e evita a perda de resistência do subleito decorrente da percolação da água de chuva (Hausmann, 1987).

A inclusão de geossintéticos como reforço no interior das estradas não pavimentadas visa favorecer o desempenho das mesmas, proporcionando aos solos a capacidade de resistir a solicitações de tração maiores do que sua condição sem reforço permitiria. Perkins (1999) identifica quatro mecanismos de ação do reforço que podem melhorar o comportamento mecânico do material granular sobrejacente ao geossintético em vias pavimentadas. Segundo Giroud e Han (2004) pode-se considerar que tais mecanismos atuam igualmente no caso das estradas não pavimentadas:

- Em razão da intensidade do tráfego na superfície das vias, o material granular tende a deslocar-se para fora da área carregada, gerando tensões cisalhantes que são transmitidas da base do agregado para o geossintético. Dessa forma, o reforço é tracionado e, por causa de sua relativamente alta rigidez, retarda o desenvolvimento de deformações laterais no solo da camada de aterro, diminuindo o espriamento do material e as deformações verticais em superfície.
- As tensões cisalhantes geradas entre o agregado e o geossintético aumentam as tensões laterais no interior da camada de aterro. Como consequência desse acréscimo no confinamento, o módulo elástico do material aumenta e, por conseguinte, sua rigidez. A maior rigidez do solo de aterro resulta em menores deformações verticais na superfície

do revestimento e reduz a fadiga do material que ocorreria em razão das deformações dinâmicas recuperáveis.

- A presença do geossintético pode induzir a mudanças no estado de tensões e deformações na base das estradas, pois o aumento da rigidez da camada de aterro gera uma diminuição das tensões verticais no interior da via e, ao mesmo tempo, causa uma distribuição mais uniforme das deformações.
- O geossintético inserido na base da camada de revestimento primário capta parte das tensões cisalhantes que o material granular de aterro transmite ao subleito. Menores tensões cisalhantes, junto com tensões verticais que também diminuem devido à presença do reforço, formam um estado de tensões mais favorável, que resulta no aumento da capacidade de suporte da base das estradas.

Com respeito ao solo do subleito das estradas não pavimentadas, outros mecanismos de reforço atuam para melhorar seu desempenho. Giroud e Han (2004) apresentam quatro deles:

- Em estradas não reforçadas, quando as solicitações verticais excedem o limite elástico do solo, ocorrem algumas rupturas de extensão limitada ou localizadas. Com o aumento dos ciclos de carga e descarga, a extensão e o número das zonas de ruptura crescem, prejudicando a integridade da camada de aterro e comprometendo suas funções. A degradação da estrutura continua até atingir o limite plástico ou capacidade última, onde ocorre uma ruptura generalizada da via. A inclusão do reforço na interface entre as camadas de aterro e subleito evita o desenvolvimento dessas zonas de ruptura localizadas e permite ao subleito responder de forma elástica, mesmo sustentando tensões próximas do limite plástico (Giroud e Noiray, 1981).
- Uma vez que o geossintético de reforço melhora a função de redistribuição de cargas do aterro, o fator de segurança contra a ruptura do subleito por capacidade de suporte aumenta.
- Influenciando as tensões cisalhantes que atingem a superfície do subleito, o reforço melhora o desempenho das estradas não pavimentadas de duas maneiras. Primeiro, diminui a magnitude de tais tensões, que estão orientadas para fora da área carregada e podem degradar a resistência do subleito da via. Num segundo mecanismo de ação, o

entrosamento do geossintético com os grãos de solo do aterro gera uma superfície rugosa que impede o deslocamento lateral do subleito e gera tensões cisalhantes dirigidas para dentro da área carregada aumentando a capacidade de suporte.

- Efeito membrana. Vários dos primeiros métodos analíticos desenvolvidos para o dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas (Barenberg , 1980; Giroud e Noiray, 1981; Raumann, 1982) consideram o efeito membrana como o mecanismo de ação do reforço responsável por melhorar o desempenho das vias. No efeito membrana, a deformada do geossintético sob a área carregada (comumente aproximada como uma hipérbole ou como uma parábola) faz com que as forças de tração mobilizadas no reforço tenham uma componente vertical que ajuda a sustentar as solicitações oriundas do tráfego dos veículos, reduzindo as solicitações que finalmente atingem a base da via. Além de tal efeito na diminuição das tensões verticais, a membrana tensionada aumenta o confinamento do solo de subleito nas zonas fora da área carregada, incrementando sua resistência ao cisalhamento. Segundo Giroud e Noiray (1981) a influência do efeito membrana no comportamento mecânico de estradas não pavimentadas apenas é significativa após a ocorrência de grandes afundamentos superficiais e somente em situações em que o tráfego é canalizado.

2.2.1 GEOSSINTÉTICOS USADOS COMO REFORÇO

Dois tipos de geossintéticos são usados comumente como reforço em estradas não pavimentadas: geotêxteis e geogrelhas.

Os geotêxteis são elementos bidimensionais, flexíveis, compostos por filamentos que podem ser interligados por processos mecânicos, térmicos ou químicos, formando diferentes estruturas (tecidas ou não tecidas). Segundo a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na NBR 12.553, os geotêxteis podem ser classificados como não-tecidos, não-tecidos agulhados, não tecidos termoligados, não-tecidos resinados e geotêxteis tecidos. Nas obras geotécnicas, esse tipo de geossintéticos pode desempenhar funções de: separação, proteção, filtração, drenagem, controle de erosão, reforço e impermeabilização (Bueno e Vilar, 2004). Na Figura 2.1 são mostradas microfotografias de vários tipos de geotêxteis.

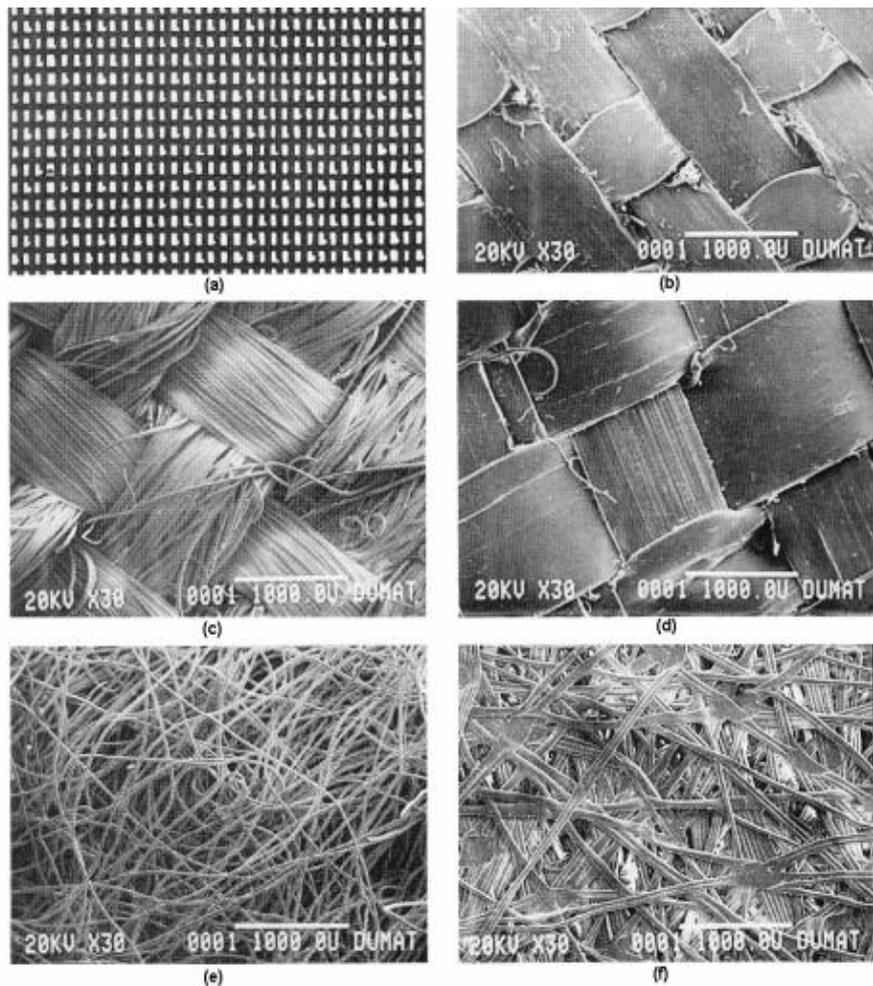


Figura 2.1– Geotêxteis (Koerner,1994)

(a),(b),(c),(d) geotêxteis tecidos (e) geotêxtil não tecido agulhado (f) geotêxtil não tecido termoligado

A geogrelha é definida na NBR 12.553 como um “produto com estrutura em forma de grelha com função predominantemente de reforço, cujas aberturas permitem a interação do meio onde estão confinadas, e constituído por elementos resistentes à tração”. As geogrelhas podem ser uniaxiais (com resistência predominante numa direção) ou biaxiais (apresentando resistência em duas direções ortogonais). De acordo com o processo de fabricação, tais geossintéticos podem ser classificados como extrudados (obtidos a partir do estiramento contínuo de elementos integrais), ligados (formados pela união, geralmente em ângulos retos, de elementos resistentes à tração) ou tecidos. Na Figura 2.2 são apresentados alguns exemplos de geogrelhas.

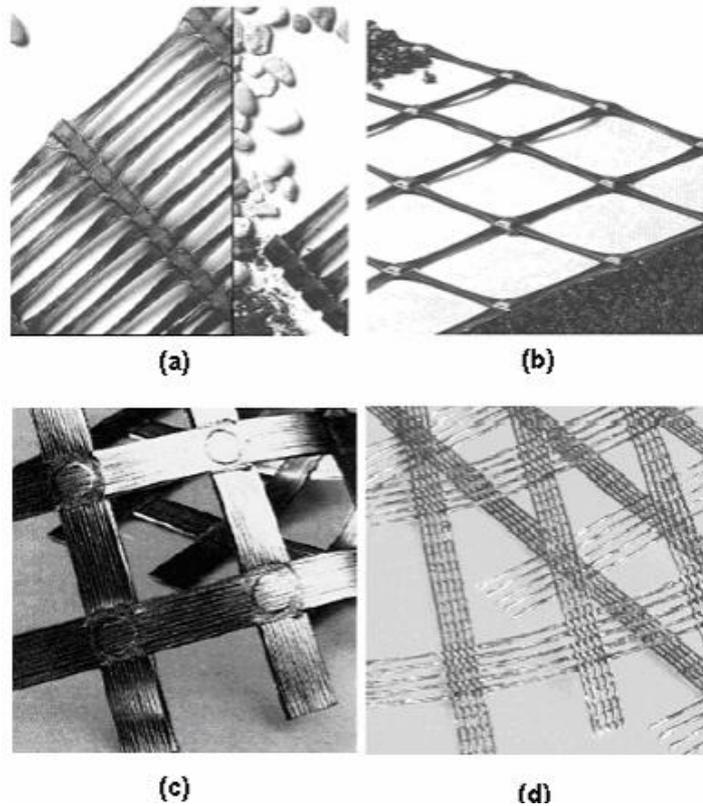


Figura 2.2– Geogrelhas (Teixeira, 2006)

(a) extrudada unidirecional (b) extrudada bidirecional (c) soldadas (d) tecidas

Palmeira (1993) identifica as propriedades de rigidez e resistência do geossintético e sua interação mecânica com o solo circundante, como importantes fatores que condicionam seu desempenho como reforço.

No caso do geotêxtil, tem-se encontrado que a rigidez à tração é função de vários fatores relacionados com sua fabricação e com sua interação com o material no qual se encontra inserido. Wilson-Fahmy et al. (1993), citado por Koerner (1994), verificaram que geotêxteis não tecidos agulhados apresentam maiores incrementos na rigidez em razão do confinamento que os geotêxteis termoligados ou que os geotêxteis tecidos. O confinamento do geotêxtil aumenta o atrito entre os filamentos e diminui o volume de vazios. Os danos mecânicos por instalação, manuseio e compactação; a penetração de grãos de solo no interior do material (impregnação) e o embricamento, são outros fatores, oriundos da interação solo-reforço, que afetam com maior ou menor intensidade o comportamento mecânico dos geotêxteis (Mendes, 2006). Na interface com o solo, da mesma maneira que outros geossintéticos planos contínuos, os geotêxteis resistem às solicitações impostas mediante

adesão e atrito. Tal interação é comumente estudada a partir de ensaios de cisalhamento direto (Mendes, 2006).

A interação mecânica solo-geogrelha ocorre mediante: i) atrito e adesão na superfície do geossintético e ii) resistência passiva do solo oferecida aos elementos transversais do reforço. O primeiro mecanismo é mobilizado completamente para pequenos deslocamentos e depende da rugosidade da geogrelha e do tipo de material onde ela se encontra inserida. Maiores deslocamentos são necessários para mobilizar a resistência passiva dos elementos transversais da geogrelha, que depende de vários fatores relacionados basicamente com a geometria da inclusão (espessura e espaçamento dos diferentes elementos) e com o tipo de solo circundante (tensão de confinamento e dilatância, granulometria, grau de compactação, teor de umidade e permeabilidade). Vários métodos analíticos têm sido propostos para prever quantitativamente as parcelas de resistência passiva e de atrito e adesão da geogrelha. Igualmente, são numerosos os ensaios disponíveis para seu estudo, sendo os mais usados os ensaios de cisalhamento direto e arrancamento (Teixeira, 2003).

Hufenos et al. (2006) apresentam uma completa revisão bibliográfica dos fatores que influenciam o desempenho dos geossintéticos quando usados como reforço em estradas não pavimentadas. Diferentes variáveis podem ser identificadas: lugar de instalação, espessura da camada de aterro, resistência do subleito e ancoragem e rigidez do geossintético. Para espessuras de aterro maiores que 0,4 m tem-se observado que o efeito do geossintético pode ser pequeno, pois a dissipação das cargas com a profundidade faz com que sejam mobilizadas baixas tensões no reforço. Uma cobertura mínima de 0,2 m é recomendada para proteção da inclusão. Para estradas construídas sobre subleitos moles ($CBR \leq 3$) o efeito do geossintético tem-se mostrado consideravelmente maior que em vias construídas sobre subleitos de maior resistência. Com respeito à localização do reforço, recomenda-se instalar o geossintético na base do aterro, mas a posição ótima depende do subleito, da espessura do aterro e da magnitude das cargas aplicadas sobre a estrada.

2.2.2 METODOS ANALÍTICOS PARA O DIMENSIONAMENTO DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS E SEM REFORÇO

O desenvolvimento de métodos analíticos para o projeto de estradas não pavimentadas é um trabalho complexo que precisa de simplificações e modificações do problema real analisado. Uma dificuldade em especial consiste em considerar simultaneamente os mecanismos de ação do reforço que atuam para diferentes níveis de deslocamentos

(Brocklehurst, 1993). Assim sendo, os métodos analíticos têm-se desenvolvido seguindo duas abordagens diferentes: métodos baseados no efeito membrana do reforço (assumindo que grandes deslocamentos ocorrem na superfície da estrada) e métodos baseados na restrição lateral do material do aterro (que consideram o efeito do reforço para pequenos deslocamentos).

O método proposto por Giroud e Noiray (1981) para o dimensionamento de estradas não pavimentadas é o método baseado no efeito membrana do reforço mais amplamente usado na prática da engenharia. Com respeito às abordagens desenvolvidas para pequenos deslocamentos, o método de Houlsby et al. (1989) e suas modificações posteriores, realizadas por Houlsby e Jewell (1990) e Jewell (1996), constituem as propostas de maior aceitação. A seguir, é apresentada uma descrição em detalhe de tais metodologias.

2.2.2.1 GIROUD E NOIRAY (1981)

O método proposto por Giroud e Noiray (1981) permite dimensionar estradas não pavimentadas com e sem reforço, em condições de carregamento estático e também levando em conta o efeito dinâmico do tráfego dos veículos. Algumas das considerações nas quais se fundamenta a metodologia são:

- O valor de CBR para a camada de aterro é no mínimo 80%.
- Como reforço é utilizado geotêxtil com rugosidade suficiente para impedir o deslizamento da camada do aterro sobre sua superfície.
- O material do subleito (argila ou silte) é homogêneo, saturado, em condições não drenadas e com espessura suficiente para permitir o desenvolvimento de uma zona plástica. Também é incompressível, o que significa que o volume de solo que recalca é igual ao volume de solo que soergue.
- Utiliza-se uma análise por equilíbrio limite do solo, assumindo que o tráfego de veículos sempre se desenvolve em uma única trilha. Dessa forma todas as seções apresentam o mesmo comportamento mecânico.
- A análise em condições dinâmicas é válida para um número de passadas de eixo padrão (eixo simples de rodas duplas) menor que 10.000.

O método proporciona equações simples que permitem calcular para diferentes tipos de caminhões, o tamanho da área retangular equivalente que representa a área de contato entre o

pneu e a via (Figura 2.3). As equações são apresentadas separadamente para caminhões de estrada e para caminhões fora de estrada.

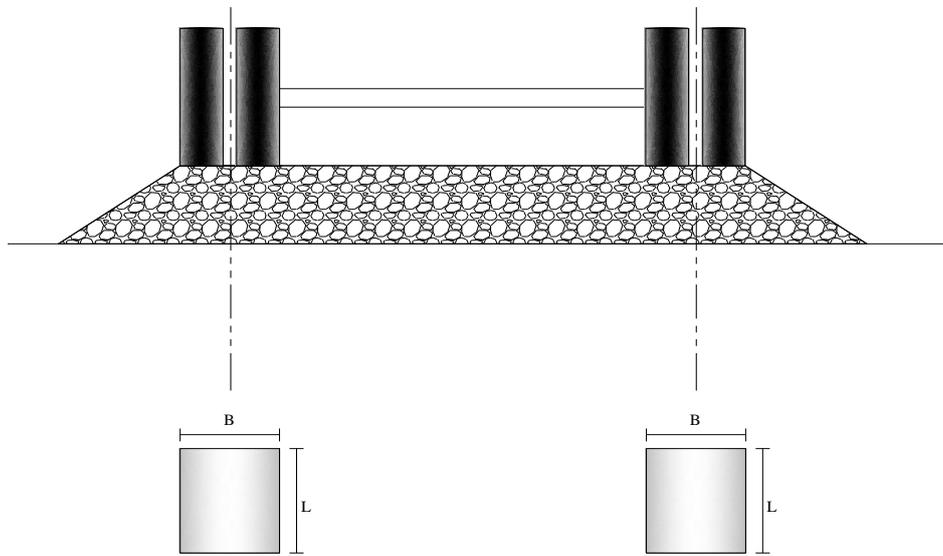


Figura 2.3 - Área de contato equivalente pneu-via.

Para caminhões de estrada:

$$B = \sqrt{\frac{P}{p_c}} \quad (2.1)$$

$$L = \frac{B}{\sqrt{2}} \quad (2.2)$$

Para caminhões fora de estrada:

$$B = \sqrt{\frac{P\sqrt{2}}{p_c}} \quad (2.3)$$

$$L = \frac{B}{2} \quad (2.4)$$

Onde:

B = Largura da área de contato pneu-via

L = Comprimento da área de contato pneu-via

P = Carga por eixo

p_c = Pressão de calibragem dos pneus

Segundo Giroud e Noiray (1981), a distribuição de cargas ao longo da camada de aterro ocorre de forma trapezoidal, como se apresenta na Figura 2.4

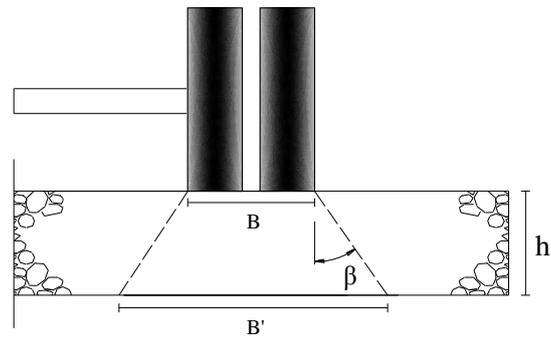


Figura 2.4 - Distribuição trapezoidal da carga em superfície.

Onde:

B = Largura da área de contato pneu-via

B' = Largura área carregada na base do aterro

h = Espessura camada de aterro

β = Ângulo de espraio

A carga vertical na base do aterro (p^*) é dada pela Equação 2.5 onde o ângulo de espraio (β) varia entre 27° e 35° . Para a condição reforçada os autores fixam um ângulo conservativo de 31° .

$$p^* = \frac{P}{2(B+2htan \beta)(L+2htan \beta)} + \gamma h \quad (2.5)$$

Usando as teorias da elasticidade e plasticidade, os autores estimam a capacidade de carga do subleito para as condições sem e com reforço a partir das equações 2.6 e 2.7 respectivamente. A mudança da capacidade de carga elástica, na condição sem reforço, para a capacidade de carga última, na condição reforçada, é numericamente equivalente à mudança da ruptura local de Terzaghi para a ruptura generalizada.

$$q_e = \pi s_u + \gamma h_s \quad (2.6)$$

$$q_{ult} = (2+\pi)s_u + \gamma h_r \quad (2.7)$$

Onde:

h_s = Altura camada de aterro no caso sem reforço

h_r = Altura camada de aterro no caso reforçado

q_e = Capacidade de carga elástica do subleito

q_{ult} = Capacidade de carga última do subleito

s_u = Resistência não drenada do subleito

γ = Peso específico do material do aterro

A metodologia considera que numa estrada não pavimentada reforçada, qualquer excesso de sollicitação acima da capacidade de carga do subleito é sustentado pelo reforço que se deforma parabolicamente, tal e como se apresenta na Figura 2.5.

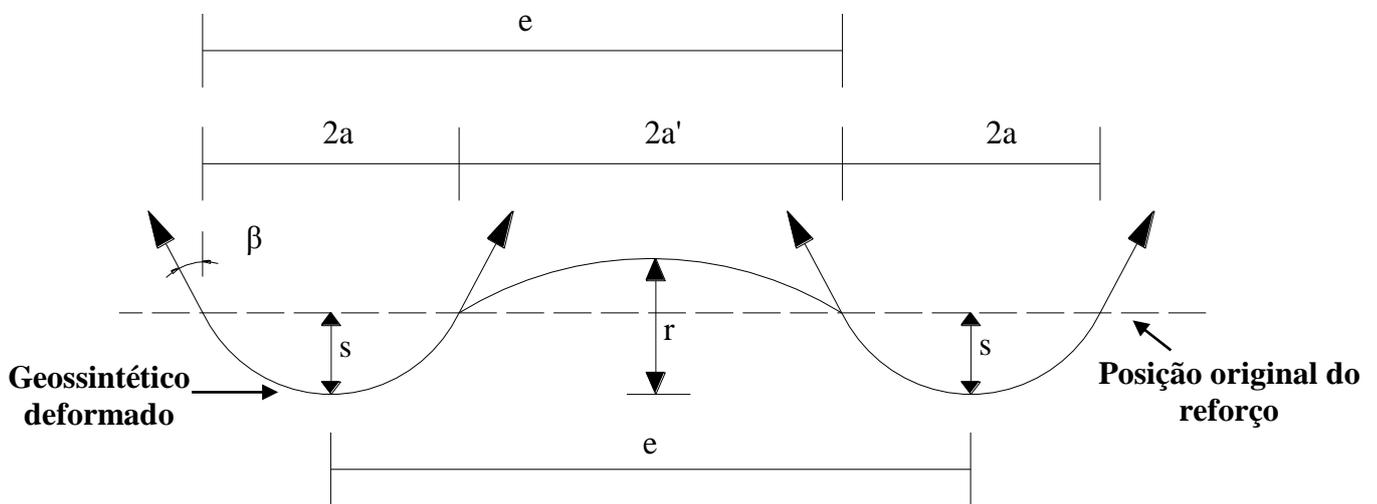


Figura 2.5 - Geossintético deformado (Giroud e Noiray, 1981).

Onde:

a, a', e = Dimensões relativas às bacias de recalques na interface aterro-subleito

r = Profundidade da rodeira

s = Recalque máximo sob a roda

β = Ângulo de espraio da carga no aterro

O recalque máximo (s) e a deformação no reforço geossintético (ϵ) são calculados a partir das equações 2.8 até 2.13:

Para $a' > a$:

$$s = \frac{r a'}{a + a'} \quad (2.8)$$

$$\varepsilon = \frac{b + b'}{a + a'} - 1 \quad (2.9)$$

Para $a' < a$

$$s = \frac{2ra^2}{2a^2 + 3aa' - a'^2} \quad (2.10)$$

$$\varepsilon = \frac{b}{a} - 1 \quad (2.11)$$

Com:

$$\frac{b}{a} - 1 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2} + \frac{a}{2s} \ln \left(\frac{2s}{a} + \sqrt{1 + \left(\frac{2s}{a}\right)^2} \right) - 2 \right] \quad (2.12)$$

$$\frac{b'}{a'} - 1 = \frac{1}{2} \left[\sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2} + \frac{a'}{2(r-s)} \ln \left(\frac{2(r-s)}{a'} + \sqrt{1 + \left(\frac{2(r-s)}{a'}\right)^2} \right) - 2 \right] \quad (2.13)$$

A partir das equações apresentadas acima é possível calcular a altura de aterro requerida para estradas não pavimentadas com e sem reforço em condições estáticas.

- Dimensionamento de estradas não pavimentadas sem reforço

Em estradas não pavimentadas sem reforço, a carga vertical que atinge a base do aterro não pode ser maior que a capacidade de carga elástica do solo de subleito. A altura da camada de aterro necessária para cumprir tal condição pode ser obtida a partir da equação 2.14 que resulta de se igualar as equações 2.5 e 2.6.

$$s_u = \frac{P}{2\pi \left(\sqrt{\frac{P}{p_c}} + 2h_s \tan \beta \right) \left(\sqrt{\frac{P}{2p_c}} + 2h_s \tan \beta \right)} \quad (2.14)$$

- Dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas

A altura de aterro necessária para que a solicitação na base do aterro (p^*) não supere a capacidade de carga última do subleito no caso reforçado (q_{ult}) pode ser obtida a partir da equação 2.15, que resulta de igualar as equações 2.5 e 2.7, levando em conta o alívio de tensões induzido pela presença do reforço, que é função da rigidez do geossintético (J) e de sua deformação (ϵ).

$$(\pi+2)s_u = \frac{P}{2(B+2h_r \tan \beta)(L+2h_r \tan \beta)} + \frac{J\epsilon}{a\sqrt{1+\left(\frac{a}{2s}\right)^2}} \quad (2.15)$$

- Dimensionamento considerando o efeito do tráfego

A partir de análises empíricas os autores apresentam a Equação 2.16 que permite calcular a espessura (h'_s) do material do aterro para uma estrada sem reforço, levando em conta o efeito do tráfego.

$$h'_s = \frac{119,24 \log N + 470,98 \log P - 279,01r - 2283,34}{s_u^{0,63}} \quad (2.16)$$

Para o dimensionamento de estradas reforçadas levando em conta o tráfego dos veículos, o método considera que a redução da espessura da camada de aterro nesse caso é igual à diferença entre espessuras sem e com reforço obtida para a condição estática de carregamento.

Segundo Brocklehurst (1993), duas importantes desvantagens do método consistem em assumir um perfil deformado parabólico do geossintético e considerar que a melhora obtida pelo reforço é diretamente proporcional a sua rigidez. Outras limitações do método mencionadas por Houlsby et al. (1989) são:

- A contribuição do reforço provocada pelo efeito membrana apenas é considerável para recalques superficiais que podem eventualmente ser inaceitáveis.
- A quantificação da influência do reforço na capacidade de carga do subleito e no ângulo de espraio da carga no aterro é um tanto arbitrária.
- O método somente pode ser usado no caso de tráfego canalizado e os cálculos estão baseados no conceito de firme ancoragem do geossintético, o que pode resultar numa desnecessária ênfase a tal condição do reforço.

2.2.2.2 HOULSBY ET AL (1989)

A metodologia apresentada por Houlsby et al. (1989) permite o dimensionamento de estradas não pavimentadas com e sem reforço em condições de carregamento estático. O método representa uma abordagem do problema na qual o efeito membrana do geossintético não constitui o principal mecanismo de ação de reforço. A seguir são apresentadas as ideias básicas da metodologia proposta por Houlsby et al. (1989). Quando um carregamento vertical é aplicado sobre a superfície da estrada, são geradas tensões horizontais e verticais sob a área carregada. As solicitações horizontais são sustentadas, em parte, por tensões passivas mobilizadas no material do aterro, mas também induzem tensões cisalhantes na superfície do subleito, orientadas para fora da área carregada. Em razão dessas tensões cisalhantes a capacidade de carga do subleito é reduzida, às vezes, até a metade de seu valor quando somente sustenta solicitações verticais. A inclusão do geossintético faz com que tais tensões cisalhantes sejam captadas pelo reforço e permite que apenas tensões verticais atinjam o material de subleito, mobilizando assim a capacidade máxima de suporte da base via.

Esse tipo de abordagem permite explicar como o reforço geossintético melhora o desempenho das estradas não pavimentadas, mesmo sob pequenas deformações. Como consequência dessa visão do problema, a importância da ancoragem do reforço é considerada menor em comparação à sua rigidez, que se torna um parâmetro de projeto básico no dimensionamento desse tipo de via. Assumir o mecanismo de ação do reforço como independente das deformações faz possível a análise de estradas não pavimentadas, onde o tráfego acontece em qualquer direção e não somente numa única trilha.

O material de subleito na metodologia apresentada por Houlsby et al. (1989), é constituído por uma argila mole, saturada, e de comportamento não drenado. O método analisa a função do reforço geossintético, que pode ser geotêxtil ou geogrelha, quando

inserido na interface entre o aterro e a base da via e não considera os casos de aterros reforçados ou de várias camadas de reforço. Com respeito ao aterro granular, assume-se que as tensões totais são iguais às tensões efetivas, ou seja, o material trabalha em condição seca. O estado de tensões é de deformação plana, considerando as solicitações sobre a estrada como aplicadas em faixa.

Ao longo do aterro é considerada uma distribuição trapezoidal da carga aplicada em superfície, como apresentado na Figura 2.6.

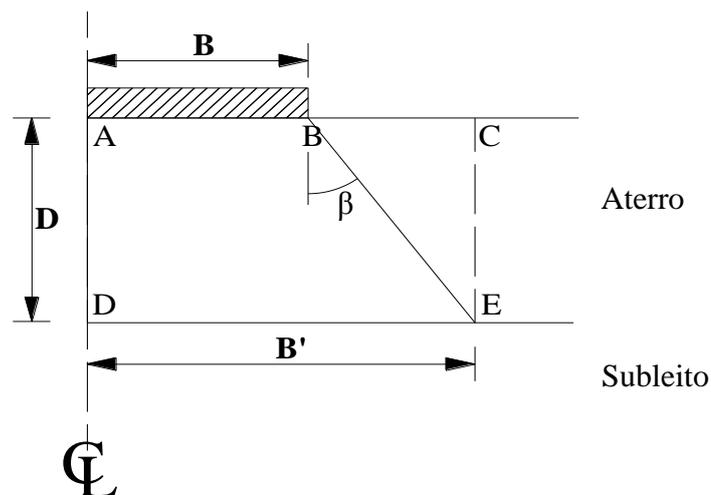


Figura 2.6 – Espraio da carga no aterro (Houlsby et al. (1989))

Onde:

B = Metade da largura da área carregada sobre a via

B' = Metade da largura da área carregada na superfície do subleito

D = Espessura da camada de aterro

β = Ângulo de espraio da carga

O método apresenta a relação entre a capacidade de suporte do subleito e a tensão cisalhante aplicada na sua superfície. Tal relação é expressa de forma adimensional em função do fator de capacidade de carga admissível (N_{ca}) e do fator de tensão cisalhante (α) na Equação 2.17.

$$N_{ca} = 1 + \frac{\pi}{2} + \cos^{-1} \alpha + \sqrt{1 - \alpha^2} \quad (2.17)$$

Onde:

N_{ca} = Fator de capacidade de carga admissível

α = Fator de tensão cisalhante, $\alpha = \tau/s_u$

τ = Tensão cisalhante aplicada na superfície do subleito

s_u = Resistência não drenada do subleito

Para calcular a magnitude da tensão cisalhante gerada pelas cargas verticais oriundas dos veículos, que atua na superfície do subleito, Houlsby et al. (1989) consideram o equilíbrio do bloco de solo ABCDE que consta na Figura 2.6. As forças atuantes sobre tal elemento são apresentadas na Figura 2.7.

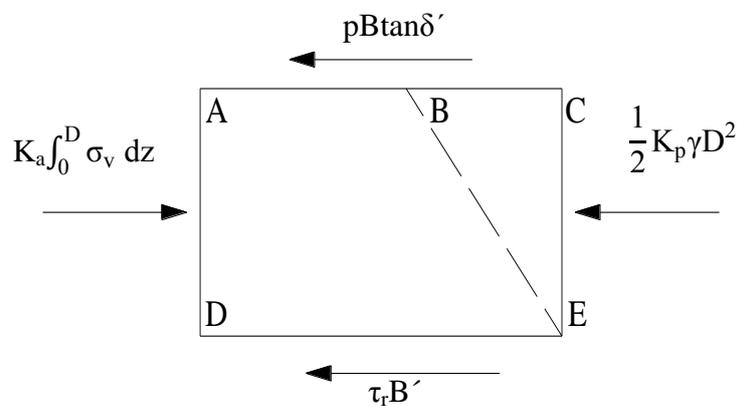


Figura 2.7 – Forças atuantes no bloco de solo sob a área carregada.

Onde:

B = Metade da largura da área carregada sobre a via

B' = Metade da largura da área carregada na superfície do subleito

D = Altura da camada de aterro

K_a = Coeficiente de empuxo ativo, $(1 - \sin \phi)/(1 + \sin \phi)$

K_p = Coeficiente de empuxo passivo, $1/K_a$

p = Pressão de contato do pneu com a superfície do aterro

δ' = Ângulo de atrito pneu-via

σ_v = Distribuição das tensões verticais em profundidade

τ_r = Tensão cisalhante requerida

Da somatória de forças em direção horizontal é obtida a Equação 2.18, que permite calcular a tensão cisalhante requerida (τ_r) na base do bloco de solo para manter o equilíbrio. Cabe notar que tal tensão é igual à tensão que atua sobre a superfície do subleito.

$$\tau_r B' = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \gamma D^2 + \frac{K_a p B}{\tan \beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - p B \tan \delta' \quad (2.18)$$

A partir das Equações 2.19 e 2.20 é possível expressar a Equação 2.18 de forma adimensional (Equação 2.21).

$$\alpha_r = \frac{\tau_r}{s_u} \quad (2.19)$$

$$N_{cr} = \frac{p B}{s_u B'} \quad (2.20)$$

$$\alpha_r = \frac{1}{2} (K_a - K_p) \frac{\gamma D^2}{s_u B'} + N_{cr} \left[\frac{K_a}{\tan \beta} \ln \left[\frac{B'}{B} \right] - \tan \delta' \right] \quad (2.21)$$

Onde:

N_{cr} = Fator de capacidade de carga requerido

p = Pressão de contato do pneu com a superfície do aterro

s_u = Resistência não drenada do subleito

α_r = Fator de tensão cisalhante requerido

τ_r = Tensão cisalhante requerida

O dimensionamento de estradas não pavimentadas sem reforço constitui-se nas seguintes etapas:

i). O projeto de estradas não pavimentadas consiste tipicamente em determinar, para uma carga estabelecida (p), a espessura da camada de aterro necessária (D) ou em calcular, para determinada altura de aterro, a carga máxima que pode ser sustentada. Seja qual for a situação, o primeiro passo é assumir um valor para a variável desconhecida.

ii). A partir da Equação 2.20 calcular o fator de capacidade de carga requerido (N_{cr})

- iii). Calcular o fator de tensão cisalhante requerido (α_r) usando a Equação 2.21
- iv). Usando o fator de tensão cisalhante requerido (calculado no passo anterior) obter o fator de capacidade de carga admissível (N_{ca}) a partir da Equação 2.17
- v). Comparar o fator de capacidade de carga requerido (N_{cr}) com o fator de capacidade de carga admissível (N_{ca}). Se tais fatores são diferentes, deve-se assumir um novo valor para a variável desconhecida e realizar novamente todo o processo desde o passo ii.

No dimensionamento de estradas não pavimentadas em condição completamente reforçada, seguem-se os mesmos passos que no caso sem reforço considerando que o geossintético capta toda a tensão cisalhante gerada na superfície do subleito e que a camada de argila pode mobilizar completamente sua capacidade de suporte ($N_{ca} = 2+\pi$).

As principais limitações do método, segundo os seus autores, correspondem às simplificações do problema assumindo um estado de deformação plana e considerando que apenas carregamentos estáticos atuam sobre as estradas.

Para levar em conta o tráfego dos veículos no dimensionamento das vias, Milligan et al. (1989) recomendam usar as correlações empíricas propostas por Hammit (1970) e De Groot (1986) para estradas sem e com reforço, respectivamente. Tais correlações são apresentadas na Figura 2.8.

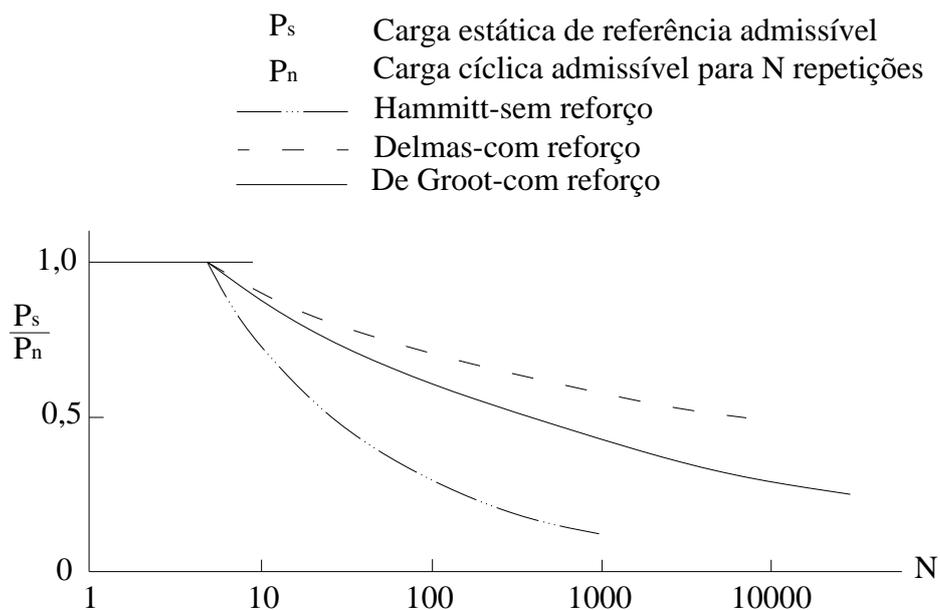


Figura 2.8 - Consideração do efeito do tráfego

2.2.2.3 HOULSBY E JEWELL (1990)

Houlsby e Jewell (1990) ampliaram a metodologia proposta por Houlsby et al. (1989) para considerar um estado de tensões axisimétrico. Embora a condição de deformação plana pareça o estado mais representativo para a análise das vias, a carga transmitida à estrada pelos pneus dos veículos pode ser melhor aproximada pela condição axisimétrica. Em comparação com o estado de deformação plana, a via analisada em condições axisimétricas apresenta uma maior capacidade de suporte, o ângulo de espraiamento da carga ao longo do aterro aumenta e as tensões mobilizadas no reforço assumem uma distribuição mais complexa.

Em condições axisimétricas não é possível obter uma expressão analítica que permita relacionar a capacidade de carga admissível do subleito com a tensão cisalhante que atua na sua superfície. Assim sendo, os autores apresentam diferentes valores do fator de capacidade de carga admissível do subleito (N_{ca}) em função do fator cisalhante (α) tornando possível calcular por interpolação outras relações entre essas duas grandezas. Tais valores constam na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Fatores de capacidade de carga admissível no estado axisimétrico

$\alpha = \tau/s_u$	N_{ca}
0,0	5,694
0,1	5,590
0,2	5,478
0,3	5,351
0,4	5,208
0,5	5,046
0,6	4,859
0,7	4,638
0,8	4,366
0,9	4,002
1,0	$\leq 3,071$

Nota: τ = tensão cisalhante na superfície do subleito, s_u = resistência não drenada do subleito.

No cálculo da tensão cisalhante (τ_r) requerida para manter em equilíbrio o bloco de solo sob a área carregada, Houlsby e Jewell (1990) propõem a equação 2.22. Cabe salientar novamente que essa tensão é igual à tensão cisalhante que atua na superfície do subleito.

$$\tau_r = (K_a - K_p) \left(\frac{R+2R'}{3R'^2} \right) \gamma D^2 + \frac{2K_a p}{\tan \beta} \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \ln \left(\frac{R'}{R} \right) - p \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \tan \delta' \quad (2.22)$$

Onde:

D = Espessura da camada de aterro

K_a = Coeficiente de empuxo ativo, $(1-\text{sen}\phi)/(1+\text{sen}\phi)$

K_p = Coeficiente de empuxo passivo, $1/K_a$

p = Pressão de contato entre o pneu e a superfície do aterro

R = Raio da área carregada na superfície do aterro

R' = Raio da área carregada na superfície do subleito

β = Ângulo de espraio da carga

γ = Peso específico do material de aterro

δ' = Ângulo de atrito entre o pneu e a superfície do aterro

τ_r = Tensão cisalhante requerida

ϕ = Ângulo de atrito do aterro

O fator de capacidade de carga (N_{cr}) requerido pelo subleito para sustentar a solicitação (p) que atua na superfície da estrada é definido a partir da Equação 2.23.

$$N_{cr} = \frac{p}{s_u} \left(\frac{R}{R'} \right)^2 \quad (2.23)$$

O dimensionamento de estradas não pavimentadas sem reforço segue o mesmo processo iterativo do método apresentado por Houlsby et al. (1989):

- i). Assumir um valor para a variável desconhecida seja ela a espessura da camada de aterro (D) ou a carga máxima que pode ser aplicada sobre a estrada (p).
- ii). A partir das equações 2.22 e 2.23, calcular a tensão cisalhante requerida (τ_r) e o fator de capacidade de carga requerido (N_{cr}), respectivamente.
- iii). Usando a Tabela 2.1 obter o fator de capacidade de carga admissível (N_{ca}) em função da tensão cisalhante (τ_r) calculada no passo anterior.
- iv). Comparar os valores encontrados para o fator de carga admissível (N_{ca}) e requerido (N_{cr}). Se os valores são diferentes é necessário assumir outro valor para a variável desconhecida (p ou D) e repetir o mesmo processo desde o segundo passo.

No dimensionamento de estradas não pavimentadas reforçadas, assume-se que o reforço capta a totalidade das tensões cisalhantes geradas na superfície do subleito e que se mobiliza o máximo fator de capacidade de suporte da base da via ($N_{ca}=5,69$). A partir de algumas simplificações é possível estimar a maior tensão no reforço (abaixo do centro da área carregada) segundo a Equação 2.24.

$$T = \tau_r R' \quad (2.24)$$

Embora a solicitação sobre o geossintético dada pela Equação 2.24 seja a máxima gerada, os autores recomendam usar para o projeto um valor de $\tau_r R'/2$, que corresponde à tensão média sobre o geossintético num ensaio biaxial.

A metodologia foi desenvolvida para carregamento monotônico e não considera o efeito do tráfego dos veículos. Para levar em conta a natureza dinâmica das solicitações que agem sobre a estrada, Milligan et al. (1989) recomendam usar as correlações propostas por Hammitt (1970) e De Groot et al. (1986) apresentadas na Figura 2.8.

2.2.2.4 JEWELL (1996)

Baseado em trabalho original realizado por De Groot et al. (1986), Jewell (1996) acrescentou ao método de Houlsby e Jewell (1990) a consideração do efeito do tráfego dos veículos no dimensionamento das vias. Segundo o autor, a carga estática de referência (P_s) que produz determinado recalque na via após N_s repetições pode ser vinculada à carga cíclica (P_n) que produz o mesmo recalque após ser aplicada N vezes, a partir da equação:

$$\frac{P_n}{P_s} = \left(\frac{N_s}{N} \right)^{\text{exp}} \quad (2.25)$$

Onde:

P_n = Carga aplicada ciclicamente

P_s = Carga estática de referência

N_s = Número de repetições da carga de referência

N = Número de repetições da carga cíclica

Para estradas não pavimentadas sem reforço, Hammitt (1970) sugere usar $\text{exp} = 0,30$. Nas configurações reforçadas o valor recomendado por De Groot et al. (1986) é de 0,16.

Jewell (1996) recomenda usar um valor de N_s igual a 5 para todas as análises realizadas em estradas não pavimentadas com e sem reforço.

2.3 ESTUDOS REALIZADOS SOBRE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

A seguir, são descritas algumas experiências no estudo de vias não pavimentadas com e sem reforço, obtidas de ensaios realizados em campo e laboratório. Também são apresentados trabalhos que empregaram métodos numéricos na análise do comportamento mecânico desse tipo de estradas.

2.3.1 ENSAIOS REALIZADOS EM CAMPO E LABORATÓRIO

Usando modelos físicos em escala reduzida a 1/4 do problema real, Love (1984) estudou a influência do reforço no mecanismo de ruptura das vias não pavimentadas. Foram avaliadas estradas com diferentes alturas de aterro entre 0 - 100 mm, construídas sobre subleitos argilosos saturados com resistências não drenadas que variaram entre 5- 15 kPa. Os ensaios foram realizados em condições de deformação plana e o carregamento aplicado de forma monotônica. A partir dos testes foi possível evidenciar o efeito do reforço em vários aspectos do comportamento mecânico das estradas. Nas configurações reforçadas observou-se que a região de plastificação abaixo da área carregada atingiu uma maior profundidade no interior do subleito. Quando inserido na estrutura da via, o geossintético fez com que os recalques na superfície da estrada fossem distribuídos de forma mais uniforme. A presença do reforço aumentou o confinamento do material de aterro, mantendo a integridade da camada granular, evitando o espriamento lateral das partículas de solo e a penetração das mesmas no interior do subleito das estradas.

Ferreira Jr. (1995) construiu vinte nove modelos em escala reduzida (1/10) visando avaliar o efeito de distintas variáveis (presença do reforço, espessura da camada de aterro, qualidade dos materiais, restaurações sucessivas da superfície da estrada) na resposta mecânica das vias (comportamento carga-deslocamento, geração de poropressões, tensões e deformações do subleito). Na execução dos ensaios foi empregada uma caixa retangular de dimensões 220 mm x 800 mm e 300 mm de altura. O carregamento monotônico foi aplicado em condições de deformação plana. Com o aumento da altura da camada de aterro foi observado um melhor desempenho das estradas com e sem reforço, mas o efeito do geossintético nas configurações reforçadas foi cada vez menos significativo. No que refere ao recalque máximo induzido no subleito, a presença do reforço reduziu sua magnitude quando

empregado um aterro de boa qualidade, contudo o inverso ocorreu quando foi utilizado um material classificado como de má qualidade. De forma geral, observou-se que maiores poropressões foram geradas nos modelos reforçados, devido principalmente à maior pressão aplicada na superfície do aterro nesses casos.

Fannin e Sigurdsson (1996) construíram cinco seções de via de 4,5 m de largura x 16 m de comprimento cada. Três seções foram reforçadas com geotêxteis de diferentes valores de rigidez, uma seção com geogrelha e outra foi construída sem reforço para comparação. O desempenho das vias foi avaliado para diferentes espessuras de aterro entre 0,25-0,50 m e todas foram submetidas a 500 passadas do eixo padrão (eixo simples com rodas duplas, carga de 80 kN e pressão dos pneus de 620 kPa). Medindo as deformações do subleito e o perfil de deslocamentos superficiais, foi possível constatar que em todas as vias os deslocamentos de até 5 cm foram gerados unicamente pela compactação do material do aterro. Observou-se que para camadas de aterro entre 0,25-0,35 m o comportamento mecânico das vias foi consideravelmente influenciado pela função de separação do geossintético, enquanto que o mecanismo de confinamento do reforço foi mais significativo para maiores alturas de aterro. Os resultados das medições foram também comparados com as previsões obtidas pelo método analítico proposto por Giroud e Noiray (1981), obtendo-se de forma geral uma boa concordância, principalmente para recalques maiores que 15 cm.

Hufenus et al. (2006) estudaram o desempenho de estradas reforçadas quando construídas sobre subleitos de resistências diferentes, usando agregado reciclado como material de aterro. Na pesquisa foram construídas doze seções de vias com dimensões 5 m de largura x 8 m de comprimento. Utilizaram-se como reforço distintos tipos de geotêxteis e geogrelhas, instalando-se em algumas seções ambos os geossintéticos. A partir dos resultados foi possível concluir que a influência do reforço na compactação da camada de aterro foi apenas considerável em estradas construídas sobre subleitos de baixa resistência ($CBR \leq 3$) com alturas de aterro menores a 0,5 m. O efeito do geossintético no comportamento das vias foi evidente, mesmo para aterros com alturas maiores que 0,5 m e subleitos com $CBR \geq 3$. Com respeito ao uso conjunto de geossintéticos, os autores observaram que a melhor disposição dos mesmos na estrutura da via consistiu em colocar o geotêxtil na superfície do subleito e inserir a geogrelha 5 cm acima, no interior da camada de aterro, com o objetivo de melhorar a interação cisalhante entre o reforço e as partículas de solo.

2.3.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS

Burd (1986) usando uma formulação do método dos elementos finitos para grandes deformações, modelou numericamente ensaios de laboratório realizados por Love (1984) em condições de deformação plana e sob carregamento monotônico. A configuração dos ensaios consistiu numa camada de solo granular sobre uma camada de solo fino com a inclusão de um material de reforço geossintético na interface. Para representar o comportamento do material coesivo foi utilizado o modelo de plastificação de Von Mises. O critério de Matsuoka (Matsuoka, 1976) foi usado como base do modelo de plastificação do material granular. Para a modelagem do reforço foram usados elementos unidimensionais sem rigidez à flexão e de comportamento elástico linear. Com respeito à interação solo-reforço, não foi permitido nenhum deslocamento relativo, pois se considerou que o travamento entre os grãos de solo e o geossintético era suficiente para se trabalhar com tal hipótese.

Os resultados numéricos obtidos por Burd (1986) conseguiram reproduzir a tendência apresentada nos ensaios de laboratório na qual o efeito do reforço mostrou-se mais significativo com o aumento dos deslocamentos. As análises permitiram observar que mudanças na resistência não drenada do subleito influenciam de forma mais evidente o comportamento das estradas, que mudanças na espessura da camada de aterro. O modelo numérico mostrou-se adequado para identificar diferentes mecanismos de ação do reforço como efeito membrana e restrição lateral das camadas de solo, porém foram observadas limitações nas previsões numéricas com respeito às tensões cisalhantes geradas na interface solo-reforço (caso reforçado) e no contato entre as camadas de aterro e subleito (caso sem reforço).

Brocklehurst (1993) acrescentou ao código de elementos finitos desenvolvido por Burd (1986) (OXFEM) a consideração do estado de tensões axisimétrico. Na pesquisa foram comparadas diferentes análises executadas em condições de deformação plana e axissimétricas. Algumas das conclusões obtidas foram: a partir das curvas pressão-deslocamento observou-se que o efeito do reforço no incremento da capacidade de carga das vias é consideravelmente maior no caso axisimétrico; de forma geral, a distribuição de tensões normais e cisalhantes nas interfaces solo-reforço foi bastante parecida nos dois estados de tensões considerados; a magnitude das tensões mobilizadas no reforço foi similar nos casos axisimétrico e de deformação plana, entretanto a distribuição das mesmas apresentou algumas diferenças uma vez que o ângulo de espraiamento da carga é maior em condições de

deformação plana, permitindo as solicitações cisalhantes sobre o reforço atingirem uma maior distância horizontal.

Visando estudar numericamente vias pavimentadas com e sem reforço geossintético, Perkins (2001) desenvolveu um modelo numérico onde foram consideradas várias características avançadas do comportamento dos materiais e a forma como eles interagem, tais como a acumulação de deformações permanentes com o aumento das aplicações de carga e a restrição lateral imposta pelo geossintético ao material de base. Para representar o comportamento do concreto asfáltico, utilizou-se um modelo elástico perfeitamente plástico onde pode ser considerada a anisotropia do material. Um modelo anisotrópico com componentes de elasticidade, plasticidade e escoamento foi formulado para representar o comportamento do reforço geossintético. O modelo constitutivo proposto para os solos de aterro e subleito baseou-se no modelo plástico com endurecimento cinemático proposto originalmente por Dafalias (1975).

As previsões obtidas a partir do modelo numérico proposto por Perkins (2001) foram comparadas com resultados de testes executados sobre modelos físicos no laboratório. No caso sem reforço, o modelo numérico mostrou-se adequado para estimar grandezas como tensões verticais e deformações horizontais no interior das vias, mas a precisão dos resultados numéricos diminuiu ao prever outras quantidades como deformações verticais permanentes na base do agregado e na superfície do subleito. Nas configurações reforçadas, os resultados obtidos da modelagem numérica mostraram-se bastante precisos, apresentando algumas limitações que foram atribuídas às simplificações usadas para modelar a interação solo-geossintético.

Pimentel (2007) usou o programa comercial de elementos finitos Plaxis 2D na simulação numérica de ensaios realizados em estradas não pavimentadas em escala reduzida. Para representar o comportamento tenso-deformacional dos solos de aterro e subleito foi adotado um modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Na modelagem do geossintético de reforço foram implementados elementos unidimensionais de comportamento elástico linear. A interação solo-geossintético foi definida a partir de elementos de interface cujo comportamento foi descrito pelo modelo elasto-plástico. Na pesquisa foram comparados os recalques medidos nos ensaios com os recalques obtidos numericamente, obtendo-se uma boa concordância entre ambos os resultados. A partir das análises, observou-se que o reforço inserido na interface aterro-reforço proporciona um maior incremento da capacidade de carga da via e que existe um valor ótimo de altura de

aterro entre 0,6 – 1,2 vezes a largura da área carregada. No trabalho apresentado por Pimentel (2007) foram também estudados (usando o software Plaxis em sua versão 3D) os ensaios executado em campo por Palmeira (1981).

Ferramentas de análise

Neste capítulo são descritos os modelos físicos que foram simulados no presente trabalho, assim como a ferramenta computacional empregada nas análises.

3.1 MODELO FÍSICO DE GÓNGORA (2011)

Com o objetivo de investigar o uso de geossintéticos como material de reforço em estradas não pavimentadas sobre subleitos de baixa resistência, Góngora (2011) avaliou o desempenho de tais estruturas quando empregados distintos materiais de aterro e geogrelhas de diferentes aberturas. Os ensaios foram realizados em equipamento de grande porte, utilizando carregamento cíclico em condições axisimétricas. Também foi investigado o efeito das restaurações sucessivas na resposta mecânica das estradas. Durante a execução dos ensaios foi registrada a evolução dos deslocamentos superficiais da via com o aumento do número de ciclos de carga e descarga. A mudança de tensões verticais foi também monitorada a partir de células de tensões totais em diferentes pontos no interior do subleito. Os resultados mostraram como a função do reforço é afetada significativamente pelas propriedades do material de aterro e do geossintético utilizados.

3.1.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

A Figura 3.1 apresenta o tanque rígido usado por Góngora (2011) na execução dos testes. Visando diminuir o efeito das condições de contorno, as dimensões adotadas para o tanque metálico foram: diâmetro interno de 0,75 m e altura de 0,53 m. Sobre uma placa rígida de 20 cm de diâmetro foi aplicada um carregamento de 17,30 kN, com frequência de 1Hz, de forma a simular a sollicitação dinâmica oriunda de um veículo padrão com pressão de calibragem de pneus igual 560 kPa. A configuração dos ensaios consistiu numa camada de material granular compactada, de aproximadamente 0,23 m, sobre um subleito argiloso de 0,30 m de espessura. Nos casos reforçados o geossintético foi disposto na interface entre os dois materiais. O critério de parada dos ensaios foi um afundamento máximo da superfície do aterro de 25 mm.

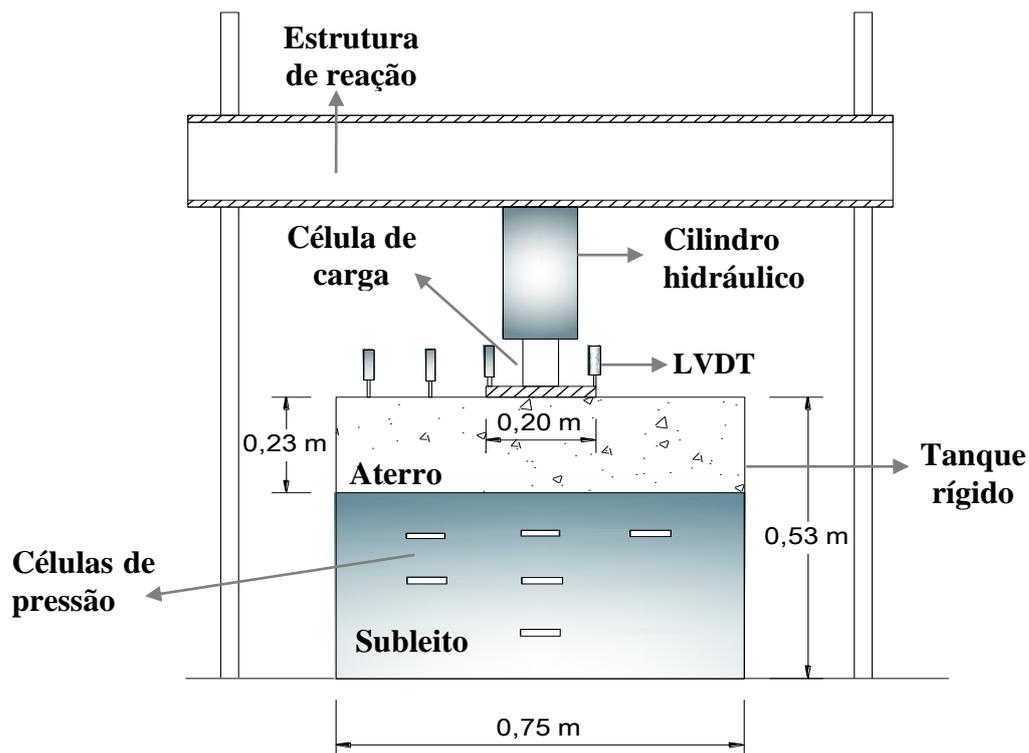


Figura 3.1– Equipamento usado nos ensaios executados por Góngora (2011). Sem escala.

3.1.2 MATERIAIS EMPREGADOS

Na pesquisa desenvolvida por Góngora (2011) foram avaliados três tipos de solos e três tipos de geogrelhas com diferentes propriedades mecânicas e geométricas. Para a execução da camada de aterro foi empregada brita e RCD-R (resíduos da construção e demolição reciclados). Como material do subleito foi utilizado um solo fino, coletado no Campo Experimental de Fundações e Ensaio de Campo da Universidade de Brasília. Uma descrição dos solos e geossintéticos empregados por Góngora (2011) apresenta-se a seguir.

3.1.2.1 ATERRO

Nas análises realizadas nesta pesquisa foram considerados somente os resultados dos ensaios que utilizaram brita como material de aterro. Assim sendo, as propriedades do material RCD-R (resíduos da construção e demolição reciclados) não serão apresentadas nesta seção.

A brita usada nos ensaios foi compactada em três camadas até uma altura de 23 cm. O processo de compactação foi estático e na umidade ótima, visando atingir o peso específico

seco máximo do solo. O material era de origem calcárea e suas propriedades geotécnicas são apresentadas na Tabela 3.1.

Tabela 3.1– Propriedades da brita usada por Góngora (2011)

Propriedade	Valor
Densidade relativa dos sólidos	2,65
Massa específica seca (g/cm ³)	1,76
Absorção de água (%)	0,50
Abrasão Los Angeles (%)	36,0
Umidade ótima (%)	2,0

3.1.2.2 SUBLEITO

O solo de subleito foi coletado a uma profundidade de 1,5 m num perfil de solo típico da região do Distrito Federal, onde podem ser identificados três horizontes: horizonte de solo residual laterítico (0,0 m a 8, 80 m), horizonte de transição (8,80 m a 10,30 m) e horizonte de solo saprolítico de metarritimito (10,30 m a 15,00 m) (Guimarães, 2002). O solo foi coletado de uma camada de areia argilo-siltosa com peso específico dos sólidos em torno de 26,5 kN/m³, índice de plasticidade de 10 e elevado índice de vazios (entre 1,27 e 1,60) consequência do intemperismo químico responsável pela sua formação (Guimarães, 2002).

Na construção do subleito, o solo fino foi homogeneizado a uma umidade de 27,1 % e compactado estaticamente em três camadas de 10 cm cada. O peso específico seco do material foi de 14,0 kN/m³ e sua resistência, medida em termos de CBR, foi de aproximadamente 4 %. Um resumo das propriedades do solo é apresentado na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Propriedades do solo de subleito usado por Góngora (2011)

Propriedade	Valor
Massa específica seca (g/cm ³)	1,40
Umidade (%)	27,1
Limite de liquidez (%)	39
Limite de plasticidade (%)	29

3.1.2.3 GEOSSINTÉTICO

Como mencionado anteriormente, no trabalho realizado por Góngora (2011) foram usadas três diferentes tipos de geogrelhas, variando abertura de malha, rigidez e resistência à tração. Nas análises deste trabalho somente foi considerado o reforço referenciado por Góngora (2011) como “Geogrelha 2”.

A “Geogrelha 2” é produzida pela empresa *Huesker*, sendo do tipo *Fortrac 35/20-20*, com aberturas de 20 mm x 20 mm. Esta geogrelha é confeccionada com filamentos de poliéster revestidos por camadas de PVC como proteção. Algumas de suas propriedades são apresentadas na Tabela 3.3.

Tabela 3.3– Propriedades da “Geogrelha 2” usada por Góngora (2011)

Característica	Valor
Abertura da malha (mm x mm)	20 x 20
Resistência à tração (kN/m)	35
Rigidez à tração a 5% de deformação (kN/m)	260

3.2 MODELO FÍSICO DE ANTUNES (2008)

Na pesquisa desenvolvida por Antunes (2008) foi avaliado o comportamento mecânico de estradas não pavimentadas sem reforço e reforçadas com geossintéticos. Como material de reforço foram usados dois diferentes tipos de geossintéticos, a saber: geotêxtil e geogrelha. Os ensaios foram realizados sob condições axisimétricas e foi aplicado carregamento cíclico e monotônico. Também foi estudado o efeito das restaurações sucessivas da superfície do aterro na resposta mecânica desse tipo de estradas. Na instrumentação dos ensaios foram usados LVDT's, termopares, células de tensões totais e extensômetros elétricos, que permitiram conhecer os deslocamentos superficiais, tensões e deformações, com o aumento do número de ciclos. Os resultados dos testes mostraram que a presença do reforço geossintético aumenta a vida útil da estrutura viária, melhora a redistribuição das tensões verticais em profundidade e induz a um melhor desempenho da via após as restaurações superficiais.

A seguir são descritas as condições nas quais foram preparados e executados os ensaios, assim como os materiais empregados.

3.2.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

O equipamento utilizado por Antunes (2008) é apresentado na Figura 3.2. Os ensaios foram executados numa caixa metálica de base quadrada com dimensões 1,6 m x 1,6 m por 1,2 m de altura. A configuração dos ensaios consistiu numa camada de material granular compactada, de aproximadamente 0,20 m de altura sobre um subleito argiloso de 0,60 m de espessura. No caso reforçado o geossintético foi disposto na interface entre os dois materiais. Nos ensaios foram aplicados carregamentos cíclicos e monotônicos. A magnitude da carga cíclica aplicada foi de 40 kN, com uma frequência de 1 Hz visando simular a solicitação gerada pelo tráfego de um eixo padrão. Seguindo as conclusões de Beretta et al. (1994), citado pelo autor, o carregamento foi transmitido à estrutura viária mediante uma placa rígida de 0,30 m de diâmetro, que equivale a área deformada de contato entre o pneu do veículo e a base. O critério de parada dos ensaios foi um afundamento máximo da placa de 25 mm.

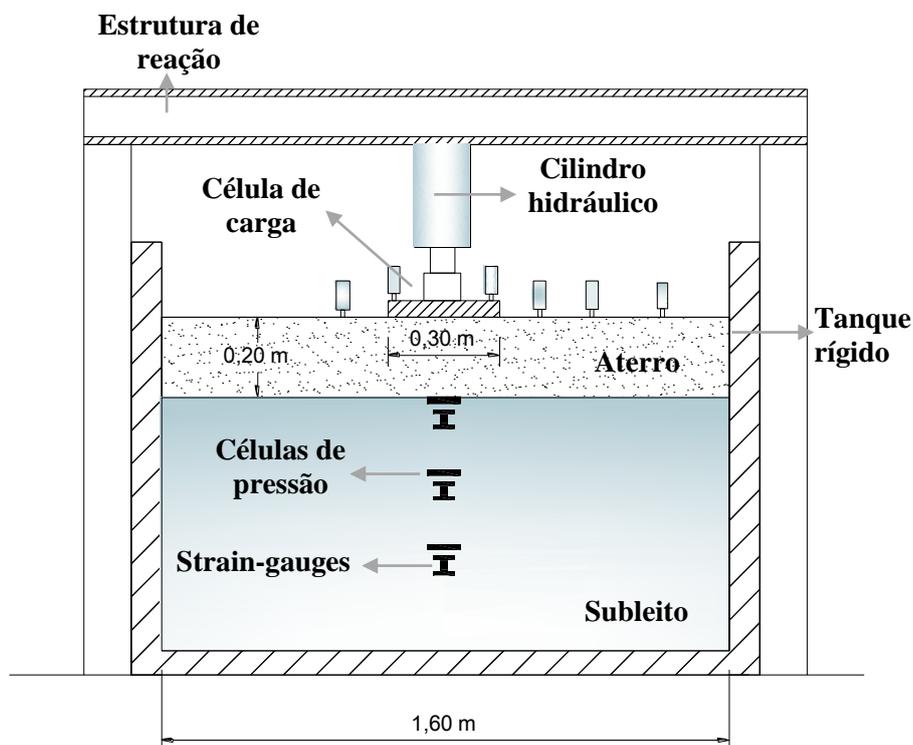


Figura 3.2 – Equipamento usado nos ensaios executados por Antunes (2008). Sem escala.

3.2.2 MATERIAIS EMPREGADOS

Nos ensaios realizados por Antunes (2008) foram empregados dois tipos de solos: brita como material granular usado na camada de aterro e solo fino laterítico para a execução da

camada de subleito. Como elementos de reforço foram usados geotêxtil tecido e geogrelha. Uma descrição mais detalhada desses materiais é apresentada a seguir.

3.2.2.1 ATERRO

Como material constituinte da camada de aterro foi utilizada uma brita graduada simples calcárea. Com o objetivo de conhecer as propriedades do material, foram realizados ensaios de peso específico dos grãos, compactação e Índice de Suporte de Califórnia (CBR). Os resultados são apresentados na Tabela 3.4

Tabela 3.4– Propriedades do solo de aterro usado por Antunes (2008)

Propriedades	Unidade	Valor
Massa específico dos grãos	g/cm^3	4,11
Compactação	w_{ot} (%)	4,2
	γ_{dmax} (g/cm^3)	2,1
Índice de Suporte de Califórnia (CBR)	%	90

Para a execução dos ensaios o material foi compactado com pilão manual a uma umidade de 5%. A altura final da camada de aterro foi de aproximadamente 20 cm, com um peso específico seco de 18 kN/m^3 .

3.2.2.2 SUBLEITO

Na camada de subleito foi utilizado um solo fino tropical laterítico, chamado de “argila porosa”. Devido a sua origem e formação, esses tipos de solos possuem um comportamento mecânico diferenciado de outros materiais quando utilizados como material de construção. No seu estado natural os mesmos apresentam uma curva granulométrica que varia segundo o uso de defloculante, baixa resistência ($\text{SPT} < 4$) e permeabilidade similar a de solos granulares finos (Antunes, 2008).

Na caracterização do material foram realizados ensaios de peso específico dos grãos, limite de liquidez, limite de plasticidade, compactação e Índice de Suporte de Califórnia (CBR). A partir do ensaio de adensamento unidimensional foi obtida a tensão de pré adensamento do solo (σ_p), o coeficiente de adensamento vertical (C_v) e o índice de compressão (C_c). Os resultados dos ensaios são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5– Propriedades do solo de subleito empregado por Antunes (2008)

Propriedade	Unidade	Valor
Massa específica dos grãos	g/cm^3	2,69
Limite de liquidez	%	56
Limite de plasticidade	%	33
Compactação	w_{ot} (%)	23
	γ_{dmax} (g/cm^3)	1,7
Índice de Suporte Califórnia (CBR)	%	8
Adensamento	C_v (cm^2/s)	0,002 (C*)
		0,02 (T')
	σ_p (kPa)	22 (C*)
		17(P.S)
C_c	0,19	

Notas: C* - Calculado pelo método de Casagrande; T' – Calculado pelo método de Taylor; P.S – Calculado pelo método de Pacheco Silva.

O solo foi classificado segundo o Sistema de Classificação Unificada (USCS) e o sistema HRB, adotada pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). Na classificação foram utilizadas as análises granulométricas feitas com e sem defloculante. Os resultados são apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Classificação do solo de subleito empregado por Antunes (2008)

Método de classificação	Método de ensaio	
	Com defloculante	Sem defloculante
ASTM	CH	SM
HRB	A-7-5	A-7-5

Na preparação dos ensaios o solo foi homogeneizado numa umidade de 26 %. A compactação do material foi realizada com auxílio de um compactador tipo “sapo”, em três camadas de 20 cm, atingindo um peso específico seco de 15 kN/m^3 . O CBR do material foi de aproximadamente 8 % e foram achados valores de sucção no material ao redor de 750 kPa.

3.2.2.3 GESSINTÉTICO

Na pesquisa desenvolvida por Antunes (2008) foram utilizados dois tipos de geossintéticos como material de reforço: geotêxtil e geogrelha. Nas análises realizadas no presente trabalho, somente considerou-se a seção de via reforçada com geogrelha. O material é descrito detalhadamente a seguir.

A geogrelha de polipropileno é produzida comercialmente pela empresa *Huesker* e seu modelo está patenteado como *Fornit J600*[®]. O material possui elevada rigidez e é capaz de mobilizar elevadas cargas de tração a níveis de deformação muito baixos. O modelo de geogrelha *Fornit J600*[®] resiste bem as solicitações geradas durante a compactação, mantendo a sua integridade durante a vida útil do pavimento (Antunes, 2008).

Na Tabela 3.7 são apresentadas as especificações técnicas da geogrelha utilizada nos ensaios.

Tabela 3.7 – Propriedades da geogrelha usada por Antunes (2008)

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

3.3 MODELO FÍSICO DE FANNIN (1986)

Fannin (1986) fez um completo estudo do desempenho dos solos reforçados quando utilizados em estradas não pavimentadas. As análises foram realizadas a partir de modelos em escala reduzida a 1/4 das dimensões reais do problema, variando a resistência não drenada do subleito e a espessura da camada de aterro. Considerando a importância das propriedades mecânicas do subleito no desempenho das estradas, realizou-se uma bateria de ensaios que incluiu: testes de adensamento unidimensional, ensaios de palheta nas direções vertical e horizontal, ensaios triaxiais não adensados e não drenados (sem medição de poropressões) e ensaios triaxiais adensados não drenados (com medição de poropressões). Também foram determinados parâmetros de estado limite do material. No solo de aterro foram realizados ensaios de cisalhamento direto em equipamento de porte médio. Os testes nas estradas não

pavimentadas foram executados sob condições de carregamento cíclico e monotônico, num estado de deformação plana. Os resultados dos testes permitiram comparar as diferentes respostas da via quando solicitada por carregamentos de distinta natureza. Também foi possível evidenciar a influência das propriedades dos materiais e da configuração geométrica no desempenho das estradas.

3.3.1 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

A caixa usada por Fannin (1986) na execução dos ensaios cíclicos e monotônicos é apresentada na Figura 3.3. A base retangular da caixa possuía dimensões internas de 1,60 m x 0,30 m e sua altura era de 0,76 m. Com o objetivo de avaliar a influência da espessura do material de aterro, foram realizados ensaios para camadas de 75 mm, 100 mm e 125 mm. A altura do subleito foi de 0,40 m para todos os testes cíclicos e monotônicos executados. Nos casos reforçados a geogrelha de dimensões 0,30 m x 1,00 m, foi disposta na base do aterro. Visando avaliar a influência da resistência não drenada do subleito no desempenho das estradas, foram preparados subleitos com resistências na superfície de 6 kPa e 9 kPa. Para a transmissão da carga, foram utilizadas duas placas retangulares de 135 mm de largura, separadas 450 mm entre eixos. A pressão máxima aplicada durante os ensaios cíclicos foi de 68 kPa, com frequência de 1Hz. A velocidade de deslocamento da placa de carregamento no ensaio monotônico foi de 2,5 mm/s. O critério de parada dos ensaios foi um recalque máximo na superfície do aterro de 50 mm. A Tabela 3.8 apresenta as diferentes secções de via estudadas por Fannin (1986) e as condições nas quais foram executados os ensaios, identificados segundo o seguinte código:

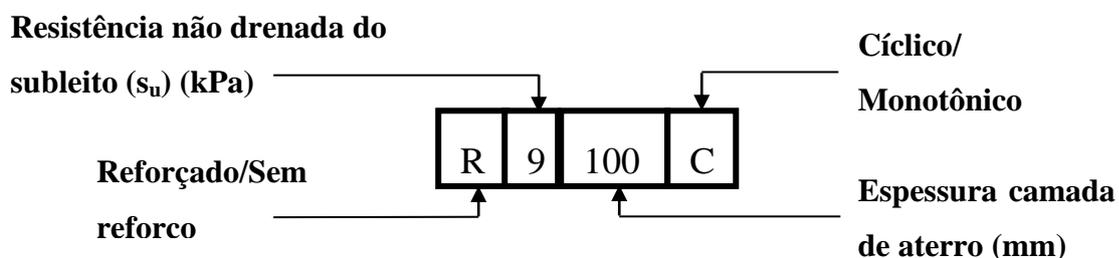


Tabela 3.8 – Ensaios realizados por Fannin (1986)

Teste	Comentário
R9125C	Ensaio cíclicos
R6125C	
R9075C	
S9125C	
S6125C	
R9100C	
S9100C	
R6100C	
R9100M	Ensaio Monotônicos
S9100M	
R6125M	
S6125M	

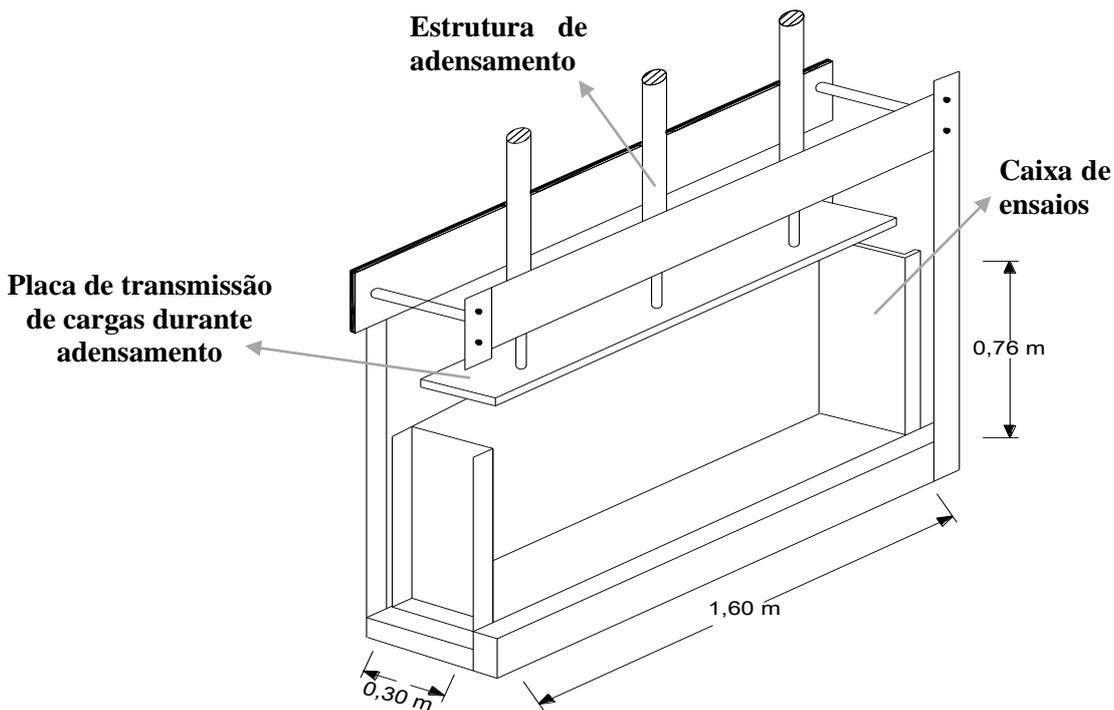


Figura 3.3 – Caixa de ensaios usada por Fannin (1986). Sem escala.

3.3.2 MATERIAIS EMPREGADOS

Fannin (1986) utilizou na construção da camada de aterro um material granular, bem graduado, formado pela combinação de iguais proporções em massa de areia e brita. Como

geossintético de reforço foram utilizadas diferentes geogrelhas de geometria reduzida na escala do modelo. Na construção do subleito foi utilizado um solo fino argiloso conhecido comercialmente como Caulim Speswhite. Uma descrição detalhada dos materiais empregados é apresentada a seguir.

3.3.2.1 ATERRO

O material de aterro utilizado por Fannin (1986) foi formado por uma mistura de três tipos de areias e três tipos de brita. A curva granulométrica do solo encontrava-se dentro da envolvente que determina os tamanhos de partículas aceitos para um material Tipo 1, descrito no *D.Tp. Specification for Roads and Bridge works* (1976), quando reduzida à escala do modelo. O aterro foi compactado na umidade ótima de 10%, obtendo-se um peso específico seco de 18,4 kN/m³. As principais propriedades deste material são apresentadas na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Propriedades do solo de aterro empregado por Fannin (1986)

Propriedades	Unidade	Valor
Densidade dos grãos	-----	2,65
Teor de umidade	%	10
Peso específico seco	kN/m ³	18,44
Índice de vazios	-----	0,44
Grau de saturação	%	60
Ângulo de atrito de pico	°	52
Ângulo de atrito a volume constante	°	42

Fannin (1986) ressalta a não linearidade da envoltória de ruptura usada para estimar os ângulos de atrito pico e a volume constante. O ângulo de dilatância do material foi também encontrado para diferentes níveis de tensão vertical. Os resultados são apresentados na Tabela 3.10.

Tabela 3.10– Ângulo de dilatância do solo de aterro empregado por Fannin (1986)

Tensão vertical [kPa]	Ângulo de dilatância [°]
10	20,2
20	16,4
30	17,1

3.3.2.2 SUBLEITO

A argila utilizada na execução da camada de subleito foi homogeneizada numa unidade de aproximadamente 120% e depois submetida a um processo de adensamento unidimensional, visando obter as resistências não drenadas requeridas nos diferentes ensaios. Na Tabela 3.11 apresentam-se as propriedades do material.

Tabela 3.11– Propriedades do solo de subleito empregado por Fannin (1986)

Propriedades	Unidade	Valor
Densidade dos grãos	-----	2,61
Limite de liquidez	%	62
Índice de plasticidade	%	31
Coefficiente de empuxo no repouso (k_0)	-----	0,64

Como foi comentado anteriormente, foram preparados subleitos com resistências não drenadas em superfície iguais a 6 kPa e 9 kPa. As principais propriedades do subleito após adensamento na caixa da modelagem, para cada valor de resistência não drenada são apresentadas nas Tabelas 3.12 e 3.13.

Tabela 3.12 – Propriedades do solo de subleito ($s_u = 6$ kPa)

Propriedades	Unidade	Valor
Grau de saturação	%	100
Teor de umidade médio	%	56
Peso específico seco	kN/m ³	10,60
Índice de vazios	-----	1,46
Tensão de pré adensamento	kPa	110
Coefficiente de adensamento	m ² /ano	8,5

Tabela 3.13 - Propriedades do solo de subleito ($s_u = 9$ kPa)

Propriedades	Unidade	Valor
Grau de saturação	%	100
Teor de umidade médio	%	51
Peso específico seco	kN/m ³	11,20
Índice de vazios	-----	1,33
Tensão de pré densamento	kPa	220
Coefficiente de adensamento	m ² /ano	10,4

A partir de ensaios de palheta realizados sobre corpos de prova preparados em idênticas condições àqueles usados nos ensaios cíclicos e monotônicos, foram obtidos os perfis de resistência não drenada para os subleitos de resistências em superfície $s_u = 6$ kPa e $s_u = 9$ kPa. Os resultados são apresentados na Figura 3.4.

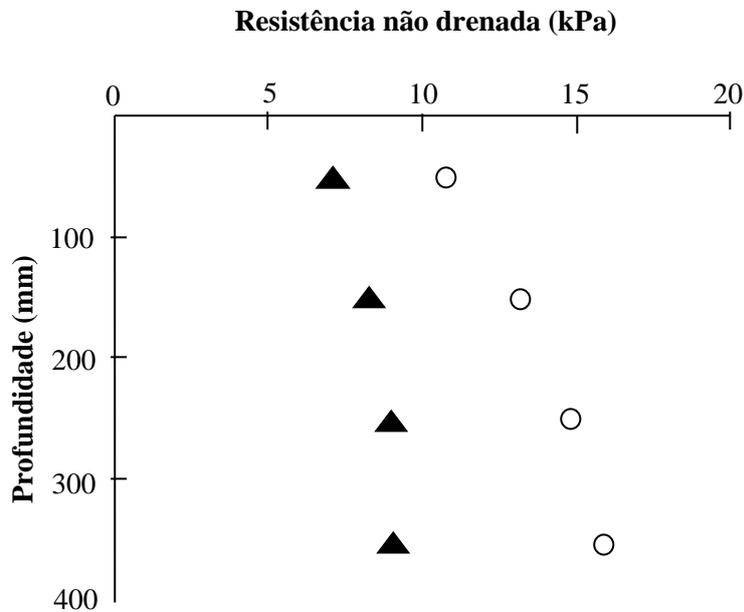


Figura 3.4 – Variação de resistência não drenada com a profundidade (Fannin, 1986).

3.3.2.3 GEOSSINTÉTICOS

Nos ensaios realizados por Fannin (1986) foram utilizados diferentes tipos de reforços geossintéticos, segundo o carregamento aplicado. As geogrelhas usadas nos ensaios monotônicos foram referenciadas como tipo 'M' e aquelas usadas nos ensaios cíclicos como tipo 'C'. As características geométricas dos reforços correspondem às dimensões de uma geogrelha Tensar SS2 quando reduzida à escala de 1/4. A Tabela 3.14 contém os valores de abertura de malha e espessuras e dimensões dos elementos resistentes a tração, para os diferentes tipos de reforço usados por Fannin (1986).

Tabela 3.14 - Propriedades geométricas dos geossintéticos usados por Fannin (1986)

Geogrelha	Abertura		Elementos resistentes à tração		Espessura dos nós (mm)
	Comprimento (mm)	Largura (mm)	Largura (mm)	Espessura (mm)	
Tensar SS2	40	28	3	1,1-1,2	3,9
Tipo 'M'	12,0-14,5	8,0-9,0	0,4-0,5	0,3	0,8-0,9
Tipo 'C'	11,0-14,0	8,0-8,5	0,4-0,5	0,3-0,4	0,8-0,9

A Figura 3.5 contém a curva carga *versus* deformação das geogrelhas tipo 'M' e tipo 'C'. A partir de análises dimensionais foi possível concluir que os valores de rigidez e resistência à tração dos geossintéticos usados nos modelos reduzidos, correspondiam às propriedades de uma geogrelha Tensar SS2 quando reduzidas à escala de 1/16 ($= (1/4)^2$). Visando ilustrar tal efeito da escala nas propriedades mecânicas do reforço, apresenta-se também na Figura 3.5 a curva carga *versus* deformação da geogrelha Tensar SS2. Os ensaios de tração foram realizados sem confinamento do material, a uma taxa de deformação de 2%/min e à temperatura de aproximadamente 20°C.

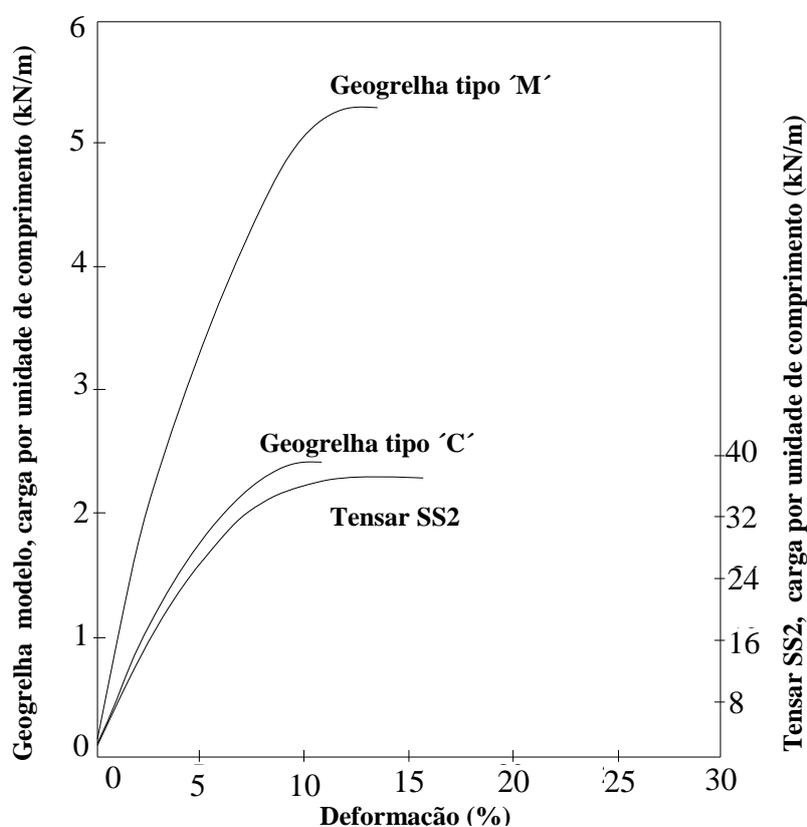


Figura 3.5 – Resultados de ensaios de tração (Fannin, 1986).

Um resumo das propriedades mecânicas dos geossintéticos tipo 'M' e tipo 'C', utilizados no trabalho de Fannin (1986) é apresentado nas Tabelas 3.17 e 3.18.

Tabela 3.15 – Propriedades mecânicas do geossintético tipo 'M' usado por Fannin (1986)

Propriedades	Unidade	Valor
Resistência à tração	kN/m	5,4
Deformação na ruptura	%	13,0
Rigidez à tração a 2% de deformação	kN/m	80

Tabela 3.16 – Propriedades mecânicas do geossintético tipo 'C' usado por Fannin (1986)

Propriedades	Unidade	Valor
Resistência à tração	kN/m	2,5
Deformação na ruptura	%	10,6
Rigidez à tração a 2% de deformação	kN/m	40

3.4 FERRAMENTA NUMÉRICA UTILIZADA

Nas simulações numéricas realizadas neste trabalho foi utilizado o software comercial de elementos finitos Plaxis 2D em sua versão 8.2. O programa foi desenvolvido para executar estudos de deformação e estabilidade em problemas geotécnicos (Brinkgreve e Vermeer, 2002), incluindo várias características especiais que podem ser usadas nas análises, tais como: modelos constitutivos avançados para simular o comportamento não linear e dependente do tempo de solos e rochas, procedimentos adequados para considerar as poropressões geradas na massa de solo e modelos numéricos que permitem a simulação de vários tipos de estruturas comumente encontradas nas obras de engenharia, assim como sua interação com os solos circundantes.

A interface gráfica do usuário (GUI) do Plaxis 2D é bastante amigável e permite uma familiarização rápida com os comando básicos do software. A geometria do problema (camadas de solo, estruturas, condições de contorno) pode ser definida num conveniente espaço CAD de desenho e várias etapas da construção das simulações numéricas são realizadas automaticamente pelo programa ou podem ser facilmente definidas pelo usuário. A seguir, são apresentadas as principais características do programa segundo Brinkgreve e Vermeer (2002), assim como algumas considerações acerca da modelagem numérica do reforço geossintético.

3.4.1 CARACTERÍSTICAS DO PROGRAMA PLAXIS

Os recursos do Plaxis 2D se encontram agrupados em quatro sub-programas: *Input*, *Calculation*, *Output* e *Curves*.

O pré-processamento da análise é realizado no sub-programa *Input*, onde é criado o modelo de elementos finitos e são definidas as condições de contorno do problema e as propriedades dos materiais. As análises podem ser executadas considerando um estado de tensão axisimétrico ou de deformação plana e em ambos os casos a malha usada na discretização dos modelos é gerada automaticamente pelo programa a partir de elementos triangulares de seis ou quinze nós. Diferentes tipos de cargas e deslocamentos prescritos estão disponíveis para definir as condições naturais e essenciais do problema estudado. Para representar o comportamento tenso-deformacional dos solos podem ser empregados distintos modelos: Elástico-linear, *Hardening-soil*, Mohr-Coulomb, *Soft-Soil* e *Soft-Soil-Creep*. A última etapa executada no sub-programa *input* consiste na definição das poropressões e tensões iniciais do problema seguindo dois procedimentos diferentes: *K_o procedure* ou *gravity loading*.

Após definir o modelo de elementos finitos, os cálculos são executados na sub-rotina *Calculation*. Na sub-rotina *Calculation* é possível simular diferentes etapas de construção e realizar três tipos de análises básicas: *Plastic*, *Consolidation* e *Phi-C reduction*. A opção *Plastic* é apropriada para realizar análises de deformação elasto-plástica onde não é necessário considerar a dissipação dos excessos de poropressão com o tempo. O cálculo tipo *Plastic* é realizado de acordo com a teoria das pequenas deformações e é usado na maior parte das aplicações geotécnicas. Já a opção *Consolidation* permite analisar a geração ou dissipação de excessos de poropressão em solos argilosos saturados em função do tempo, considerando grandes deformações. A análise *Phi-C reduction* é um tipo de cálculo *Plastic* que deve ser usado quando se deseja conhecer o fator de segurança global do problema em questão.

No sub-programa *Output* é realizado o pós-processamento da análise. O sub-programa *Output* admite distintas formas de visualizar (*Contours*, *Shadings*, *Arrows*) os resultados que foram obtidos na etapa de cálculo e permite gerar tabelas para plotar a informação ou exportá-la para outros programas. Uma vez que os principais resultados numa análise de equilíbrio usando elementos finitos são tensões e deformações, o programa permite conhecer um considerável número de variáveis relacionadas com essas duas grandezas. No caso das deformações podem-se determinar: deslocamentos horizontais e verticais totais,

deslocamentos incrementais, deformações totais, deformações cartesianas, deformações incrementais e deformações cartesianas incrementais. No caso das tensões: tensões efetivas, tensões totais, tensões cartesianas, OCR, pontos de plastificação e poropressões.

No sub-programa *Curves* é possível gerar diferentes tipos de curvas a fim de se conhecer o comportamento de determinadas quantidades durante a execução das etapas de cálculo, tais como: curvas carga-deslocamento, tempo-deslocamento, diagramas tensão-deformação, trajetórias de tensões e trajetórias de deformações. As curvas são obtidas para os pontos nodais e de Gauss selecionados previamente na sub-rotina *Calculation*. Cabe salientar que o número máximo de pontos que podem ser selecionados é de vinte (dez pontos nodais e dez pontos de Gauss).

3.4.2 MODELOS CONSTITUTIVOS NO PLAXIS

Como mencionado anteriormente, o software Plaxis 2D permite usar diferentes modelos constitutivos na simulação dos solos: Elástico-linear, Mohr-Coulomb, *Hardening soil*, *Soft-Soil* e *Soft-Soil-Creep*.

O modelo perfeitamente plástico de Mohr-Coulomb considera uma superfície de plastificação fixa que é descrita completamente pelos parâmetros do modelo e não é afetada pela ocorrência de deformações plásticas. A condição de escoamento é definida por seis funções de potencial de plastificação e seis funções de plastificação, representando um cone hexagonal no espaço de tensões principais. São necessários cinco parâmetros para a utilização do modelo Mohr Coulomb: módulo de elasticidade (E), coeficiente de Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito (ϕ) e de dilatância (ψ).

No modelo *Hardening-Soil* a superfície de plastificação não é fixa no espaço de tensões principais, mas se expande com o aumento das deformações plásticas. Dois tipos de endurecimento são considerados pelo modelo: endurecimento cisalhante (usado para simular as deformações irreversíveis devido ao carregamento desviador) e endurecimento por compressão (usado para simular as deformações plásticas induzidas por uma carga de tipo oedométrica ou isotrópica). Com respeito ao modelo hiperbólico, o modelo *Hardening-Soil* apresenta várias vantagens, tais como: usa a teoria da plasticidade e não a teoria da elasticidade, considera a dilatância do solo e introduz o *cap* na superfície de plastificação. Uma característica básica do modelo é a dependência da rigidez com o nível de tensões. Os parâmetros usados por esse modelo são apresentados na Tabela 3.17.

Parâmetros do critério de ruptura de Mohr-Coulomb	
c	Coesão do solo
ϕ	Ângulo de atrito
ψ	Ângulo de dilatância
Parâmetros básicos do modelo	
E_{50}^{ref}	Módulo de elasticidade secante no ensaio triaxial drenado
E_{oed}^{ref}	Módulo de elasticidade tangente para o carregamento primário oedométrico
m	Potência para a dependência da rigidez com o nível de tensões
Parâmetros avançados do modelo	
E_{ur}	Módulo de elasticidade ao descarregamento/recarregamento
ν_{ur}	Coefficiente de Poisson no descarregamento/recarregamento
p^{ref}	Pressão de referência para o módulo
K_o^{nc}	K_o do solo normalmente adensado
R_f	Razão de ruptura q_f/q_a
$\sigma_{tension}$	Resistência à tração
c increment	Incremento da coesão com a profundidade

Tabela 3.17– Parâmetros do modelo *Hardening-Soil* (modificado-Araújo 2009)

O modelo *Soft-Soil* é baseado no modelo Cam-Clay modificado, porém apresenta algumas diferenças relacionadas com os índices de compressão e expansão, que são calculados em função das deformações volumétricas, e no que diz respeito à definição da ruptura, que segue o critério de Mohr-Coulomb. Os parâmetros básicos de entrada do modelo são: índice de compressão modificado (λ^*), índice de expansão modificado (κ^*), coesão (c), ângulo de atrito (ϕ) e dilatância (ψ).

O modelo *Soft-Soil-Creep* é adequado para modelar características próprias de solos moles como alta compressibilidade e variação linear da rigidez com as tensões. Além disso, o modelo permite simular o adensamento secundário que pode ocorrer em algumas estruturas de terra como barragens ou aterros construídos sobre solos de baixa capacidade de suporte. Algumas características do modelo *Soft-Soil-Creep* são:

- Dependência entre a rigidez e o nível de tensões
- Diferenciação entre carregamento primário e descarregamento-recarregamento
- Consideração das tensões de pré adensamento
- Ruptura segundo o critério de Mohr-Coulomb

3.4.3 SIMULAÇÃO DO REFORÇO

Os materiais geossintéticos apresentam um comportamento termo-visco-elasto-plástico que também pode depender da direção e das tensões normais aplicadas (Perkins, 2000). A modelagem numérica desse comportamento exige modelos constitutivos refinados que muitas vezes são substituídos por outros mais simples, permitindo simular de forma aproximada a resposta do material. Perkins (2000), cita alguns exemplos da implementação do modelo isotrópico-linear-elástico na análise pelo método dos elementos finitos de geossintéticos usados como reforço, tais como: Barksdale et al. (1989), Miura et al. (1989), Burd e Brocklehurst (1992) e Dondi (1994).

O programa de elementos finitos Plaxis 2D permite a modelação do reforço geossintético a partir de dois elementos padrão: *geogrid* e elementos *beam* com rigidez à flexão muito próxima a zero. *Geogrids* são estruturas esbeltas que somente sustentam esforços de tração. O comportamento tenso-deformacional do material para tais elementos é considerado como linear elástico e a única propriedade requerida para sua modelagem é a rigidez axial, definida na Equação 3.1. O número de nós dos elementos de reforço varia segundo o tipo de elemento usado na geração da malha do solo: para elementos de solo de quinze nós são usados elementos de reforço de cinco nós; em elementos de solo de seis nós o número de nós dos elementos *geogrids* é de três. (Brinkgreve e Vermeer, 2002).

$$EA = \frac{F}{(\Delta L'/L')} \quad (3.1)$$

Onde:

EA = Rigidez axial do geossintético

F = Força axial por unidade de comprimento

L' = Comprimento original do reforço

$\Delta L'$ = Aumento de comprimento do reforço

A interação solo-reforço pode ser modelada no software Plaxis 2D mediante o uso de elementos de interface. Os elementos de interface podem ser considerados como regiões de solo de espessura nula, embora seja necessária uma “espessura virtual”, calculada automaticamente pelo programa, para efetuar os cálculos numéricos e definir suas propriedades. O comportamento das interfaces é modelado como linear-elástico com critério

de ruptura de Mohr-Coulomb. As propriedades para tais elementos são: ângulo de atrito, coesão, ângulo de dilatância, resistência à tração, módulo de Young e relação de Poisson. Os valores dessas propriedades são definidos no programa Plaxis a partir da relação de interface (R_{int}) que as vincula diretamente às propriedades do solo circundante da seguinte maneira (Yu, et al. 2014):

$$c_i = R_{int} c_{soil} \quad (3.2)$$

$$\tan \phi_i = R_{int} \tan \phi_{soil} \quad (3.3)$$

$$\psi_i = 0, \quad R_{int} < 1.0 \quad (3.4)$$

$$\psi_i = \psi_{soil}, \quad R_{int} = 1.0 \quad (3.5)$$

$$G_i = R_i^2 G_{soil} \quad (3.6)$$

$$\nu_i = 0.45 \quad (3.7)$$

$$E_i = 2G_i(1 + \nu_i) \quad (3.8)$$

$$E_{oed,i} = 2G_i \frac{1 - \nu_i}{1 - 2\nu_i} \quad (3.9)$$

$$\sigma_{t,i} = R_i \sigma_{t, soil} \quad (3.10)$$

Onde:

c_i = Coesão da interface

c_{soil} = Coesão do solo

E_i = Módulo elástico da interface

$E_{oed,i}$ = Módulo elástico oedométrico da interface

G_i = Módulo elástico cisalhante da interface

G_{soil} = Módulo elástico cisalhante do solo

$\sigma_{t,i}$ = Resistência à tração da interface

$\sigma_{t,soil}$ = Resistência à tração do solo

ν_i = Coeficiente de Poisson da interface

ϕ_i = Ângulo de atrito da interface

ϕ_{soil} = Ângulo de atrito do solo

ψ_i = Ângulo de dilatância da interface

ψ_{soil} = Ângulo de dilatância do solo

Descrição das simulações numéricas

Apresentam-se neste capítulo as simulações numéricas realizadas no software de elementos finitos Plaxis 2D para os testes executados por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986) usando carregamento monotônico, descritos no capítulo três deste trabalho.

4.1 GÓNGORA (2011)

Uma vez que Góngora (2011) não apresenta ensaios executados sobre as estradas não pavimentadas sob condições de carregamento monotônico, não foi possível avaliar a acurácia dos modelos numéricos realizados. Mesmo assim, considerou-se importante para o desenvolvimento desta pesquisa conhecer, pelo menos de forma aproximada, a resposta mecânica das estradas construídas por Góngora (2011) quando submetidas a esse tipo de solicitação. A seguir, são descritos os materiais, geometria e condições de contorno dos modelos computacionais para Góngora (2011) que foram empregados nas análises.

4.1.1 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

As simulações numéricas foram realizadas em condições axisimétricas. As espessuras das camadas de aterro e subleito foram as mesmas utilizadas nos ensaios experimentais descritos no item 3.2. Como condições essenciais do problema foram usadas aquelas estabelecidas na opção *Standard fixities* do programa Plaxis 2D: deslocamentos horizontais restritos nas laterais do meio e deslocamentos verticais e horizontais restritos na fronteira inferior. As solicitações foram aplicadas a partir deslocamentos verticais impostos na superfície da estrada. O meio foi dividido em 652 elementos triangulares de 6 nós, formando uma malha não estruturada. No caso reforçado utilizou-se o elemento *geogrid* para simular o geossintético que foi inserido na interface entre os materiais de aterro e subleito. A Figura 4.1 apresenta a geometria do modelo reforçado e a discretização do meio por elementos finitos.

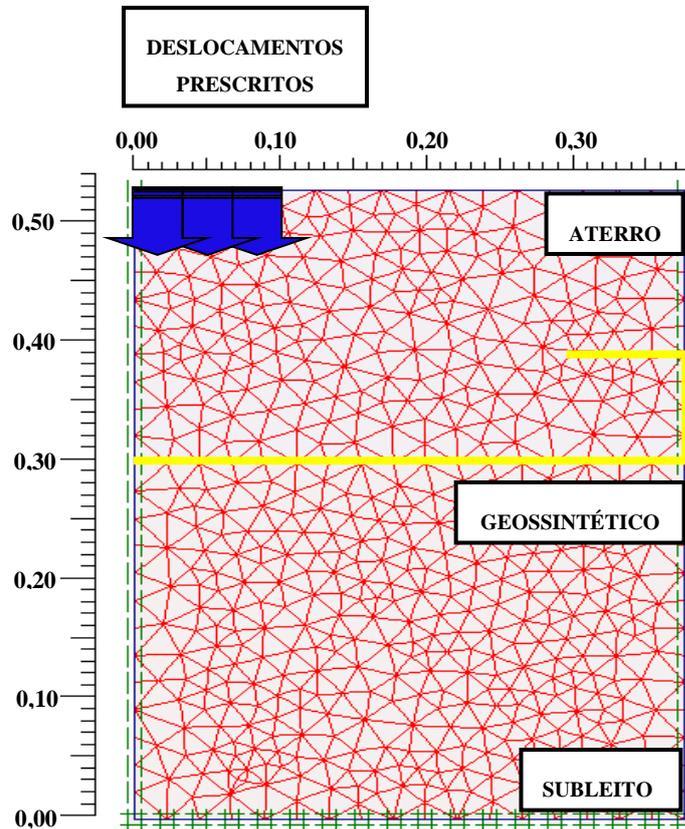


Figura 4.1 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio executado por Góngora (2011)

4.1.2 MODELAGEM DOS MATERIAIS

Na modelagem numérica das estradas não pavimentadas foi considerado um comportamento elástico-perfeitamente plástico para a relação entre tensões e deformações nos solos. O critério de Mohr-Coulomb foi adotado para definir a ruptura dos materiais. As simulações numéricas foram realizadas sem presença de lençol freático. No trabalho de Góngora (2011) não se apresenta um estudo das propriedades mecânicas dos materiais que permita conhecer os parâmetros de resistência e rigidez do modelo constitutivo dos solos, a saber: ângulo de atrito, coesão, ângulo de dilatância, modulo de Young e coeficiente de Poisson. Também não são apresentados ensaios com carregamento monotônico que permitam obter tais parâmetros via retroanálise. Em vista de tal situação foi necessário arbitrar os parâmetros dos solos de aterro e subleito, considerando o grau de compactação dos materiais e as resistências dos mesmos, fornecidas por Góngora (2011) em termos do CBR. O geossintético usado na simulação da estrutura viária reforçada foi definido a partir de sua rigidez à tração a 5% de deformação, apresentada na Tabela 3.3. Para suas interfaces foi considerada uma relação de interface, $R_{int} = 1$. Na Tabela 4.1 são apresentados os parâmetros usados nas simulações numéricas.

Tabela 4.1 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos testes executados por Góngora (2011)

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R _{int}
Aterro	18,0	40000	0,30	3,0	40	17	1,0
Subleito	17,8	3000	0,30	35,0	31	4	1,0

Notas: γ = Peso específico, E = módulo de elasticidade, ν = coeficiente de Poisson, c = coesão, ϕ = ângulo de atrito, ψ = ângulo de dilatância, R_{int} = relação de interface

4.1.3 RESULTADO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Na Figura 4.2 são apresentadas as curvas pressão *versus* deslocamento da via reforçada e sem reforço, que foram obtidas a partir das simulações numéricas. No eixo das abscissas a magnitude dos deslocamentos (δ) foi normalizada pelo raio (R) da placa rígida usada na transmissão das solicitações (100 mm).

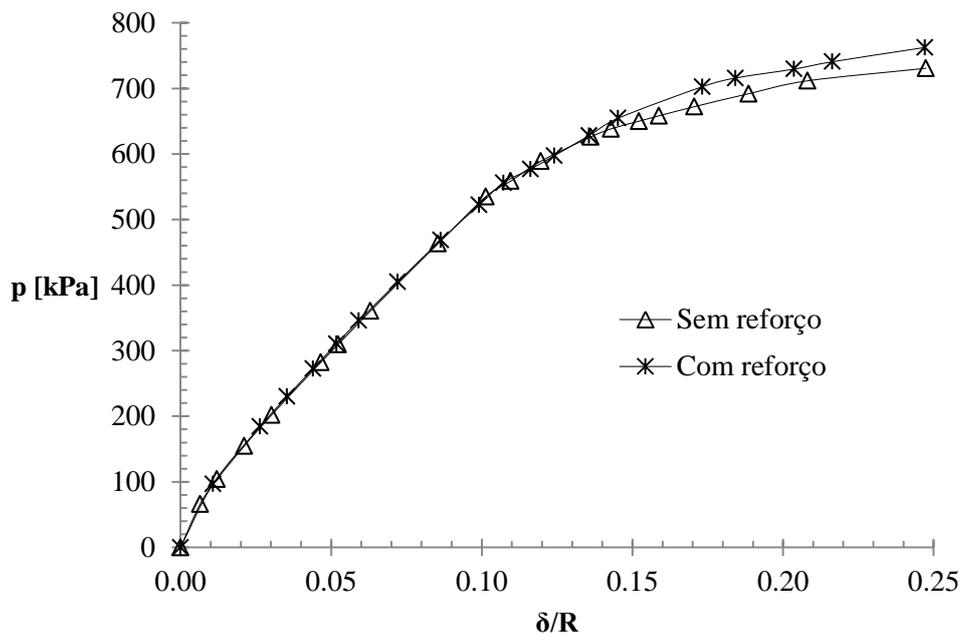


Figura 4.2 – Simulações numéricas dos ensaios realizados por Góngora (2011): carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/R)

Na Figura 4.2 observa-se como a presença do geossintético no interior da estrutura viária não pavimentada é praticamente imperceptível até um recalque de 14,0 mm ($\delta/R=0,13$) aproximadamente. A partir desse ponto a estrada reforçada apresenta menores deslocamentos com as solicitações e embora o efeito do reforço não seja considerável, sua contribuição se faz

maior com o aumento dos recalques superficiais. Para o nível de deslocamentos atingidos nas estradas simuladas (25 mm) considera-se a restrição lateral do material de aterro como o mecanismo de ação do reforço que atua para melhorar o desempenho da via, captando parte das tensões cisalhantes que atuam na superfície do subleito e diminuindo as deformações verticais e laterais.

Os resultados dos ensaios cíclicos executados por Góngora (2011), que constam no Apêndice A deste trabalho, mostraram um importante incremento dos ciclos de carga e descarga necessários para atingir qualquer deslocamento na superfície da estrada não pavimentada quando o geossintético de reforço foi inserido na base da camada de aterro. Considerando a modesta diferença entre as curvas apresentadas na Figura 4.2 é possível concluir que a influência do geossintético no desempenho da via está condicionada de maneira significativa pelo tipo de solicitação empregada, sendo que para carregamento monotônico o efeito do reforço é consideravelmente menor que aquele nos casos onde se utiliza carga cíclica.

4.2 ANTUNES (2008)

4.2.1 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

As análises numéricas foram realizadas em condições axissimétricas e a caixa retangular usada nos ensaios de laboratório foi aproximada nas análises numéricas mediante uma configuração cilíndrica de igual altura e mesma área de base. Como condições essenciais do problema foram usadas aquelas estabelecidas na opção *Standard fixities* do programa Plaxis 2D: deslocamentos horizontais restritos nas laterais e deslocamentos verticais e horizontais restritos na fronteira inferior. As solicitações foram aplicadas a partir de deslocamentos verticais impostos na superfície da estrada, pois se considerou a placa metálica circular usada para transmitir as cargas nos ensaios experimentais como rígida. O meio foi dividido em 1360 elementos triangulares de seis nós, formando uma malha não estruturada. No caso reforçado utilizou-se o elemento *geogrid*, incluído na biblioteca de elementos estruturais do programa Plaxis 2D, para simular o geossintético que foi inserido na interface entre os materiais de aterro e subleito. A Figura 4.3 apresenta a geometria do modelo reforçado e a discretização do meio por elementos finitos.

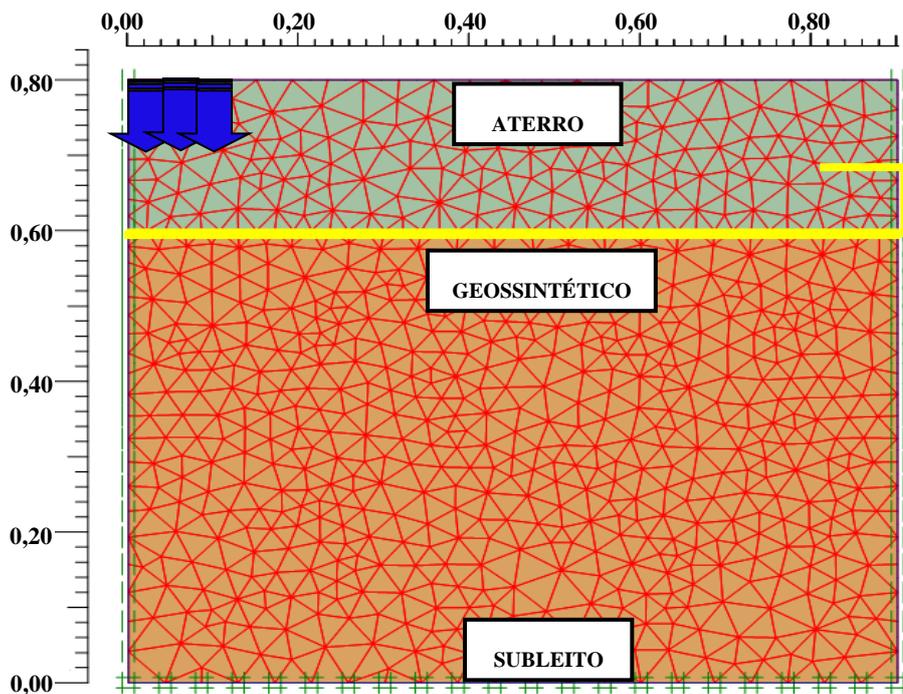


Figura 4.3 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio executado por Antunes (2008).

4.2.2 MODELAGEM DOS MATERIAIS

Nas simulações numéricas dos ensaios monotônicos realizados por Antunes (2008) foi necessário definir as propriedades do material geossintético empregado na estrutura viária reforçada e os parâmetros dos solos usados na construção do revestimento primário e do subleito.

O material de aterro foi modelado em condição drenada. O solo de subleito encontrava-se compactado num grau de saturação de aproximadamente 80% e não foi levada em conta a geração de excessos de poropressão no material. O comportamento tenso-deformacional dos solos foi considerado como elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Os parâmetros dos modelos constitutivos dos solos foram obtidos a partir de retroanálise, visando estimar os valores que melhor aproximaram a curva numérica pressão *versus* deslocamento da curva experimental para a estrutura viária sem reforço. O ajuste entre as curvas é apresentado no item seguinte.

No caso reforçado o geossintético inserido no contato entre os materiais de aterro e subleito, foi definido apenas por seu módulo de rigidez à tração nominal a 2% de deformação. As propriedades da interface do reforço com os materiais de aterro e subleito foram estabelecidas a partir da relação R_{int} . Uma vez Antunes (2008) não apresenta uma análise do

comportamento mecânico de tal interface, as modelagens numéricas foram realizadas com um valor de $R_{int} = 1$. Na Tabela 4.2 apresentam-se os parâmetros retroanalizados a partir das simulações numéricas.

Tabela 4.2 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos testes executados por Antunes (2008)

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν	c [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R_{int}
Aterro	19,0	45000	0,3	3,0	48	17	1,0
Subleito	19,0	9000	0,3	40	33	8	1,0

Notas: γ = Peso específico, E = módulo de elasticidade, ν = coeficiente de Poisson, c = coesão, ϕ = ângulo de atrito, ψ = ângulo de dilatância, R_{int} = relação de interface.

4.2.3 ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Como mencionado anteriormente, no desenvolvimento das análises numéricas foi necessário realizar a calibração dos parâmetros dos solos utilizados na construção das estradas devido à ausência de dados experimentais. A seguir, apresenta-se uma comparação entre os resultados obtidos das simulações numéricas usando os parâmetros retroanalizados e os resultados dos ensaios de laboratório. Também são comparados os resultados obtidos numericamente para as estradas com e sem reforço. A porcentagem de erro da calibração das simulações foi obtida a partir da Equação 4.1.

$$\frac{\sum \frac{|V_{exp} - V_{num}|}{V_{exp}} \times 100\%}{n} \quad (4.1)$$

Onde:

V_{exp} = Valor medido no ensaio de laboratório

V_{num} = Valor obtido na simulação numérica

n = Total de valores considerados

As curvas experimentais pressão *versus* deslocamento das estradas não pavimentadas com e sem reforço apresentaram na sua parte inicial um comportamento que foi associado ao rearranjo dos grãos dos materiais constituintes das vias, atingindo para baixos níveis de carga aproximadamente 40% do deslocamento máximo estabelecido para o fim dos ensaios. Tais pontos iniciais foram excluídos na calibração das simulações numéricas, visando obter um

melhor ajuste dos resultados dos modelos computacionais que não iam conseguir representar as deformações do solo devido ao “acomodamento” da sua estrutura granular.

Na Figura 4.4 encontram-se as curvas pressão *versus* deslocamento correspondentes à estrutura viária sem reforço, obtidas a partir do modelo computacional e do ensaio monotônico executado por Antunes (2008). No eixo das abscissas o deslocamento foi normalizado pelo raio da placa rígida usada para transmitir as solicitações. O deslocamento superficial máximo da estrada foi de 13,0 mm sob um carregamento vertical de 798,6 kPa e 837,2 kPa no modelo numérico e experimental, respectivamente. De forma geral, verifica-se um bom ajuste entre os resultados (%erro = 8,5%), com exceção dos pontos ao redor de 2,0 mm de recalque e da parte final das curvas.

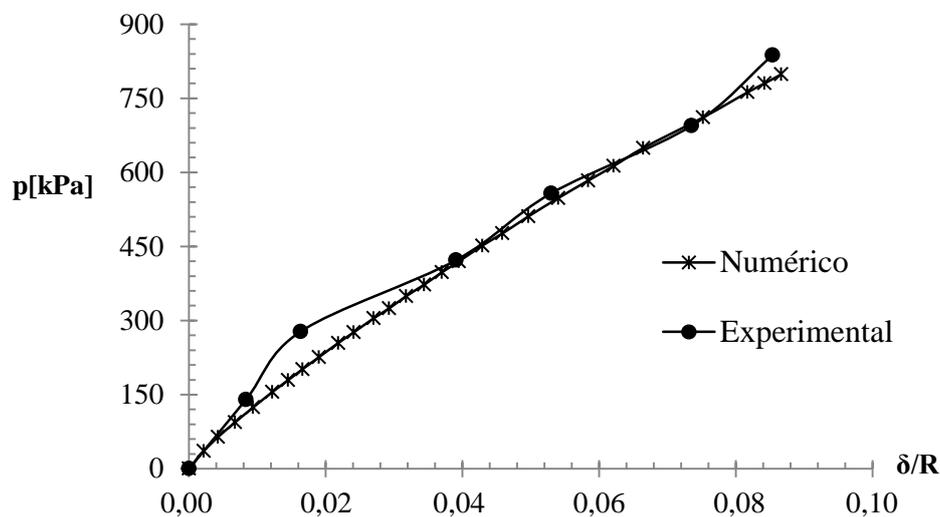


Figura 4.4 – Caso sem reforço estudado por Antunes (2008): carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/R)

Visando comparar os resultados do ensaio experimental e do modelo numérico para a estrutura viária reforçada, apresenta-se na Figura 4.5 a curva pressão *versus* deslocamento obtida em cada caso. Igualmente à estrada sem reforço, o deslocamento máximo atingido nas estradas não pavimentadas reforçadas foi de 13,0 mm. Tal deslocamento corresponde a uma pressão de 972,9 kPa e 824,3 kPa, nas curvas experimental e numérica respectivamente. A partir de 10,0 mm de recalque, verifica-se uma diferença considerável entre as duas curvas devido a um rápido ganho de resistência apresentado na estrutura viária durante o ensaio experimental. Esse comportamento da via, associado à mudança da estrutura do solo granular do aterro para um estado mais compacto, não é considerado na relação constitutiva usada para

representar o comportamento mecânico dos materiais na simulação numérica. A porcentagem de erro da calibração numérica (calculada a partir da equação 4.1) é de 9,2%.

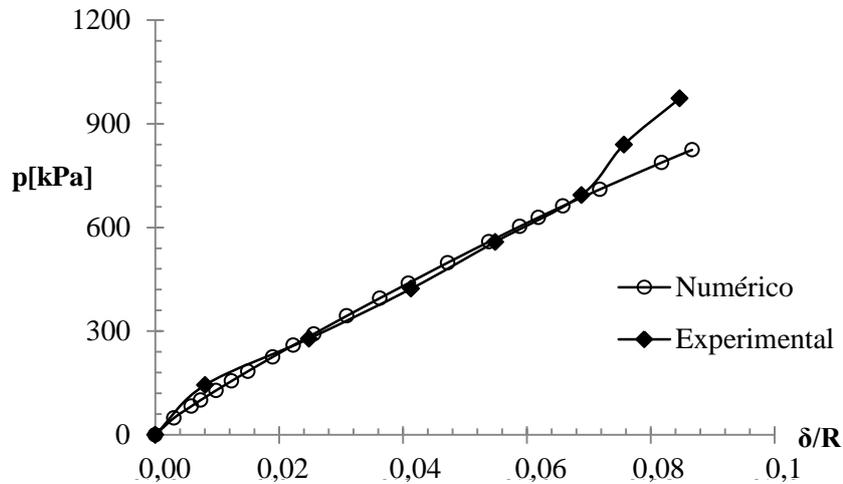


Figura 4.5 – Caso reforçado estudado por Antunes (2008): carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/R)

A Figura 4.6 apresenta as curvas pressão *versus* deslocamento obtidas a partir das simulações numéricas das vias com e sem reforço. É possível observar como as curvas são praticamente iguais, embora apresentem pequenas diferenças após um deslocamento de 8,0 mm quando o efeito do geossintético começa a ser evidente, fazendo com que a estrutura reforçada tenha menores deslocamentos superficiais para as solicitações impostas. Tal comportamento das curvas coincide com diferentes resultados experimentais que têm mostrado a limitada influência do reforço para pequenos deslocamentos em estradas não pavimentadas construídas com materiais similares àqueles usados nas modelagens numéricas.

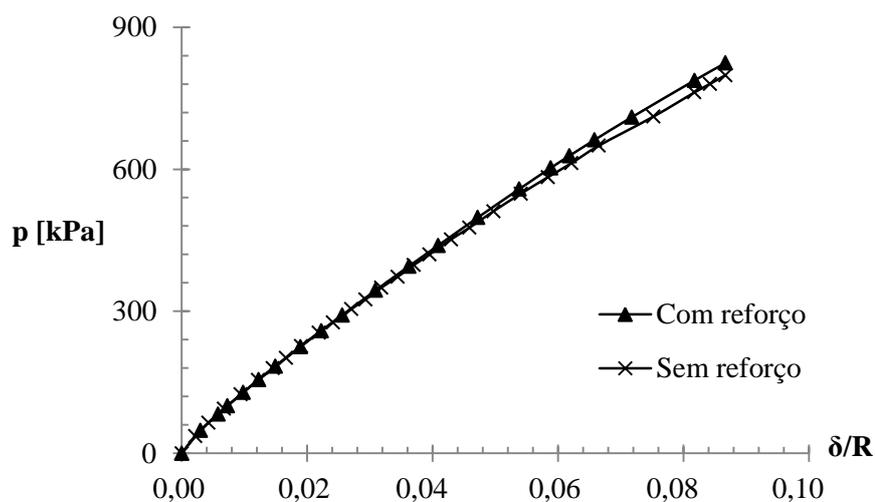


Figura 4.6 – Simulações numéricas dos ensaios realizados por Antunes (2008): carga aplicada *versus* deslocamento normalizado (δ/R)

4.3 FANNIN (1986)

Nas simulações numéricas dos ensaios executados por Fannin (1986) somente foram considerados aqueles referenciados como S9100M e R9100M (ensaios monotônicos realizados sobre seções de via, com e sem reforço, construídas com uma camada de aterro de 100 mm de espessura, sobre subleito de resistência não drenada superficial igual a 9 kPa) e S6125M e R6125M (ensaios executados em estradas com e sem reforço, construídas sobre subleito de resistência não drenada de 6 kPa e revestimento de 125 mm de altura).

4.3.1 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS S9100M E R9100M

4.3.1.1 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

As simulações numéricas foram realizadas em condições de deformação plana. Devido à simetria do problema e considerando que não existia interferência entre as placas de transmissão de carga, foi analisada somente a metade da caixa retangular usada nos ensaios de laboratório. Como condições essenciais do problema, foram usadas aquelas estabelecidas na opção *Standard fixities* do programa Plaxis 2D. As solicitações foram aplicadas a partir de deslocamentos verticais impostos na superfície da estrada. O meio foi dividido em 1096 elementos triangulares de seis nós, formando uma malha não estruturada. No caso reforçado utilizou-se o elemento *geogrid* para simular o geossintético que foi inserido na interface entre os materiais de aterro e subleito. A Figura 4.7 apresenta a geometria do modelo reforçado e a discretização do meio por elementos finitos.

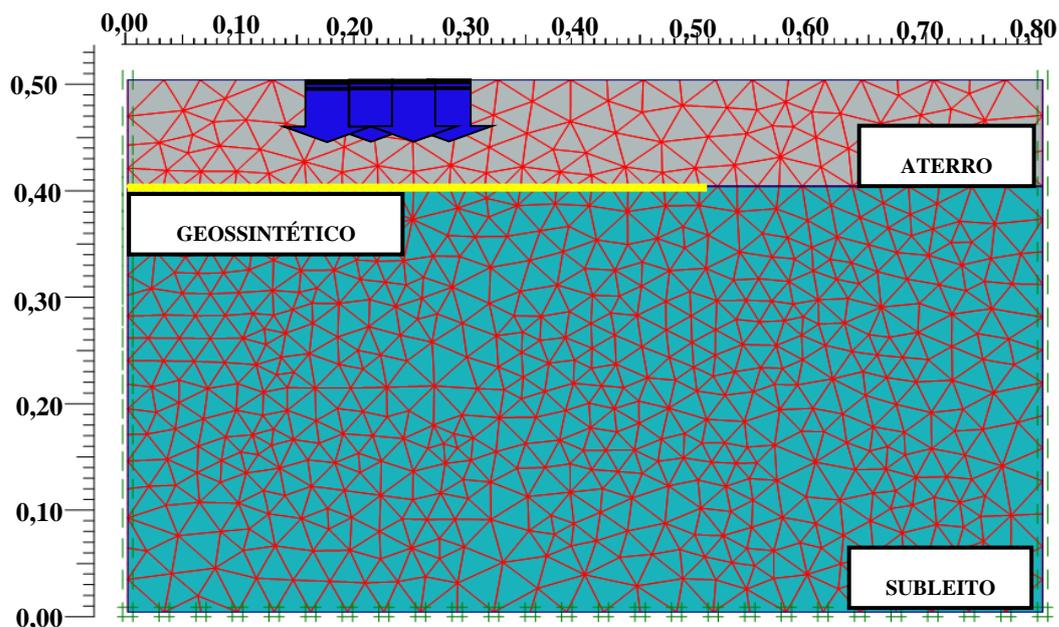


Figura 4.7 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio R9100M executado por Fannin (1986)

4.3.1.2 MODELAGEM DOS MATERIAIS

Nas simulações numéricas dos ensaios monotônicos realizados por Fannin (1986) foi necessário definir as propriedades do material geossintético empregado nos ensaios reforçados e os parâmetros e condições dos solos usados na construção do aterro e do subleito.

O material de aterro foi modelado em condição drenada. O solo de subleito encontrava-se saturado e foi simulado nas análises numéricas em condição não drenada, levando-se em conta a geração de excessos de poropressões na resposta mecânica do material. O comportamento tenso-deformacional dos solos foi considerado elástico-perfeitamente plástico, com critério de ruptura de Mohr-Coulomb. O coeficiente de Poisson da argila foi admitido igual a 0,495, visando se aproximar da incompressibilidade volumétrica do material devido à condição saturada e não drenada. A resistência não drenada do solo de subleito foi considerada constante em todos os pontos e foi definida a partir do perfil de resistência apresentado na Figura 3.4. Os parâmetros de resistência do material de aterro, dilatância e ângulo de atrito, foram modificados em relação àqueles apresentados na seção 3.3.2 com o objetivo de aproximar melhor a curva pressão *versus* deslocamento obtida do ensaio realizado sobre a estrada não reforçada, da curva prevista pela simulação numérica nesse caso. Do mesmo processo de retroanálise foi obtido o módulo de Young (E) para cada solo. O ajuste entre as curvas é apresentado no item seguinte.

No caso reforçado, a rigidez do geossintético foi de 80 kN/m (Tabela 3.15) e para suas interfaces admitiu-se uma relação $R_{int} = 1$.

Os parâmetros retroanalisados dos materiais são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos ensaios R9100M e S9100M

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν	c ou s_u [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R_{int}
Aterro	20,6	8000	0,30	0,5	40	13	1,0
Subleito	15,8	1100	0,49	12	0	0	1,0

Notas: γ = Peso específico, E = módulo de elasticidade, ν = coeficiente de Poisson, c = coesão, s_u = resistência não drenada, ϕ = ângulo de atrito, ψ = ângulo de dilatância, R_{int} = relação de interface.

Seguindo as recomendações de Jewell (1996), a resistência não drenada da argila foi definida a partir do perfil apresentado na Figura 3.4 como um valor representativo da resistência do solo até uma profundidade de $\sqrt{2}B'$, onde B' é a metade da largura da área

carregada sobre a superfície do subleito, assumindo um espraio trapezoidal da carga em superfície ao longo do aterro. Jewell (1996) apresenta uma série de retroanálises em problemas de estradas não pavimentadas, obtendo valores para o ângulo de espraio das tensões (β) entre 35° e 45° para aterros firmes construídos sobre subleitos moles. No caso das vias ensaiadas por Fannin (1986) foi assumido um valor médio de $\beta = 40^\circ$.

Burd (1986), a partir da retroanálise de ensaios realizados por Love (1984) sobre estradas não pavimentadas construídas sobre solos moles, obteve para o material do subleito uma relação entre a resistência não drenada (s_u) e o módulo cisalhante (G) de $G/s_u = 31$. Sabendo-se que Fannin (1986) e Love (1984) usaram os mesmos materiais na construção das estradas, é possível usar a relação encontrada por Burd (1986) e obter para a argila do subleito empregada por Fannin (1986) um valor de $G = 31 \times 12 \text{ kPa} = 372 \text{ kPa}$. Da teoria da elasticidade $E = 2G(1+\nu)$, implicando um módulo de Young para a argila igual a 1116 kPa , o que corresponde a um valor muito próximo daquele obtido a partir da retroanálise do ensaio S9100M, a saber, 1100 kPa .

4.3.1.3 ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Na Figura 4.8 apresenta-se a curva tensão *versus* deslocamento superficial máximo normalizado pela metade da largura da área carregada na superfície do aterro ($B = 67,5 \text{ mm}$), obtida da modelagem numérica e do ensaio realizado por Fannin (1986) para o caso sem reforço (S9100M).

Antes de $5,0 \text{ mm}$ de recalque, a estrada apresenta uma resposta mais rígida durante o ensaio, obtendo-se para qualquer solicitação maiores deslocamentos na modelagem numérica. Para recalques maiores que $5,0 \text{ mm}$ e até $20,0 \text{ mm}$, quando se inicia um patamar bem definido para as duas curvas, os resultados numéricos subestimam os deslocamentos que ocorrem na superfície da estrada. Após $20,0 \text{ mm}$ de afundamento da placa de transmissão de carga e até o fim do ensaio, as curvas são praticamente iguais. Considerando as limitações do modelo computacional para representar as condições reais do ensaio S9100M, observa-se um bom ajuste entre as curvas e, portanto, uma boa correspondência dos parâmetros dos solos obtidos a partir da retroanálise. A porcentagem de erro da calibração (obtida a partir da equação 4.1) é de $4,9\%$.

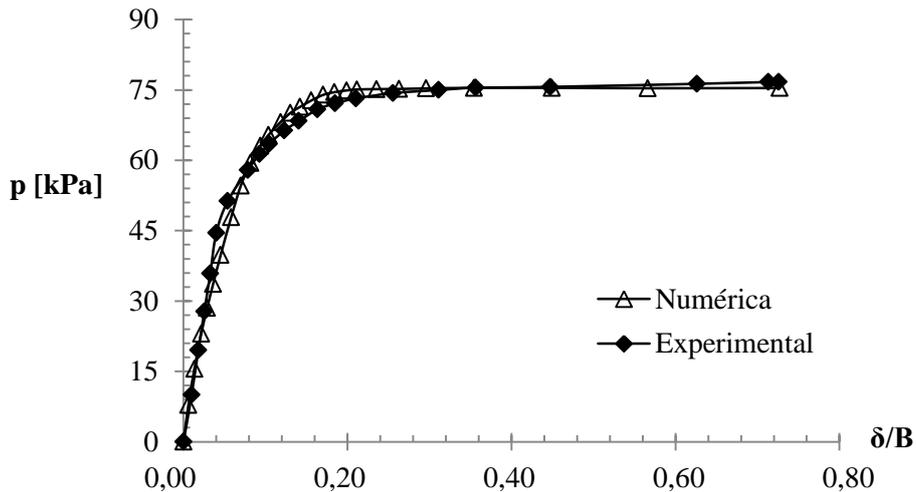


Figura 4.8- Ensaio S9100M: carga aplicada (p) versus deslocamento normalizado (δ/B)

As curvas tensão *versus* deslocamento normalizado, numérica e experimental, para o caso reforçado (R9100M) são apresentadas na Figura 4.9. Pode-se observar que a estrada durante o ensaio se mostra mais rígida do que na simulação numérica, apresentando menores deslocamentos para qualquer nível de carregamento superficial. Embora a diferença entre resultados seja evidente desde o começo das solicitações, ambas as curvas tendem a se estabilizar sob um carregamento de 95 kPa, após 20,0 mm de recalque aproximadamente, quando apresentam um aumento importante dos deslocamentos superficiais sem incrementos consideráveis na carga. Embora seja essa considerada como a ruptura da estrada, é possível observar como as curvas continuam crescendo até o fim dos ensaios devido à presença do reforço, sendo tal comportamento mais evidente no ensaio com modelo físico. A porcentagem de erro da calibração (obtida a partir da equação 4.1) é de 9,8 %.

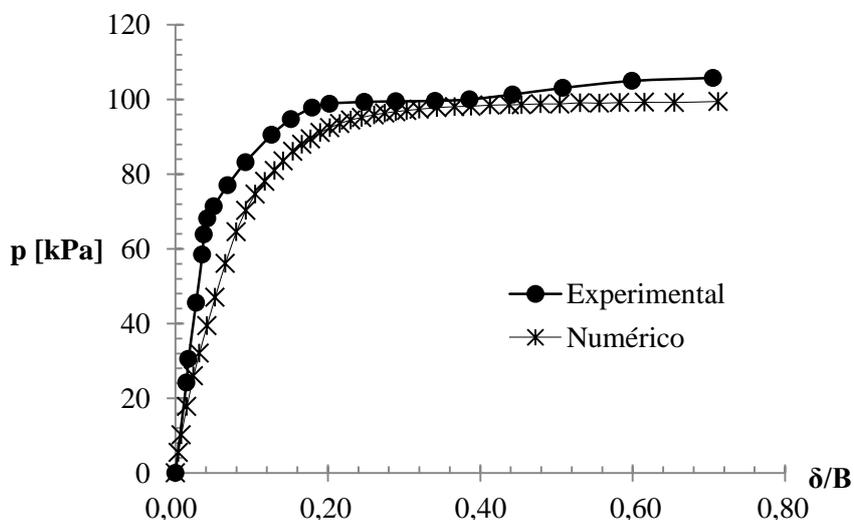


Figura 4.9- Ensaio R9100M: carga aplicada (p) versus deslocamento normalizado (δ/B)

Na Figura 4.10 são apresentadas as curvas tensão *versus* deslocamento das simulações numéricas realizadas com e sem reforço. Até um deslocamento de aproximadamente 5,0 mm, o efeito do geossintético é desprezível e ambas as curvas são praticamente iguais. Com o incremento dos deslocamentos superficiais, a influência da geogrelha aumenta, fazendo com que a estrada reforçada apresente menores recalques e sejam mobilizadas cada vez maiores solicitações de tração no geossintético. A curva correspondente à configuração sem reforço atinge um patamar bem definido após 10,0 mm de recalque, sob um carregamento superficial de 70 kPa. No caso reforçado, a curva apresenta uma tendência a estabilizar-se a partir de 15,0 mm de recalque, sob uma solicitação de 90 kPa, porém continua crescendo até o final do ensaio.

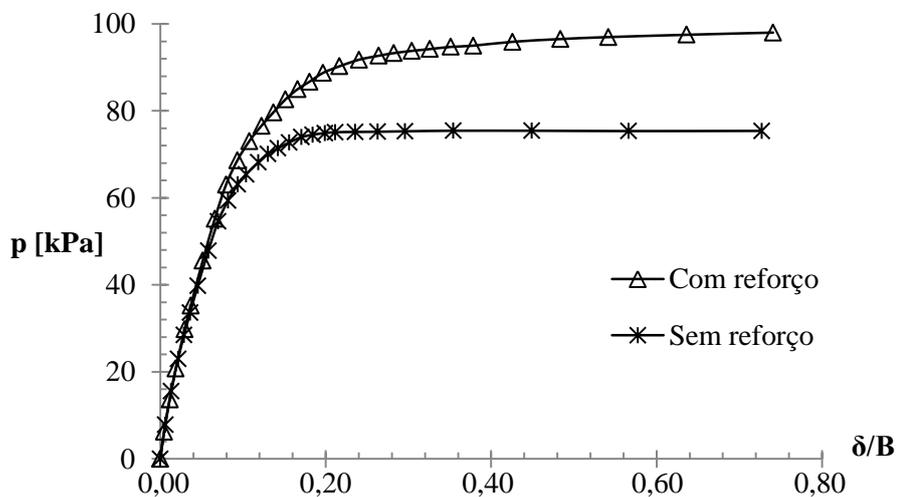


Figura 4.10- Simulação numérica dos ensaios S9100M e R9100M: carga (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/B)

4.3.2 SIMULAÇÃO NUMÉRICA DOS ENSAIOS S6125M E R6125M

4.3.2.1 GEOMETRIA E CONDIÇÕES DE CONTORNO

No caso dos ensaios S6125M R6125M o meio foi dividido em 1098 elementos de seis nós formando uma malha não estruturada. As condições de contorno foram as mesmas usadas nas simulações dos ensaios S9100M e R9100M. O tipo de elemento usado na modelagem do geossintético no caso reforçado e as condições das interfaces com os solos circundantes foram também iguais. A Figura 4.11 apresenta a geometria do modelo reforçado e a discretização do meio por elementos finitos.

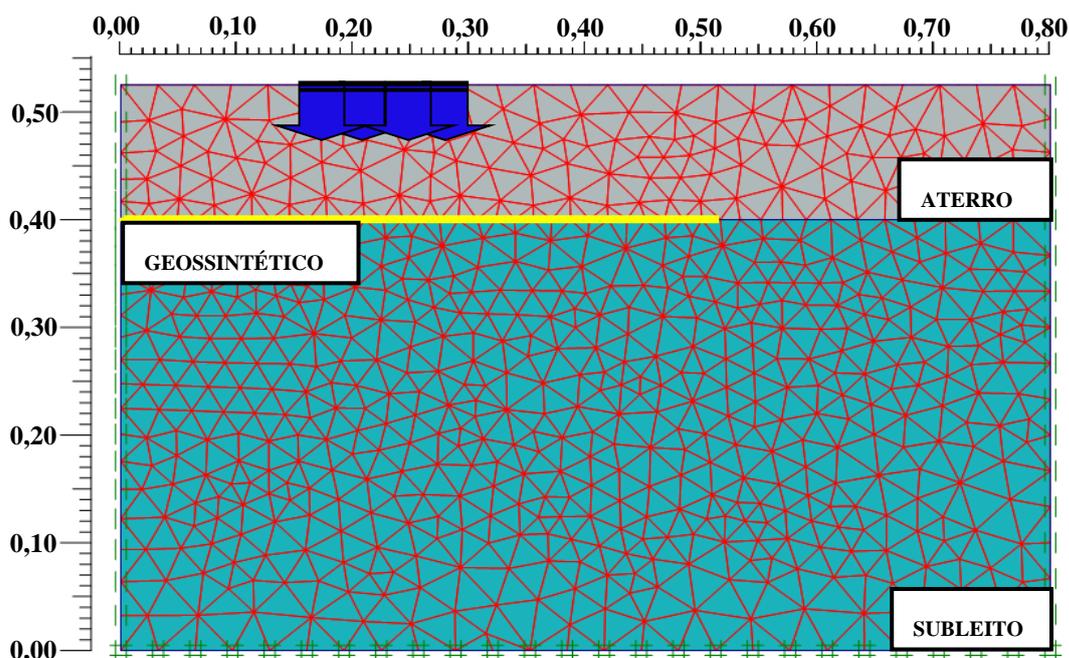


Figura 4.11 – Geometria e discretização do modelo numérico para o ensaio R6125M executado por Fannin (1986)

4.3.2.2 MODELAGEM DOS MATERIAIS

As condições de drenagem e os modelos constitutivos usados para representar o comportamento tenso-deformacional dos solos de aterro e subleito foram iguais às do modelo numérico do ensaio S9100M. A resistência não drenada da argila do subleito foi definida a partir do perfil de resistência apresentado na Figura 3.4 e utilizou-se um coeficiente de Poisson para o material de 0,495, considerando sua condição saturada e não drenada. No caso do solo do aterro, os parâmetros foram obtidos a partir de retroanálise visando obter um melhor ajuste entre os resultados numéricos e experimentais no caso sem reforço. Do mesmo processo de retroanálise foi obtido o módulo de Young (E) dos solos. Os parâmetros retroanalizados são apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Parâmetros dos solos usados na simulação dos ensaios R6125M e S6125M

Solo	γ [kN/m ³]	E [kPa]	ν	c ou s_u [kPa]	ϕ [°]	ψ [°]	R_{int}
Aterro	20,6	9000	0,30	0,5	40	17	1,0
Subleito	15,5	770	0,49	8,0	0	0	1,0

Notas: γ = Peso específico, E = módulo de elasticidade, ν = coeficiente de Poisson, c = coesão, s_u = resistência não drenada, ϕ = ângulo de atrito, ψ = ângulo de dilatância, R_{int} = relação de interface

A razão entre o módulo de rigidez cisalhante da argila e sua resistência não drenada achada por Burd (1986), ($G/s_u = 31$), pode ser usada novamente para avaliar a magnitude do módulo de Young (E) da argila do subleito obtido da retroanálise. Para a resistência não

drenada do material, $s_u = 8$ kPa, obtém-se o valor de $G = 248$ kPa. Da teoria da elasticidade $E = 2G(1+\nu)$, o que implica um módulo de Young de 744 kPa. Tal valor aproxima bem daquele ($E = 770$ kPa) obtido a partir da retroanálise do ensaio S6125M e apresentado na Tabela 4.4.

4.3.2.3 ACURÁCIA DA CALIBRAÇÃO DAS SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Na Figura 4.12 apresentam-se as curvas, numérica e experimental, tensão *versus* deslocamento superficial máximo normalizado pela metade da largura da placa ($B = 67,5$ mm) para o caso sem reforço (S6125M). Como pode ser observado, a curva experimental apresenta um pico, seguido de um decréscimo que tende a estabilizar sob um carregamento de 57 kPa aproximadamente. No resultado numérico, a curva possui um comportamento típico das estradas não pavimentadas quando construídas sobre solos moles, crescendo até atingir um patamar bem definido sob um carregamento vertical de 65 kPa. Embora as curvas apresentem diferenças após 15,0 mm de deslocamento ($\delta/B=0,20$), considerou-se um ajuste aceitável (%erro = 8,1%), em vista das limitações do modelo numérico para representar as condições reais do ensaio, principalmente em relação ao modelo constitutivo empregado para simular o comportamento tenso-deformacional dos materiais da estrada e as interações que ocorrem entre eles.

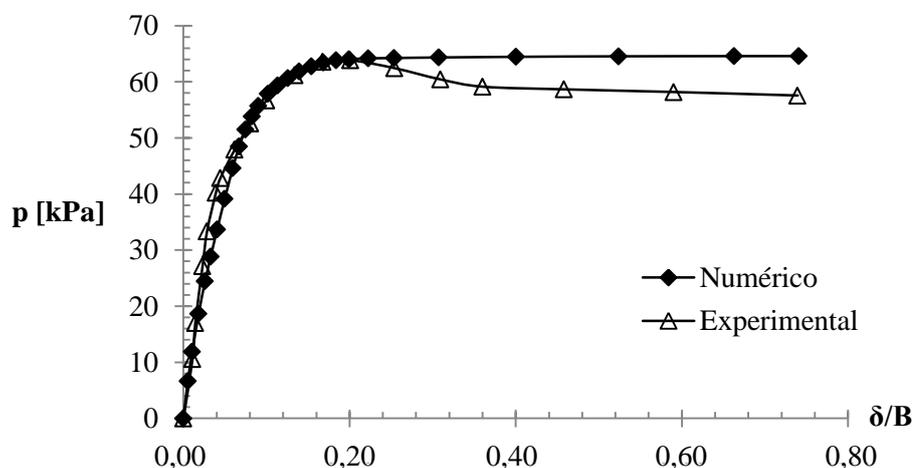


Figura 4.12- Ensaio S6125M: carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/B)

As curvas numérica e experimental, pressão *versus* deslocamento normalizado, no caso reforçado (R6125M) são apresentadas na Figura 4.13. Até um recalque de 12,0 mm ($\delta/B = 0,16$) os resultados são praticamente iguais. A partir desse ponto, a curva numérica tende a estabilizar num carregamento de 80 kPa, mas continua mantendo uma certa taxa de crescimento. A curva experimental continua crescendo até um valor de 85 kPa quando

apresenta um modesto decréscimo que estabiliza rapidamente. De forma geral, observa-se uma concordância satisfatória entre os resultados (%erro= 4,2%).

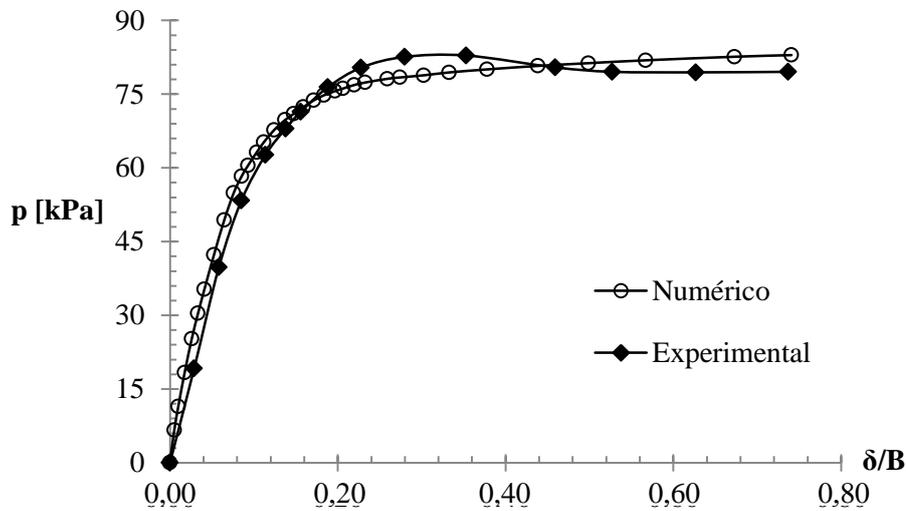


Figura 4.13 – Ensaio R6125M: carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/B)

Na Figura 4.14 apresentam-se as curvas pressão *versus* deslocamento das simulações numéricas realizadas com e sem reforço. O efeito do reforço aparece após 5,0 mm de deslocamento, quando a resistência à tração mobilizada no geossintético induz um aumento na rigidez do sistema. A presença do reforço também faz com que a capacidade de suporte da estrada aumente e a curva pressão-deslocamento mantenha um comportamento crescente até o máximo deslocamento prescrito.

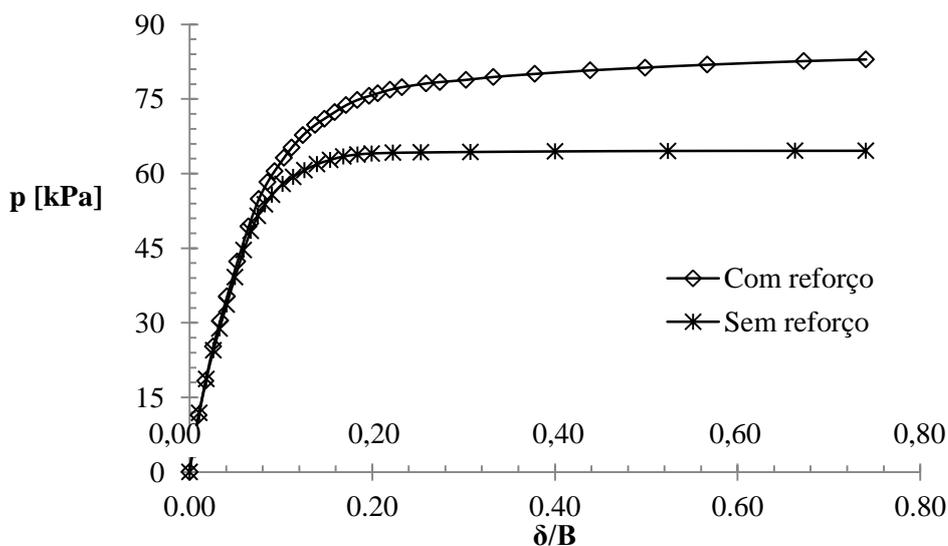


Figura 4.14 – Simulação numérica dos ensaios S6125M e R6125M: carga aplicada (p) *versus* deslocamento normalizado (δ/B)

Previsões numéricas

Neste capítulo são apresentadas as análises realizadas a partir das simulações descritas anteriormente no capítulo quatro. Primeiramente, estuda-se o comportamento do reforço por meio das forças ou tensões mobilizadas no geossintético e nas suas interfaces com os solos circundantes. Posteriormente, é analisado o efeito do reforço a partir das tensões (cisalhantes e verticais) geradas no subleito. Finalmente, apresenta-se uma comparação entre as previsões numéricas e as medições realizadas durante os ensaios executados no laboratório.

5.1 FORÇAS E TENSÕES NO REFORÇO

5.1.1 FORÇAS DE TRAÇÃO NO REFORÇO

Seja qual for o mecanismo de ação do reforço (efeito membrana, restrição lateral do material de aterro, modificação do tipo de ruptura) vão ser geradas solicitações de tração no interior do geossintético com o aumento dos carregamentos em superfície. A abordagem numérica constitui um meio eficiente para o estudo de tais solicitações, pois permite obter informação em diferentes pontos ao longo do reforço sem muitas das limitações que podem ocorrer na análise do problema a partir de ensaios de laboratório ou de métodos analíticos.

A seguir apresentam-se as forças, obtidas a partir das simulações numéricas, que foram geradas nos reforços usados por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986).

5.1.1.1 GÓNGORA (2011)

Na Figura 5.1 são apresentadas as forças de tração axial mobilizadas na geogrelha empregada por Góngora (2011) após um deslocamento superficial máximo da estrada de 25 mm. A distância x (medida desde o eixo de simetria do problema) foi normalizada pelo raio (R) da área carregada, a saber, 100 mm.

Observa-se claramente na Figura 5.1 uma variação das forças mobilizadas no reforço geossintético. Até uma relação $x/R = 0,4$ a magnitude das forças permanece constante num valor de aproximadamente 4,6 kN/m. Após esse ponto, apresenta-se um decréscimo rápido das forças e a partir de uma relação $x/R = 1,3$ a magnitude das solicitações sobre a geogrelha

é nula. Um resultado desse tipo coincide com o mecanismo de ação do reforço que atua para pequenas deformações, proposto por Houlsby et al. (1989), no qual apenas uma limitada porção do geossintético é solicitada e a ancoragem do mesmo não é importante no projeto das estradas. Espera-se que, com o aumento dos deslocamentos superficiais, tal e como é mostrado adiante com as forças de tração mobilizadas nas geogrelhas usadas por Fannin (1986), uma maior porção do reforço seja solicitada. Uma vez que o reforço após uma distância x normalizada de $1,3R$ não é solicitado, espera-se que a partir desse ponto as tensões geradas na face superior e inferior do geossintético não apresentem diferenças significativas, fato que é comprovado ao comparar as tensões cisalhantes mobilizadas nas interfaces do geossintético usado por Góngora (2011) no item 5.1.2.

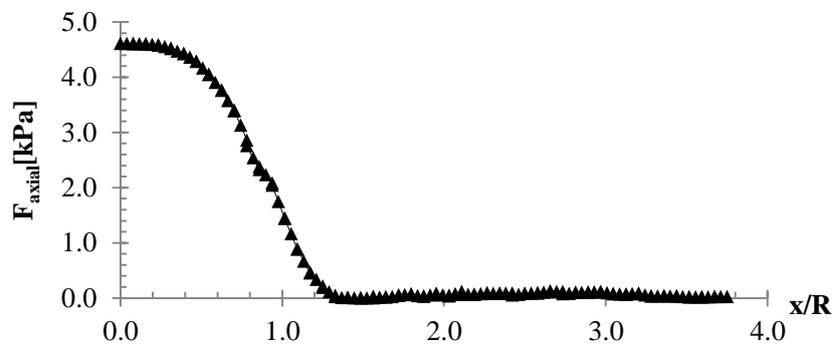


Figura 5.1 – Força axial no reforço usado por Góngora (2011)

5.1.1.2 ANTUNES (2008)

A variação da força axial mobilizada na geogrelha usada por Antunes (2008) ao longo do seu comprimento, para um deslocamento superficial máximo da estrada de 25 mm, é apresentada na Figura 5.2. A distância x foi medida a partir do eixo de simetria do problema e encontra-se normalizada pelo raio da placa rígida usada na aplicação das cargas durante os ensaios (150 mm).

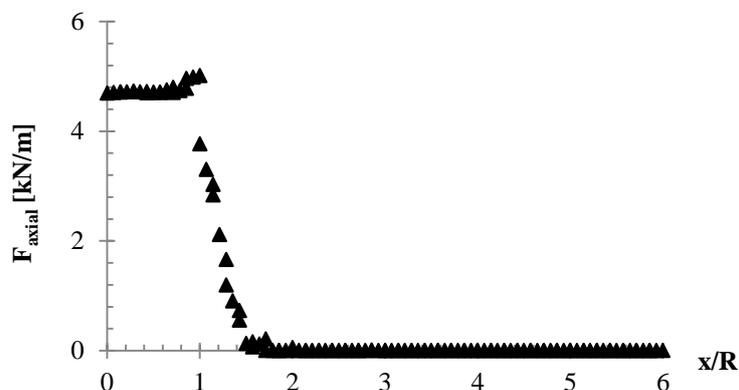


Figura 5.2 – Força axial no reforço usado por Antunes (2008)

A curva apresentada na Figura 5.2 mostra um comportamento similar àquela obtida para Góngora (2011) (Figura 5.1). A solicitação máxima sobre o reforço ocorre na borda da área carregada ($x/R = 1,0$) e corresponde a uma força de 5,0 kN/m. A partir de uma distância $x/R = 1,5$ as solicitações sobre o reforço são nulas. Novamente o resultado mostra um reforço sendo utilizado apenas parcialmente, com aproximadamente o 80% do seu comprimento sem exercer nenhuma função, para o nível de deformações imposto ao sistema.

5.1.1.3 FANNIN (1986)

Nas Figuras 5.3 e 5.4 são apresentadas as solicitações sobre o geossintético usado por Fannin (1986) como reforço nos ensaios R9100M e R6125M, respectivamente. As forças correspondem a um deslocamento superficial máximo das estradas de 50 mm. A distância x foi medida a partir do eixo de simetria da placa usada para transmitir os carregamentos sobre as vias. Tal distância encontra-se normalizada pela metade da largura da área carregada sobre a superfície das estradas ($B = 67,5$ mm).

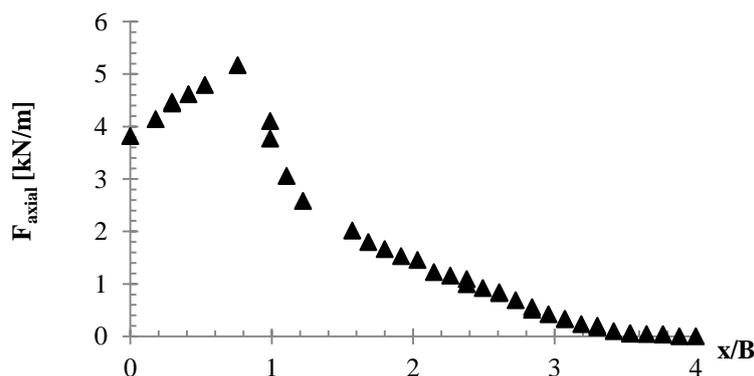


Figura 5.3 – Força axial na geogrelha usada como reforço no ensaio R9100M

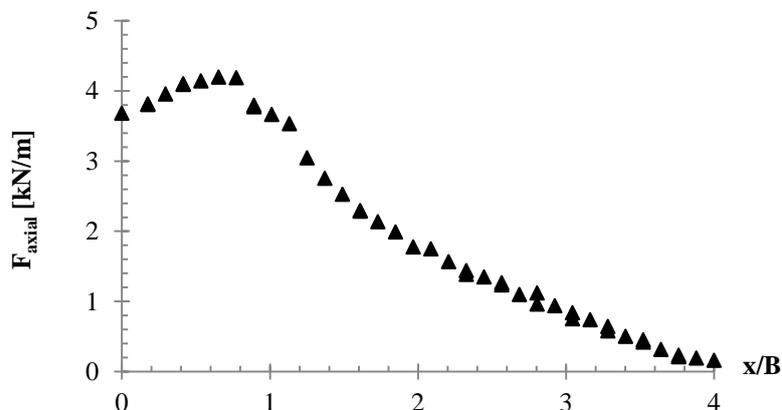


Figura 5.4 – Força axial na geogrelha usada como reforço no ensaio R6125M

As curvas nas Figuras 5.3 e 5.4 apresentam uma tendência similar observada nas vias construídas por Góngora (2011) e Antunes (2008). A força axial no geossintético aumenta até

a borda da placa metálica usada para aplicar as cargas sobre as estradas, onde atinge o valor máximo, e posteriormente diminui até ser nula na extremidade do reforço. No caso R9100M o maior valor da força axial na geogrelha foi de 5,20 kN/m. Já na via R6125M foi de 4,20 kN/m. Cabe salientar que tais solicitações são similares àquelas mobilizada nos reforços usados por Góngora (2011) e Antunes (2008), embora as pressões aplicadas sobre as superfícies das vias sejam significativamente diferentes. Tal similitude entre forças esta associada principalmente às camadas de aterro e subleito, que no caso das vias ensaiadas por Fannin (1986) foram construídas com propriedades de resistência e rigidez consideravelmente menores que àquelas usadas por Góngora (2011) e Antunes (2008), permitindo uma maior deformação do reforço e a mobilização de maiores forças de tração.

5.1.2 TENSÕES CISALHANTES NAS INTERFACES DO REFORÇO

A ruptura das estradas não pavimentadas provocada por deformações superficiais excessivas está associada à geração de tensões cisalhantes na superfície do subleito, que fazem com que sua capacidade de suporte seja diminuída. Uma das funções do reforço consiste em captar parte dessas tensões induzidas pelo tráfego dos veículos e permitir a completa mobilização da resistência da base da estrutura viária. Tal mecanismo de ação pode ser estudado a partir das modelagens computacionais ao comparar as tensões cisalhantes nas interfaces do reforço com o solo do aterro e com o solo argiloso do subleito, uma vez que a diferença entre tais tensões vai evidenciar a maneira como o geossintético influencia a magnitude e distribuição das solicitações que podem atingir a superfície do subleito.

Nos itens apresentados a seguir são comparadas, para as vias reforçadas construídas por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986), as tensões cisalhantes imediatamente acima e abaixo do geossintético (interface com o solo de aterro e com o subleito, respectivamente).

5.1.2.1 GÓNGORA (2011)

Nas Figuras 5.5 e 5.6 são apresentadas as tensões cisalhantes acima e abaixo da geogrelha utilizada por Góngora (2011). As tensões foram obtidas para um deslocamento superficial da estrada de 25 mm, sob um carregamento vertical de 763 kPa.

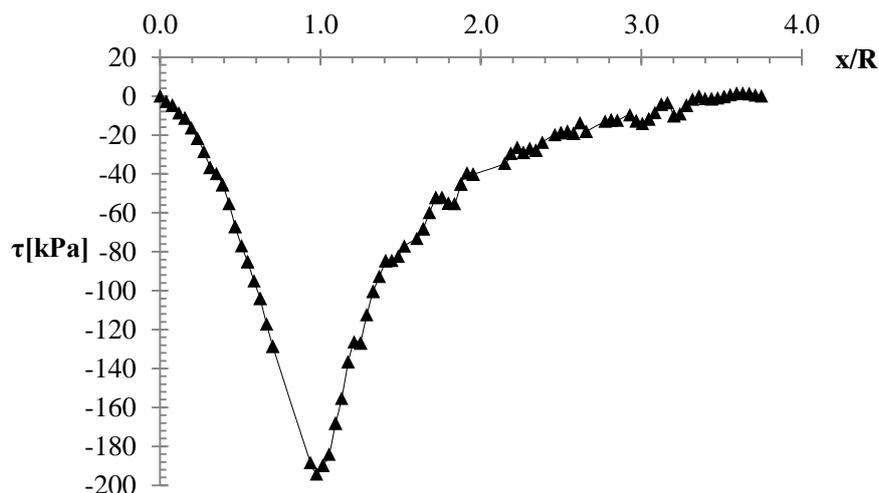


Figura 5.5 – Distribuição de tensões acima do reforço empregado por Góngora (2011)

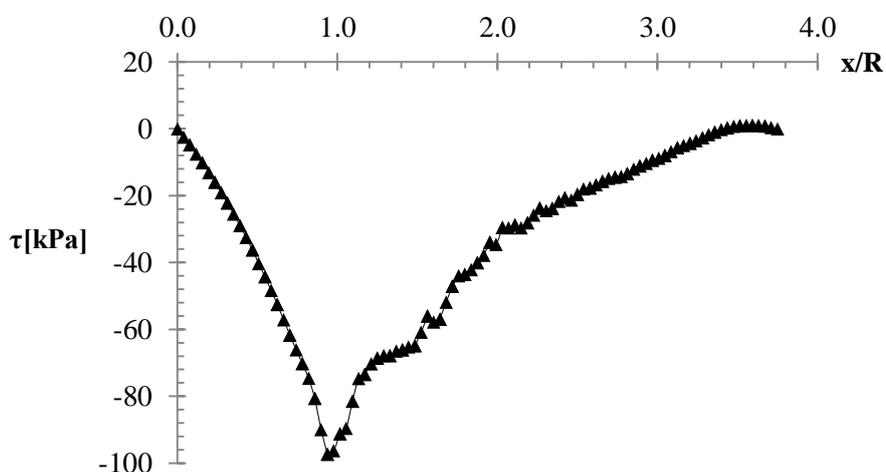


Figura 5.6 – Distribuição de tensões abaixo do reforço empregado por Góngora (2011)

A distribuição de tensões cisalhantes acima do geossintético (Figura 5.5) apresenta um máximo de 200 kPa aproximadamente na borda da área carregada ($x/R = 1,0$). A partir desse valor máximo, as tensões vão sendo cada vez menores até serem praticamente nulas no extremo do geossintético. O sinal negativo das tensões indica que elas estão orientadas para fora da área carregada e tendem a tracionar o reforço. Abaixo do reforço (Figura 5.6) a curva mostra uma tendência similar e o valor máximo das tensões é reduzido para 100 kPa. Pode-se observar como após uma distância x normalizada de $1,3R$ as tensões acima e abaixo do reforço são bastante similares e o reforço aparece, teoricamente, sem exercer nenhuma função. Fato que coincide com o resultado apresentado na Figura 5.1 segundo o qual a partir dessa distância as forças mobilizadas no reforço geossintético são nulas.

5.1.2.2 ANTUNES (2008)

As distribuições das tensões cisalhantes, após um deslocamento superficial da estrada de 25 mm, acima e abaixo do reforço usado por Antunes (2008) são apresentadas nas Figuras 5.7 e 5.8, respectivamente.

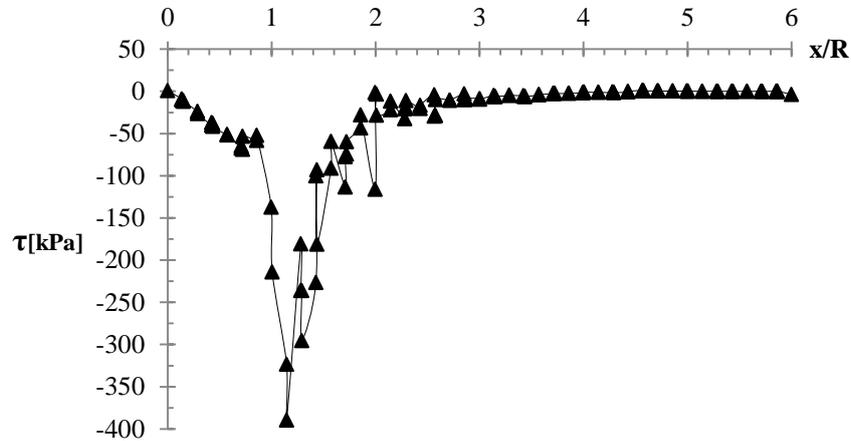


Figura 5.7 – Distribuição de tensões acima do reforço empregado por Antunes (2008)

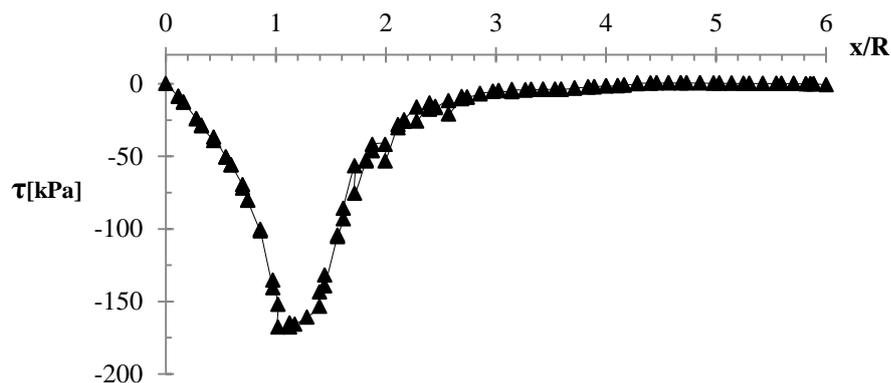


Figura 5.8 – Distribuição de tensões abaixo do reforço empregado por Antunes (2008)

Ao comparar as curvas que constam nas Figuras 5.7 e 5.8 é possível observar como as tensões cisalhantes geradas na face superior do geossintético são reduzidas e atingem a superfície do subleito com valores consideravelmente menores. Na borda da área carregada, onde ocorrem os valores máximos, tal redução é de aproximadamente 58%. A partir de uma distância x igual a $2R$, tanto na interface do reforço com o solo de aterro quanto na interface com o solo de subleito, o valor das tensões é igual a zero. O sinal negativo indica que as solicitações estão orientadas para fora da área carregada.

5.1.2.3 FANNIN (1986)

Nas Figuras 5.9 e 5.10 apresentam-se as distribuições de tensões cisalhantes nas interfaces dos geossintéticos usados por Fannin (1986) nos ensaios R9100M e R6125M. As

magnitudes das tensões encontram-se normalizadas pela resistência não drenada (s_u) do subleito das vias. A distância x (medida a partir do centro da área carregada) foi normalizada pela metade da largura da placa metálica usada para transmitir as cargas sobre as estruturas viárias ($B = 67,5$ mm). As análises foram realizadas para um deslocamento superficial das estradas de 50 mm.

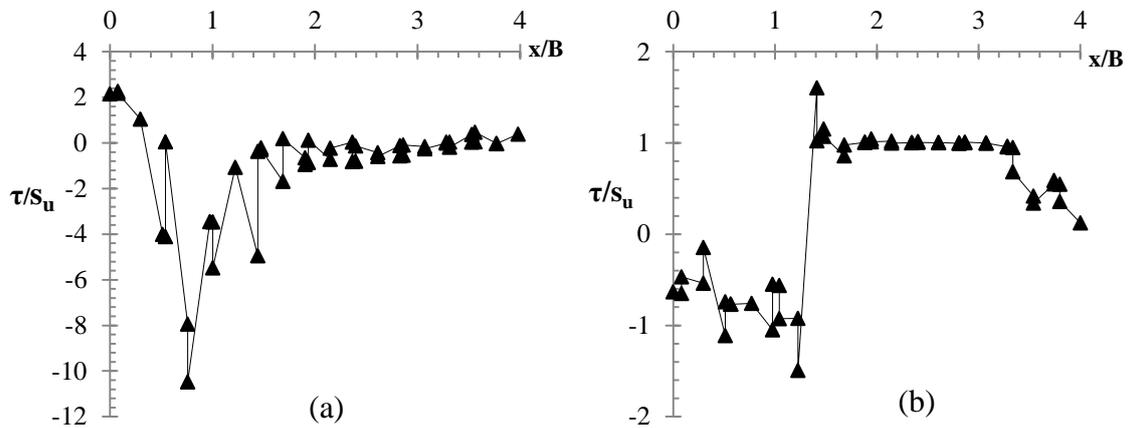


Figura 5.9 – Tensões cisalhantes (a) acima e (b) abaixo da geogrelha usada por Fannin (1986) no ensaio R9100M

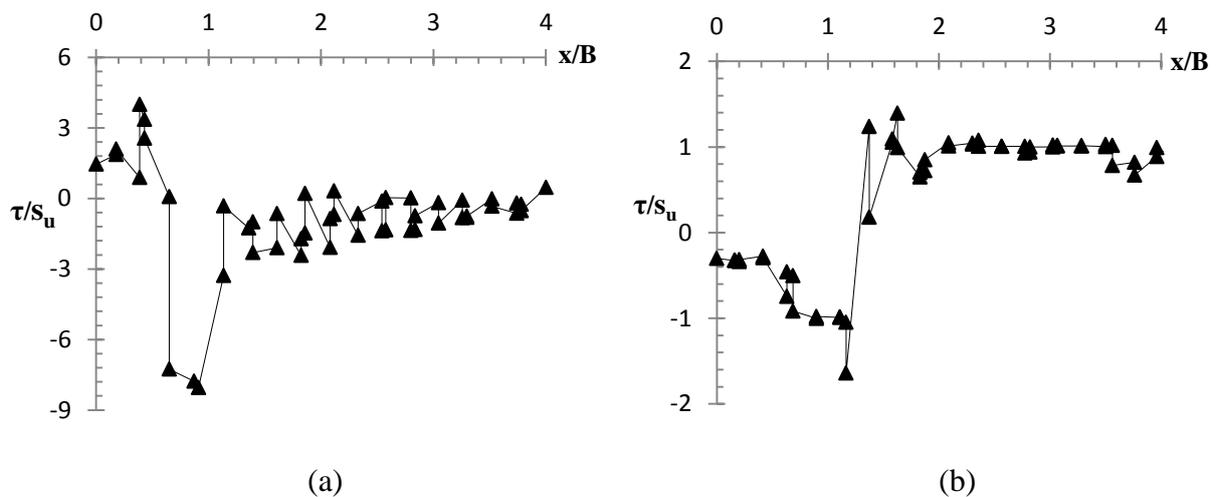


Figura 5.10 – Tensões cisalhantes (a) acima e (b) abaixo da geogrelha usada por Fannin (1986) no ensaio R6125M

Para ambas as estradas estudadas, as tensões apresentam uma distribuição similar acima e abaixo do geossintético. Abaixo do reforço, após uma distância x igual a R , as tensões cisalhantes tomam valores positivos e começam a se orientar para o centro da área carregada, induzindo um incremento na capacidade suporte do subleito. Na face superior do reforço, as tensões cisalhantes estão orientadas para dentro da área carregada até uma distância x igual a $0,5R$, tomando posteriormente valores negativos.

No caso da estrada R9100M (Figura 5.9) o valor máximo da tensão cisalhante (τ) acima do geossintético foi igual a $11s_u$. Abaixo do reforço a maior tensão apenas atingiu um valor de $1,6s_u$ o que corresponde a uma diminuição de 85% na magnitude das solicitações. No que se refere à estrada R6125M (Figura 5.10) pode-se observar uma redução de 82% no valor máximo das tensões, uma vez que acima e abaixo do reforço foram iguais a $9s_u$ e $1,6s_u$, respectivamente. Tais resultados evidenciam a função do reforço como elemento redutor das tensões cisalhantes que podem atingir a superfície do subleito e que aceleram a deterioração da sua resistência, gerando maiores deformações e diminuindo a vida útil da via.

5.2 EFEITO DO REFORÇO

A inclusão de materiais geossintéticos como reforço no interior de estradas não pavimentadas tem mostrado uma influência positiva no desempenho das vias. Além de estudar o efeito do reforço a partir dos recalques superficiais, tem sido analisada a redistribuição de tensões que a presença do geossintético induz, com o objetivo de identificar os mecanismos pelos quais é melhorado o comportamento mecânico das vias, desenvolver métodos analíticos para o projeto desse tipo de estruturas e, de forma geral, aperfeiçoar o entendimento do problema das estradas não pavimentadas reforçadas.

A seguir apresenta-se o estudo realizado acerca do efeito do geossintético usando as simulações numéricas das estradas construídas por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986). Nas análises são comparadas as tensões verticais e cisalhantes geradas na base das estradas antes e depois da inclusão do material de reforço.

5.2.1 TENSÕES VERTICAIS NO INTERIOR DO SUBLEITO

5.2.1.1 GÓNGORA (2011)

Na Figura 5.11 são apresentadas as variações das tensões verticais no interior do subleito, abaixo do eixo de simetria, das estradas com e sem reforço construídas por Góngora (2011) após um deslocamento superficial das vias de 25 mm. A tensão vertical foi normalizada pela carga superficial aplicada em cada caso (731 kPa na configuração sem reforço e 763 kPa no caso reforçado).

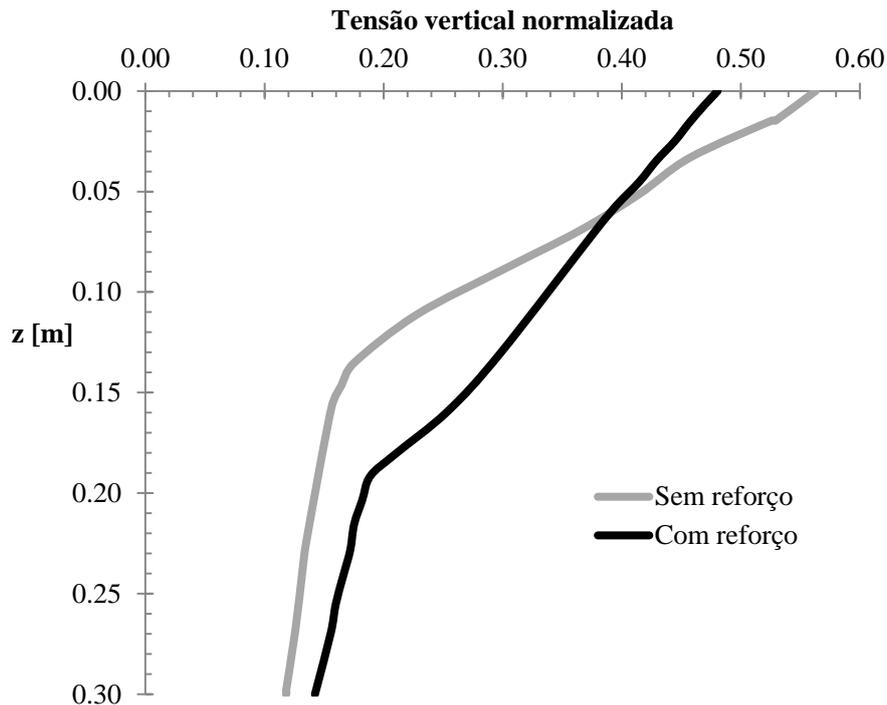


Figura 5.11 – Tensões verticais na base das estradas construídas por Góngora (2011)

Na Figura 5.11 é possível observar como na estrada reforçada com geogrelha a tensão vertical normalizada que atinge a superfície do subleito (0,48) é modestamente menor que aquela na configuração sem reforço (0,56). A partir desse ponto as tensões em ambas as estradas diminuem a taxas distintas e, para uma profundidade de 0,20 m, tendem a estabilizar-se num valor de aproximadamente 0,14 unidades. Após 0,07 m desde a superfície do subleito, as tensões normalizadas no caso reforçado são maiores, apresentando diferenças com respeito à configuração não reforçada de até 40%. Claramente os resultados apresentados na Figura 5.11 não evidenciam o mecanismo de ação do reforço que consiste no aumento do ângulo de espraio da carga aplicada em superfície. Similares resultados têm sido obtidos em análises numéricas (Brocklehurst, 1993) e experimentais (Góngora, 2011).

5.2.1.2 ANTUNES (2008)

As tensões verticais geradas no subleito das estradas não pavimentadas, sem reforço e reforçada com geogrelha, construídas por Antunes (2008) são apresentadas na Figura 5.12. Em ambas as vias, as tensões foram obtidas no eixo de simetria após um deslocamento superficial máximo de 25 mm. Os valores de tensão vertical foram normalizados pela pressão superficial aplicada em cada caso (1280 kPa na configuração sem reforço e 1340 kPa no caso reforçado).

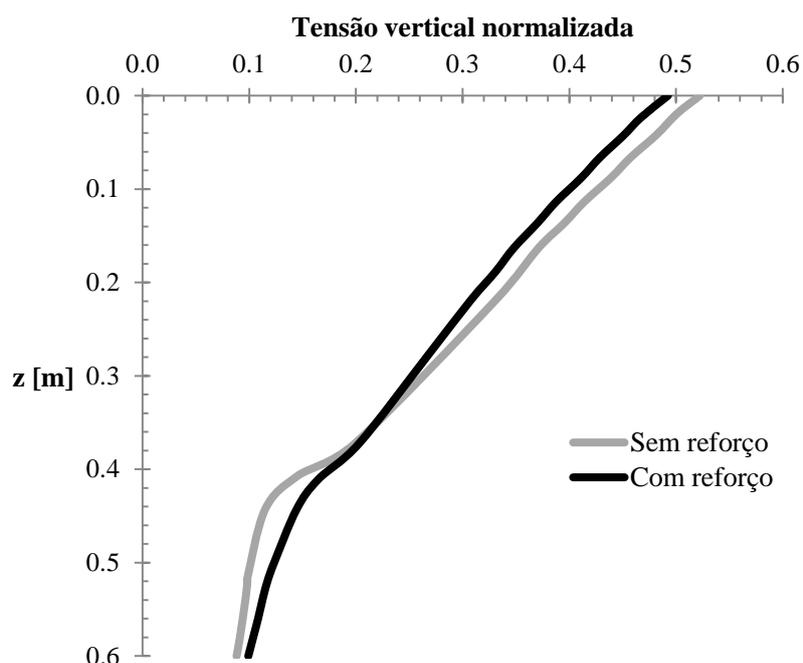


Figura 5.12 – Tensões verticais na base das estradas construídas por Antunes (2008)

Segundo as curvas apresentadas na Figura 5.12 as tensões verticais na configuração reforçada são modestamente menores até uma profundidade de 0,30 m quando começam a serem maiores que as tensões no caso não reforçado. Um resultado desse tipo não concorda com diferentes estudos experimentais que têm observado uma considerável diminuição das tensões verticais no interior das estruturas viárias devido à presença do geossintético. Várias causas podem estar associadas a esse comportamento das tensões apresentado nas modelagens computacionais, que difere do comportamento esperado: limitações dos modelos numéricos para representar as condições reais do problema, principalmente no que diz respeito à resposta mecânica dos solos e de suas interfaces com o reforço; deslocamentos verticais insuficientes para induzir uma ação maior do geossintético; efeitos do reforço no interior das estruturas viárias que não foram acuradamente considerados nos modelos numéricos e que podem ser responsáveis pela diminuição das tensões nas configurações reforçadas durante os trabalhos experimentais, tais como a separação entre os solos das diferentes camadas e o confinamento lateral do material de revestimento.

5.2.1.3 FANNIN (1986)

Apresentam-se na Figura 5.13 as tensões verticais que atuam no eixo de simetria do subleito das estradas R9100M e S9100M construídas por Fannin (1986). As tensões foram obtidas em ambas as vias após um deslocamento superficial de 50 mm e seus valores foram

normalizados pela carga superficial aplicada em cada caso (95 kPa na configuração reforçada e 79 kPa no caso sem reforço).

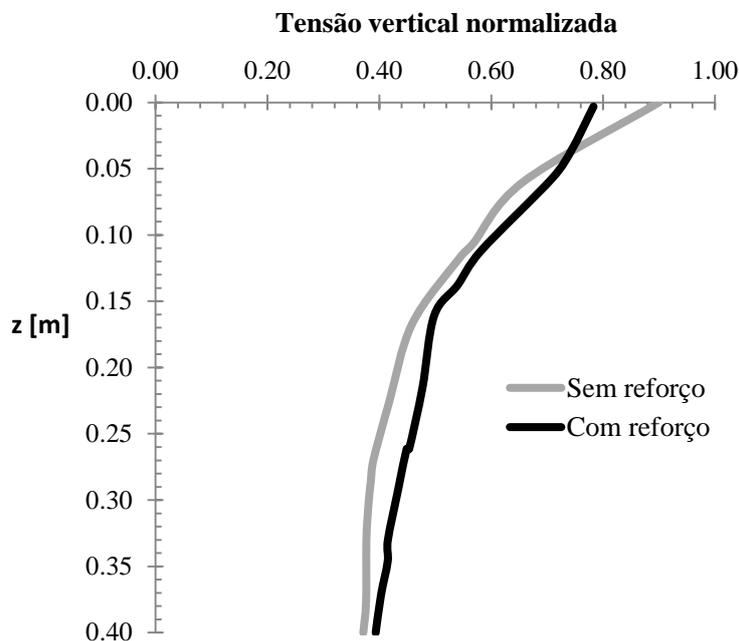


Figura 5.13 – Tensões verticais na base das estradas R9100M e S9100M

Mostra-se na Figura 5.13 como a tensão vertical normalizada na superfície do subleito diminui em 14% devido à presença do geossintético, ao passar de 0,90 unidades na configuração sem reforço, para 78 unidades no caso reforçado. Com o aumento da profundidade, as solicitações no subleito da estrada reforçada são modestamente maiores e após uma distância de 25 cm tendem a aproximar-se cada vez mais das tensões geradas na via não reforçada. Pode-se concluir que, ao igual que nas análises numéricas realizadas por Brocklehurst (1993), os resultados apresentados na Figura 5.13 não evidenciam o mecanismo de ação do reforço que consiste no aumento do ângulo de espraiamento da carga. Um resultado similar se mostra na Figura 5.14 onde constam as tensões verticais no subleito das estradas S6125M e R6125M, obtidas após um deslocamento superficial das vias de 50 mm e normalizadas pela carga superficial aplicada em cada caso. Pode-se observar como na parte mais superficial do subleito as tensões verticais geradas na configuração reforçada são menores, e após uma profundidade de 2 cm maiores, que no caso sem reforço. Ao igual que ocorre com as tensões no caso das vias R9100M e S9100M, após 0,20 m abaixo da superfície do subleito, a diferença entre as tensões verticais geradas nas estradas com e sem reforço, R6125M e S6125M, começa a ser cada vez menor e no fundo do subleito essa diferença é praticamente inexistente.

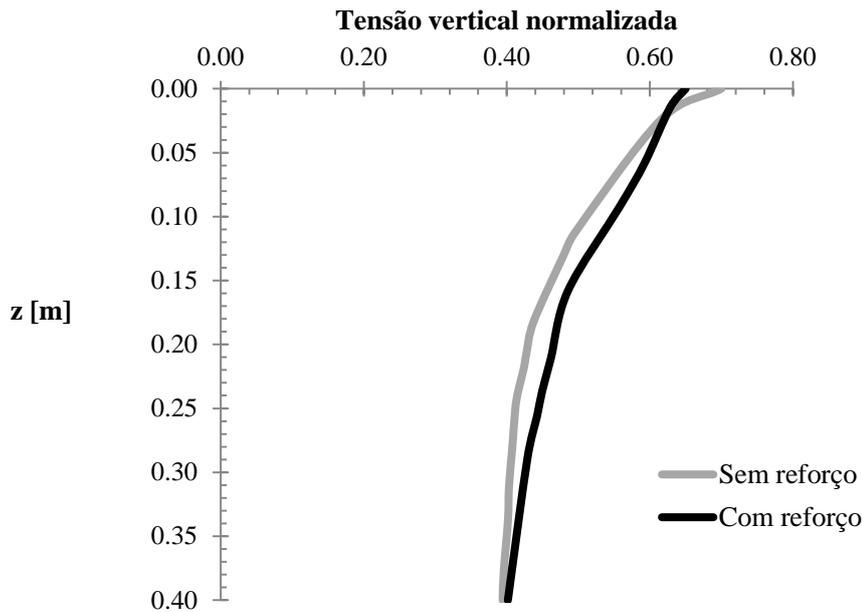


Figura 5.14 – Tensões verticais na base das estradas R6125M e S6125M

5.2.2 COMPARAÇÃO ENTRE TENSÕES CISALHANTES NA SUPERFÍCIE DO SUBLEITO COM E SEM REFORÇO

5.2.2.1 GÓNGORA (2011)

Na Figura 5.15 são apresentadas as tensões cisalhantes na superfície do subleito da estrada sem reforço construída por Góngora (2011). Na mesma figura (Figura 5.15 (b)) apresentam-se também as tensões cisalhantes quando inserida a geogrelha de reforço no interior da via. A distância x foi medida desde o eixo de simetria da estrada e seu valor encontra-se normalizado pelo raio da área carregada na superfície das estradas (100 mm). Os resultados mostrados correspondem a um carregamento sobre as vias de 731 kPa, que gera um recalque superficial máximo de 25 mm na estrada sem reforço.

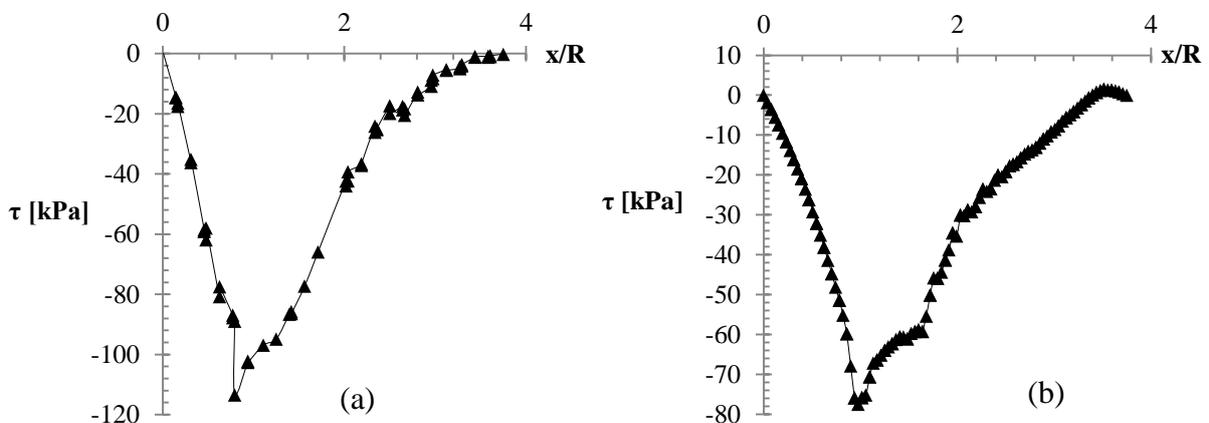


Figura 5.15 – Tensões cisalhantes na superfície do subleito das estradas (a) sem reforço e (b) com reforço construídas por Góngora (2011)

Observa-se na Figura 5.15 uma distribuição similar das tensões na base das vias com e sem reforço. Para ambas as estradas, o maior valor das solicitações encontra-se próxima da borda da área carregada, a uma distância x igual a $1,2R$ aproximadamente. A magnitude máxima das tensões cisalhantes diminui de 118 kPa no caso sem reforço, para um valor de 80 kPa na configuração reforçada. Essa redução das tensões evidencia o efeito positivo do reforço quando inserido no interior da estrutura viária não pavimentada, pois na medida em que tais solicitações são menores, o comportamento mecânico da estrada melhora, aumentando a capacidade de suporte do subleito, diminuindo as deformações superficiais e incrementando a vida útil da via.

5.2.2.2 ANTUNES (2008)

Na Figura 5.16 apresentam-se as distribuições das tensões cisalhantes na superfície do subleito das estradas com e sem reforço ensaiadas por Antunes (2008). Para ambas as vias, as solicitações foram obtidas para o carregamento superficial que induz um recalque de 25 mm na configuração sem reforço, a saber, 1280 kPa.

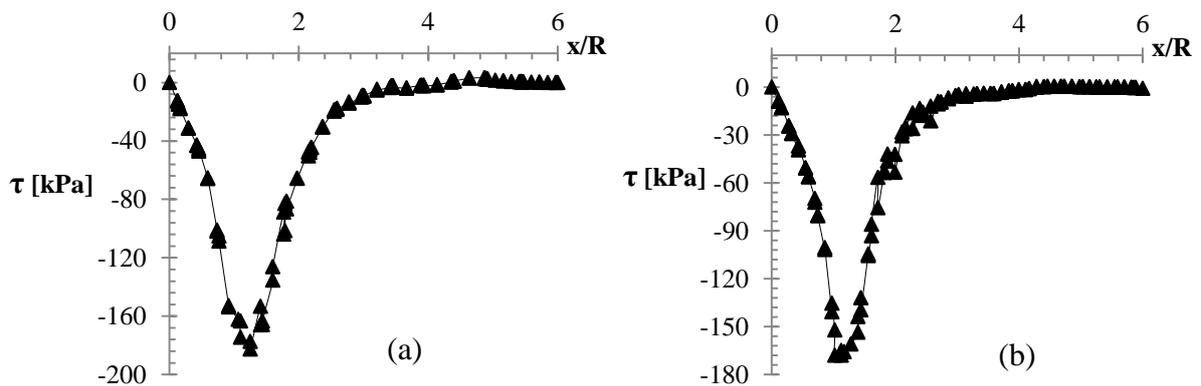


Figura 5.16 – Tensões cisalhantes na superfície do subleito das estradas (a) sem reforço e (b) com reforço construídas por Antunes (2008)

Na Figura 5.16 pode-se observar que o valor máximo das tensões cisalhantes diminui de 182 kPa na estrada sem reforço, para 167 kPa na estrada reforçada com geogrelha. A distribuição das tensões na superfície dos subleitos é bastante similar e em ambas as vias o maior valor das solicitações encontra-se próximo da borda da placa usada para transmitir os carregamentos durante os ensaios experimentais ($x/R = 1,0$). Uma vez que a influencia do reforço depende do nível de recalques superficiais, pode-se esperar que para afundamentos maiores que o considerado para realizar as análises (25 mm) a diminuição relativa na magnitude das tensões máximas seria maior.

5.2.2.3 FANNIN (1986)

Na Figura 5.17 são apresentadas as tensões cisalhantes normalizadas, geradas na superfície do subleito das estradas R9100M e S9100M construídas por Fannin (1986). Em ambas as vias, as solicitações foram calculadas para o carregamento que produz um recalque superficial máximo de 50 mm na configuração sem reforço, a saber, 79 kPa. Dos resultados obtidos é possível observar uma redução considerável na magnitude máxima das tensões devido à presença do geossintético, pois de $2,4 s_u$ no caso sem reforço, houve diminuição para $0,7 s_u$ na estrada reforçada com geogrelha. Igualmente, a inclusão do geossintético no interior da estrada induz uma redistribuição das tensões, gerando tensões cisalhantes positivas, orientadas para dentro da área carregada até uma distância $x/R = 0,5$.

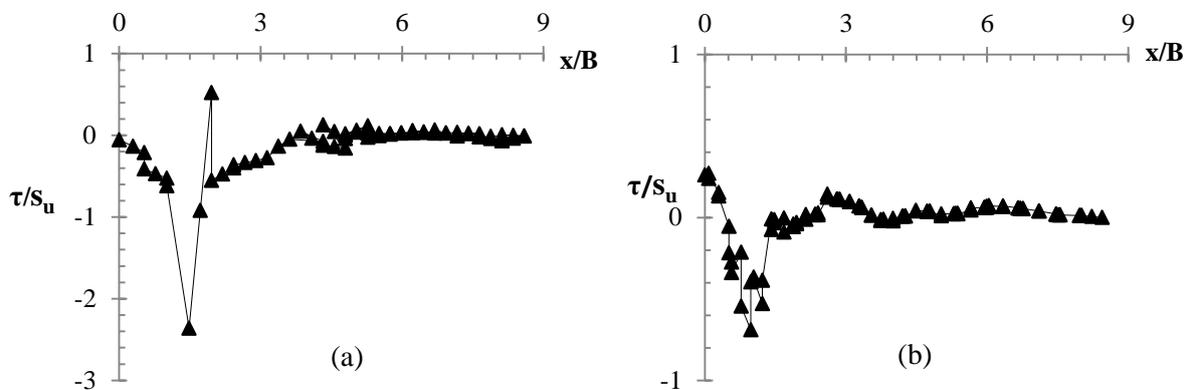


Figura 5.17 – Distribuição de tensões cisalhantes normalizadas na superfície do subleito das estradas (a) S9100M e (b) R9100M

A distribuição das tensões cisalhantes na base das vias R6125M e S6125M são apresentadas na Figura 5.18. Em ambos os casos as solicitações foram calculadas para a carga vertical que gera um recalque máximo de 50 mm na superfície da configuração sem reforço, a saber, 64 kPa.

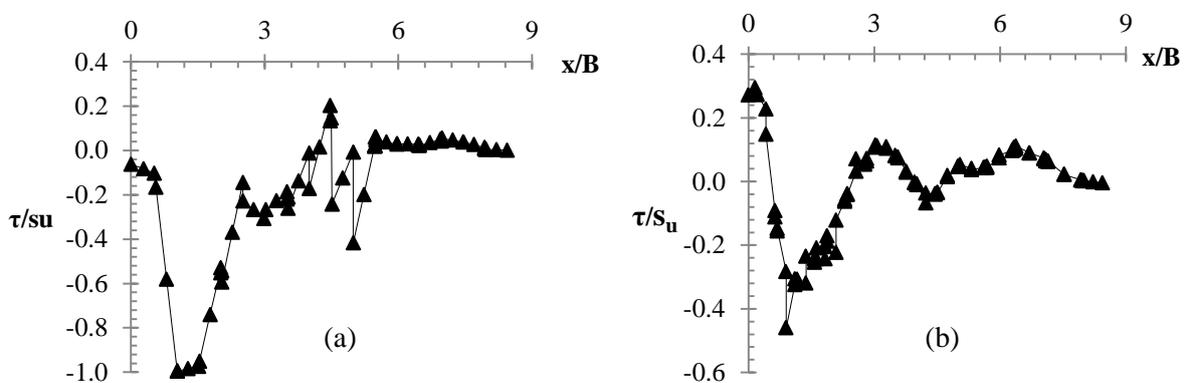


Figura 5.18 – Distribuição de tensões cisalhantes normalizadas na superfície do subleito das estradas (a) S6125M e (b) R6125M

Observa-se na Figura 5.18 o efeito do reforço na magnitude e distribuição das tensões. Na estrada S6125M (sem reforço) as tensões cisalhantes ao longo da superfície do subleito estão orientadas para fora da área carregada e o valor máximo das mesmas ($\tau = s_u$) ocorre a uma distância de $x/R = 1,0$. Na configuração reforçada (Figura 5.18 (b)) o maior valor das solicitações diminui em relação ao caso sem reforço para um valor igual a $0,47 s_u$. A presença do reforço influencia também a distribuição de tensões, pois gera abaixo da placa usada na transmissão das cargas, até uma distância $x/R = 0,6$, tensões cisalhantes positivas orientadas para dentro da área carregada.

5.3 COMPARAÇÃO ENTRE PREVISÕES NUMÉRICAS E RESULTADOS EXPERIMENTAIS

Neste item são comparadas as tensões verticais medidas no interior das estradas não pavimentadas, reforçadas e sem reforço, durante os ensaios cíclicos executados por Góngora (2011) e Antunes (2008), com os valores obtidos a partir das simulações numéricas descritas nos itens 4.1 e 4.2. A porcentagem de erro de cada valor obtido das modelagens computacionais foi calculada a partir da equação 5.1.

$$\frac{V_{\text{exp}} - V_{\text{num}}}{V_{\text{exp}}} \quad (5.1)$$

Onde:

V_{exp} = Valor medido no ensaio de laboratório;

V_{num} = Valor obtido na simulação numérica.

5.3.1 GÓNGORA (2011)

As variações das tensões verticais no eixo de simetria do subleito das estradas com e sem reforço construídas por Góngora (2011) são apresentadas nas Figuras 5.19 e 5.20, respectivamente. Em cada caso, são comparadas as medições realizadas durante os ensaios experimentais que usaram carregamento cíclico, com as previsões numéricas obtidas a partir dos modelos computacionais descritos no item 4.1 deste trabalho. As tensões verticais foram obtidas para um deslocamento superficial das estradas de 25 mm e seus valores foram normalizados pelo carregamento que gerou tal recalque em cada via (763 kPa no modelo numérico reforçado, 731 kPa no modelo numérico sem reforço e 551 kPa nos ensaios experimentais).

Dos resultados apresentados nas Figuras 5.19 e 5.20 é possível observar que as maiores diferenças entre as tensões medidas e previstas ocorrem nos pontos mais próximos da superfície do subleito, onde os valores numéricos são maiores que aqueles obtidos experimentalmente no laboratório. Na configuração não reforçada, a partir de uma profundidade de aproximadamente 0,15 m, as tensões verticais nas modelagens computacionais são menores. O fato de terem sido utilizados parâmetros estimados no processamento das simulações numéricas constitui uma possível causa das diferenças entre os valores calculados e medidos das tensões verticais no subleito. Problemas com as células de tensões totais usadas nos ensaios cíclicos (que podem ser deslocadas e/ou girar) podem também ter influenciado as comparações.

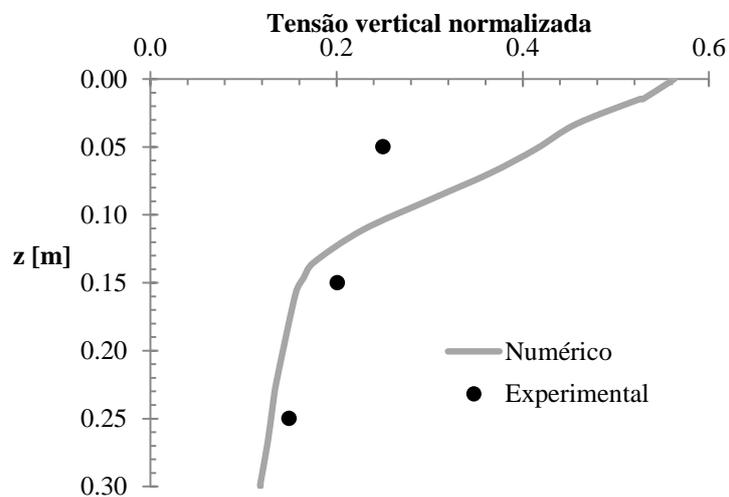


Figura 5.19 – Caso não reforçado estudado por Góngora (2011): tensão vertical normalizada *versus* profundidade (z)

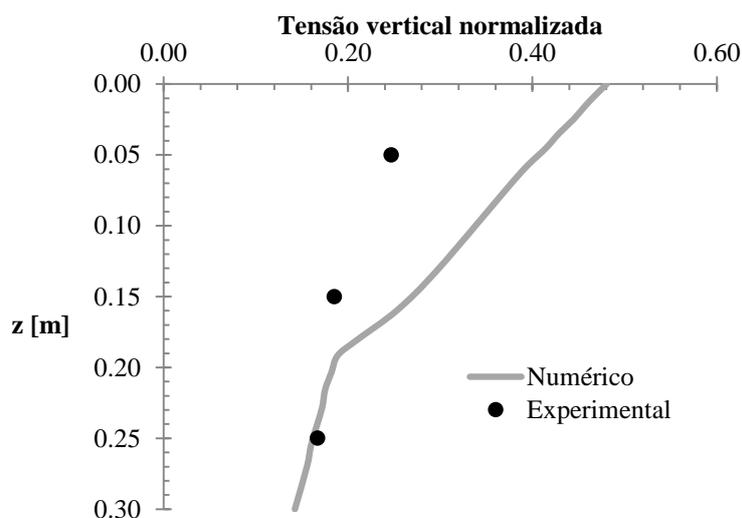


Figura 5.20 – Caso reforçado estudado por Góngora (2011): tensão vertical normalizada *versus* profundidade (z)

As porcentagens de erro dos valores calculados numericamente são apresentadas nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Tabela 5.1. Configuração sem reforço estudada por Góngora (2011): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente

Profundidade [m]	% erro
0,05	64,0
0,15	20,4
0,25	6,0

Tabela 5.2. Configuração reforçada estudada por Góngora (2011): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente

Profundidade [m]	% erro
0,05	66,0
0,15	32,4
0,25	5,4

5.3.2 ANTUNES (2008)

Na Figura 5.21 apresentam-se as tensões verticais geradas no subleito da estrada não pavimentada sem reforço construída por Antunes (2008) após um recalque superficial de 25 mm. A variação das tensões com a profundidade no caso reforçado é apresentada na Figura 5.22. Em ambos os casos são comparadas as previsões numéricas, obtidas a partir dos modelos descritos no item 4.2, com as medições realizadas durante a execução dos ensaios cíclicos no laboratório. A magnitude das tensões foi normalizada pelo carregamento em superfície que induziu um afundamento de 25 mm sobre cada estrada (1340 kPa no modelo numérico reforçado, 1280 kPa no modelo numérico sem reforço e 560 kPa nos ensaios experimentais).

Para uma análise deste tipo, onde as tensões verticais foram normalizadas, observa-se um bom ajuste entre as previsões numéricas e os resultados experimentais no caso da estrutura sem reforço (Figura 5.21). No que refere à estrada não pavimentada reforçada (Figura 5.22), as tensões obtidas pela modelagem computacional mostraram-se consideravelmente maiores que àquelas geradas no subleito da via durante o ensaio. Tal diferença entre tensões pode ser associada à natureza dinâmica das cargas empregadas no trabalho experimental, que induziram efeitos na via que não são levados em conta no modelo numérico, tais como quebra de grãos, bem como limitações da própria metodologia de modelagem empregada.

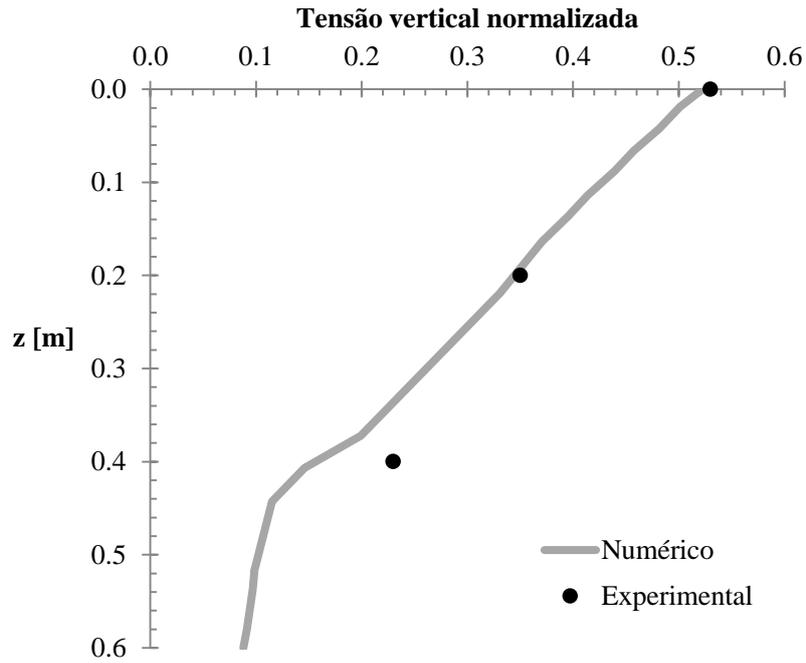


Figura 5.21 – Caso não reforçado estudado por Antunes (2008): tensão vertical normalizada *versus* profundidade (z)

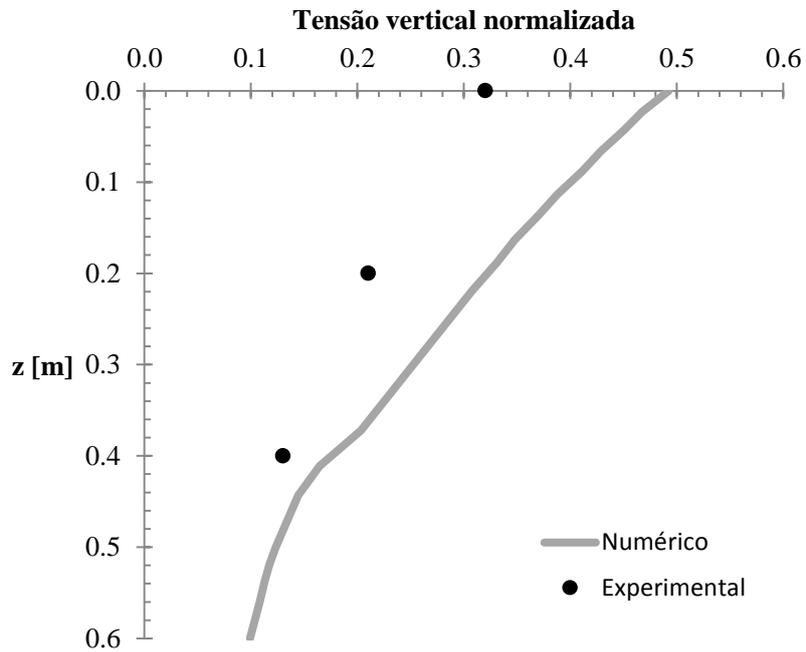


Figura 5.22 – Caso reforçado estudado por Antunes (2008): tensão vertical normalizada *versus* profundidade (z)

As porcentagens de erro dos valores calculados numericamente são apresentadas nas Tabelas 5.3 e 5.4.

Tabela 5.3. Configuração sem reforço estudada por Antunes (2008): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente

Profundidade [m]	% erro
0,0	1,9
0,2	2,9
0,4	34,8

Tabela 5.4. Configuração reforçada estudada por Antunes (2008): porcentagem de erro das tensões obtidas numericamente

Profundidade [m]	% erro
0,0	53,1
0,2	52,4
0,4	23,1

Análise de solução para consideração de carregamentos cíclicos

Neste capítulo apresenta-se uma análise da relação proposta por Jewell (1996) que permite obter, no caso de estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço, cargas estáticas equivalentes a partir de carregamentos cíclicos. É estudada a variação de tal equivalência entre solicitações com o aumento dos deslocamentos superficiais nas estradas construídas por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986).

6.1 PROCEDIMENTO DE ANÁLISE

Ensaio experimentais realizados por diferentes autores usando carregamentos cíclicos sobre estradas não pavimentadas reforçadas (De Groot et al. (1986)) e sem reforço (Hammit (1970)), têm mostrado uma redução na capacidade de suporte das vias com o aumento do número de ciclos de carga e descarga. Tal degradação é expressa pela Equação 6.1, proposta por Jewell (1996), com base em trabalho original de De Groot et al. (1986):

$$\frac{P_n}{P_s} = \frac{(p/s_u)_n}{(p/s_u)_s} = \left(\frac{N_s}{N}\right)^{\text{exp}} = f_n \quad (6.1)$$

Onde:

f_n = Coeficiente de fadiga;

N = Número de repetições da carga cíclica;

N_s = Número de repetições de carga de referência;

P_n = Carga aplicada ciclicamente;

P_s = Carga estática de referência;

$(p/s_u)_n$ = Intensidade da pressão aplicada ciclicamente, normalizada pela resistência não drenada (s_u) do subleito;

$(p/s_u)_s$ = Intensidade da pressão estática de referência, normalizada pela resistência não drenada (s_u) do subleito.

A Equação 6.1 permite duas interpretações acerca do efeito cíclico das cargas. A primeira delas é apresentada na Equação 6.2. Segundo essa visão do problema, a consequência de aplicar um carregamento de forma cíclica em estradas não pavimentadas é a diminuição da resistência não drenada da camada de subleito. A velocidade dessa diminuição, que pode ser obtida pelo coeficiente de fadiga (f_n), é maior no começo da aplicação dos ciclos de carga e descarga mas diminui com o aumento das repetições.

$$(s_u)_n = (s_u)_s \left(\frac{N_s}{N} \right)^{\text{exp}} = (s_u)_s f_n \quad (6.2)$$

Onde:

f_n = Coeficiente de fadiga;

N = Número de aplicações da carga cíclica;

N_s = Número de aplicações de carga de referência;

$(s_u)_n$ = Resistência não drenada do subleito após N repetições da carga;

$(s_u)_s$ = Resistência não drenada do subleito antes da aplicação da carga.

Uma segunda visão do problema das cargas cíclicas sobre estradas não pavimentadas é apresentada na Equação 6.3. Segundo essa interpretação, a sollicitação devido a um carregamento qualquer aplicado de forma cíclica é igual à sollicitação imposta por uma carga estática equivalente de maior magnitude. A equivalência entre as duas cargas é dada pelo coeficiente de fadiga (f_n).

$$P_s = \frac{P_n}{(N_s/N)^{\text{exp}}} = \frac{P_n}{f_n} \quad (6.3)$$

Onde:

f_n = Coeficiente de fadiga.

N = Número de aplicações da carga cíclica;

N_s = Número de aplicações de carga de referência;

P_n = Carga aplicada ciclicamente;

P_s = Carga estática de referência;

Das equações 6.2 e 6.3 é possível observar que a equivalência entre a condição cíclica e a condição estática é dada pelo coeficiente de fadiga (f_n). O cálculo de tal fator envolve a definição do expoente (exp) que, segundo Jewell (1996), está associado à taxa de degradação da capacidade de suporte da via devido ao tráfego dos veículos. No projeto de estradas não pavimentadas sem reforço, recomenda-se um valor de $exp = 0,30$ (Hammit, 1970). Nos casos reforçados, quando o geossintético possui as características de rigidez e resistência adequadas, o valor recomendado é de $exp = 0,16$ (De Groot et al.,1986). Tais valores de exp são considerados constantes e são utilizados no dimensionamento de estradas não pavimentadas sem levar em conta as propriedades físicas e mecânicas dos materiais constituintes das mesmas.

As análises apresentadas neste capítulo visam conhecer a variação do expoente exp com o incremento dos afundamentos superficiais nas vias ensaiadas por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986). Para um deslocamento superficial qualquer, δ_1 , a magnitude do expoente exp foi calculada em todos os casos a partir da Equação 6.4.

$$exp = \frac{\log(P_n/P_s)}{\log(N_s/N)} \quad (6.4)$$

Onde:

P_n = Carga aplicada de forma cíclica;

N = Número de repetições da carga P_n necessários para atingir um deslocamento superficial da via δ_1 ;

P_s = Carga estática de referência necessária para atingir um deslocamento superficial da via δ_1 ;

N_s = Número de aplicações de carga estática de referência.

Os valores de P_n e N foram obtidos dos ensaios de laboratório que avaliaram o comportamento das estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço sob condições de carregamento cíclico, a saber: Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986). O valor da carga P_s foi obtido de simulações numéricas realizadas para as mesmas estradas usadas nos ensaios quando submetidas a carga monotônica. Seguindo recomendações de Jewell (1996), o número de aplicações de carga de referência (N_s) foi admitido igual a 5 em todos os casos.

6.2 EQUIVALÊNCIA ENTRE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS SEM REFORÇO

Na Figura 6.1 apresentam-se os valores de exp obtidos a partir da Equação 6.4 para diferentes deslocamentos superficiais nas estradas não pavimentadas sem reforço ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011). Os deslocamentos (δ) foram normalizados pelo raio da placa rígida (R) usada para transmitir as solicitações durante os ensaios em cada caso.

O número de repetições de carga (N) requerido no cálculo de exp foi obtido das curvas deslocamento vertical máximo da placa de carregamento *versus* número de ciclos, apresentadas nos trabalhos de Antunes (2008) e Góngora (2011). Os valores da carga estática (P_s) foram obtidos das modelagens numéricas descritas nos itens 4.1 e 4.2.

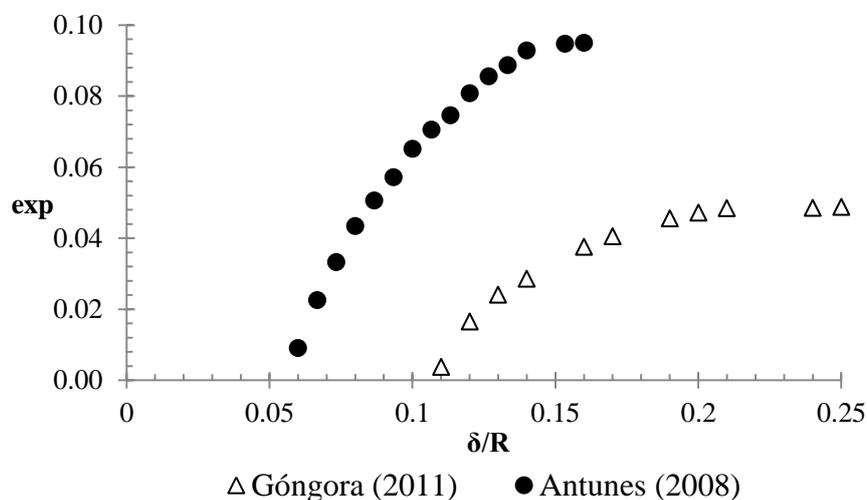


Figura 6.1 – Estradas não reforçadas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011): exp *versus* deslocamento normalizado (δ/R)

O ponto inicial das curvas corresponde ao valor de exp calculado para o menor deslocamento no qual $P_s > P_n$. O recalque máximo considerado em cada caso foi de 25 mm (critério de parada dos ensaios de laboratório). Claramente, na Figura 6.1 a magnitude do expoente exp varia com o incremento dos recalques e apresenta para ambas as estradas um comportamento crescente. Os valores de exp obtidos no caso de Antunes (2008) são maiores e apresentam uma taxa de crescimento maior que aqueles no caso de Góngora (2011). Em ambas as estradas consideradas é possível observar uma tendência das curvas a estabilizar com o aumento dos recalques. Para qualquer deslocamento superficial nas vias o valor de exp obtido é inferior ao valor 0,30 sugerido por Hammitt (1970). Uma causa dessa diferença entre valores pode ser tipo de subleito empregado na construção das vias estudadas por Góngora

(2011) e Antunes (2008), que não se encontravam na condição saturada e mole como nas estradas usadas por Hammitt (1970) para a obtenção do valor de $exp = 0,30$.

A variação do expoente exp com o aumento dos deslocamentos superficiais foi também estudada para as estradas não pavimentadas sem reforço utilizadas por Fannin (1986). Foram avaliadas as seções de via usadas nos ensaios S9100M, S9125C (por facilidade as estradas são identificadas neste trabalho com o mesmo código de ensaio utilizado pelo autor). Os resultados obtidos são apresentados na Figura 6.2. Os deslocamentos (δ) na superfície das estradas foram normalizados pela metade da largura (B) da placa retangular usada para transmitir os carregamentos cíclicos e monotônicos durante os ensaios executados no laboratório ($B = 67,5$ mm).

O ponto inicial das curvas na Figura 6.2 corresponde ao menor deslocamento para o qual $P_s > P_n$. A relação δ/B máxima (0,75) foi estabelecida em função do maior recalque atingido durante os ensaios, a saber, 50 mm.

Para ambas as estradas os valores de exp foram calculados a partir da Equação 6.4. O número de repetições de carga (N) necessário para atingir qualquer recalque superficial, foi obtido das curvas deslocamento vertical máximo da placa de carregamento *versus* número de ciclos, obtidas por Fannin (1986) para cada estrada. Tais curvas são apresentadas no apêndice A deste trabalho. A modelagem computacional descrita no item 4.3 permitiu achar os diferentes valores de carga estática (P_s) para a secção de via S9100M. No caso da estrada construída com altura de aterro igual a 125 mm (S9125C) foi necessário gerar uma simulação numérica diferente que permitisse conhecer a magnitude dos deslocamentos induzidos por solicitações estáticas superficiais. As propriedades dos materiais e as dimensões das camadas de solo do novo modelo foram as mesmas descritas no item 4.3, com exceção da espessura da camada de aterro que foi aumentada em 25 mm. Cabe salientar que Fannin (1986) não realizou ensaio monotônico sobre a estrada S9125C. Por isso não foi possível comparar os resultados da simulação numérica com os resultados experimentais para esse caso.

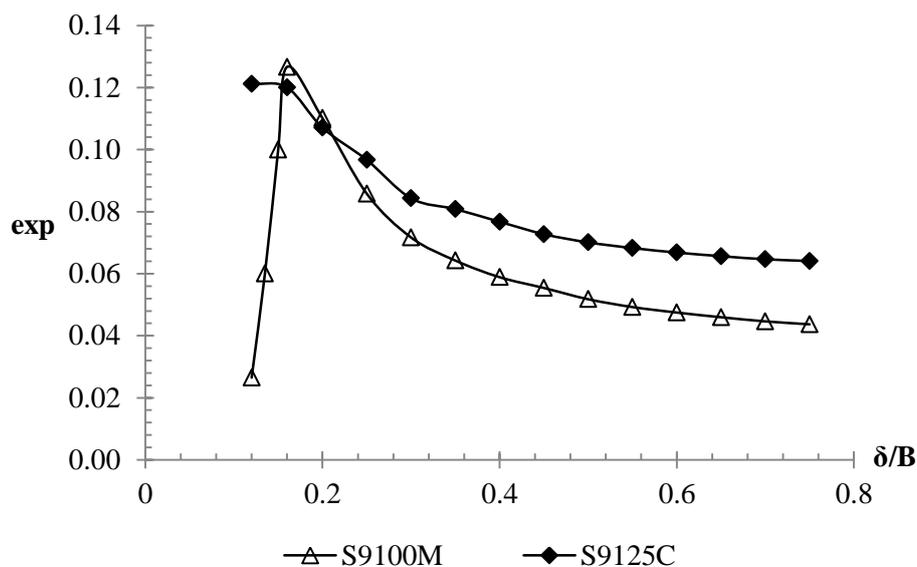


Figura 6.2 – Estradas S9100M e S9125C: exp versus deslocamento normalizado (δ/B).

Segundo os resultados da Figura 6.2, a variação de exp com o aumento dos deslocamentos superficiais ocorreu de forma similar para as duas vias. Na estrada S9100M, a magnitude de exp cresce rapidamente desde o ponto inicial considerado até um recalque δ igual a $0,16R$, onde atinge o valor máximo de $0,13$. Para a mesma faixa de deslocamentos, a curva correspondente à via S9125C apresenta um valor de exp em torno de $0,12$. A partir do ponto máximo, as curvas decrescem até valores de exp de $0,04$ e $0,06$ nas estradas S9100M e S9125C, respectivamente. O expoente exp sugerido por Hammitt (1970) para o dimensionamento desse tipo de estradas ($0,30$) é de aproximadamente três vezes a magnitude máxima de exp encontrada para ambas as estradas consideradas nesta análise. Uma possível justificativa da considerável diferença pode estar associada ao fato das vias construídas por Fannin (1986) terem rompido para um número de repetições de carga consideravelmente menor do que aquelas empregadas por Hammitt (1970) na obtenção do valor recomendado de exp , além de diferenças nos materiais e condições de carregamento em cada caso.

Conhecendo-se os números de repetições de carga necessários para romper as estradas S9100M e S9125C, foi possível fazer uma retroanálise a partir do método analítico proposto por Houlsby et al. (1989) (considerando o efeito do tráfego dos veículos segundo Jewell, 1996) para o dimensionamento de vias não pavimentadas, e avaliar a influência do expoente exp na espessura da camada de aterro calculada. Para cada estrada foram comparados os resultados obtidos ao se utilizar o valor de exp recomendado de $0,30$ e o valor de exp correspondente a um deslocamento igual a $0,5B$. Nas Tabelas 6.1 e 6.2 encontram-se as

variáveis de entrada utilizadas no método de dimensionamento, juntamente com a espessura de aterro calculada para cada caso.

Tabela 6.1 – Estrada S9100M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)

Estrada S9100M				
Variáveis de entrada	exp	0,3	exp	0,05
	N	37	N	37
	P_s (kPa)	124	P_s (kPa)	75.2
	β (°)	40	β (°)	40
	Su (kPa)	9	Su (kPa)	9
	φ (°)	42	φ (°)	42
	γ (kN/m³)	19	γ (kN/m³)	19
Espessura de aterro calculada	D (m)	0,17	D (m)	0,07

Tabela 6.2 – Estrada S9125C: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)

Estrada S9125C				
Variáveis de entrada	exp	0,3	exp	0,07
	N	129	N	129
	P_s (kPa)	180.3	P_s (kPa)	85.4
	β (°)	40	β (°)	40
	Su (kPa)	9	Su (kPa)	9
	φ (°)	42	φ (°)	42
	γ (kN/m³)	19	γ (kN/m³)	19
Espessura de aterro calculada	D (m)	0,26	D (m)	0,09

Onde:

D = Espessura de aterro calculada;

exp = Valor de exp usado nos cálculos;

N = Número de repetições de carga resistidos pela estrada;

P_s = Carga estática equivalente (calculada pela Equação 6.3);

s_u = Resistência não drenada do subleito;

β = Ângulo de espraiamento do carregamento superficial;

γ = Peso específico do material de aterro;

φ = Ângulo de atrito do material de aterro.

Para ambas as estradas é possível observar uma considerável diferença nos resultados ao se utilizar distintos valores de exp . As espessuras de aterro calculadas para $exp = 0,30$ mostram-se mais conservadoras, subestimando a capacidade de suporte das vias. No caso da estrada S9100M, a espessura de aterro calculada quando $exp = 0,30$ foi 70% maior do que o valor esperado de 100 mm. Na estrada S9125C, para $exp = 0,30$, a altura de revestimento foi aproximadamente duas vezes a espessura empregada de 125 mm.

Com o objetivo de encontrar uma expressão que permita calcular o valor de exp apropriado para cada deslocamento, foi ajustada uma linha de tendência para os pontos apresentados na Figura 6.2. Para tal ajuste foram desconsiderados os pontos até uma relação $\delta/B = 0,16$, pois é a partir desse nível de deslocamentos que as curvas apresentaram uma tendência similar, bem definida e que podia ser melhor aproximada. A equação do ajuste (Equação 6.5) constitui uma proposta para o cálculo de exp em estradas não pavimentadas construídas em condições similares àquelas empregadas por Fannin (1986). No entanto, cabe salientar que foram usadas apenas duas vias na obtenção de tal expressão e são necessárias mais experiências que permitam estudar a validade de sua extrapolação para outras condições. Na Figura 6.3 apresenta-se a curva de ajuste.

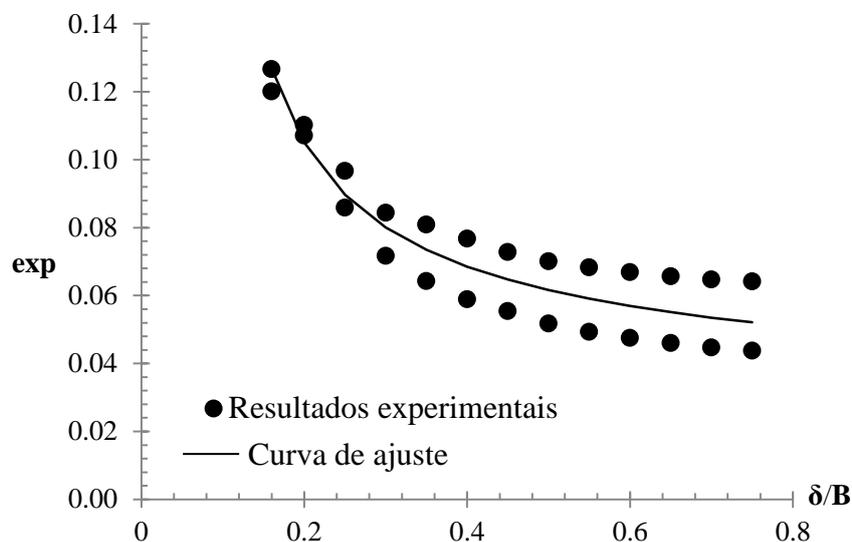


Figura 6.3 – Estradas S9100M e S9125C: curva de ajuste exp versus deslocamento normalizado (δ/B).

Equação da curva de ajuste:

$$exp = 1 / (21,3 + 7,32 \ln (\delta/B)) \quad (6.5)$$

6.3 EQUIVALÊNCIA ENTRE CARREGAMENTOS ESTÁTICOS E CÍCLICOS EM ESTRADAS NÃO PAVIMENTADAS REFORÇADAS

As mesmas análises feitas para estradas não reforçadas, apresentadas no item anterior, foram realizadas quando o geossintético de reforço foi inserido no interior das vias. Novamente, as estradas foram divididas em dois grupos para seu estudo. No primeiro grupo constam as estradas ensaiadas por Antunes (2008) & Góngora (2011). No segundo grupo as estradas não pavimentadas reforçadas ensaiadas por Fannin (1986). A seguir são apresentados os resultados obtidos e a maneira como eles foram gerados.

Na Figura 6.4 apresentam-se os valores de exp calculados para diferentes recalques superficiais nas estradas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011). Como nos resultados apresentados anteriormente, o ponto inicial das curvas corresponde ao valor de exp calculado para o menor deslocamento no qual $P_s > P_n$. O deslocamento máximo considerado em ambas as estradas foi de 25 mm.

O número de repetições de carga (N) requerido na Equação 6.4 para o cálculo de exp foi obtido das curvas deslocamento vertical máximo da placa de carregamento *versus* número de ciclos apresentadas por Antunes (2008) e Góngora (2011). No caso particular da via ensaiada por Antunes (2008), tal curva foi modificada com o objetivo de excluir o efeito da quebra dos grãos do material de aterro na resposta mecânica da estrada. O processo de alteração consistiu em desconsiderar os pontos da curva original onde se apresentava um importante incremento dos recalques para um reduzido número de ciclos de carga e descarga. Assim sendo, no caso de Antunes (2008), o número de repetições de carga (N) para atingir recalques maiores a 12 mm foi extrapolado a partir de um ajuste linear dos últimos pontos da nova curva modificada. As curvas originais obtidas por Antunes (2008) e Góngora (2011), assim como a nova curva com o ajuste linear, são apresentadas no apêndice A deste trabalho. Para cada estrada a magnitude da carga estática (P_s) necessária para atingir qualquer recalque superficial foi obtida das simulações numéricas descritas nos itens 4.1 e 4.2. Seguindo as recomendações de Jewell (1986) o número de repetições de carga de referência (N_s) foi admitido igual a 5.

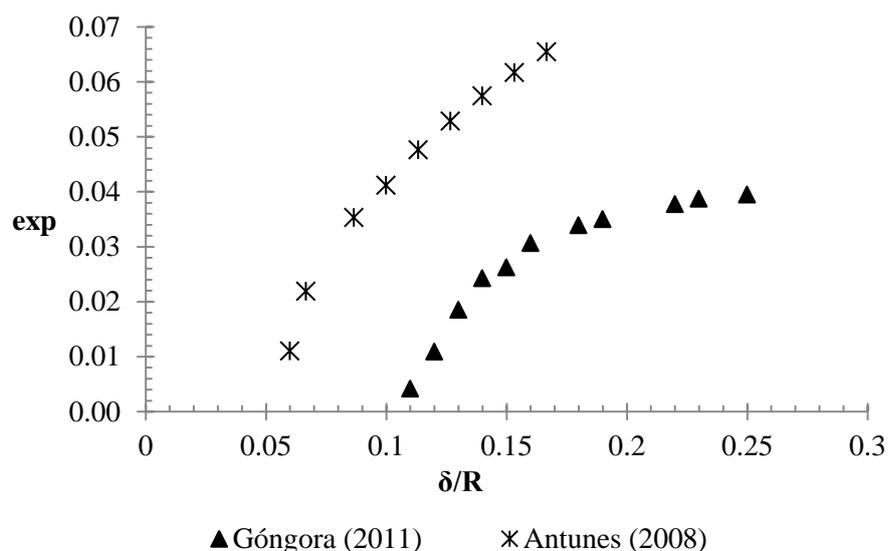


Figura 6.4 – Estradas reforçadas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011): exp versus deslocamento normalizado (δ/R)

Na Figura 6.4 é possível observar como as formas de variação de exp com o aumento dos recalques são similares nas estradas reforçadas utilizadas nos ensaios executados por Antunes (2008) e Góngora (2011). Para as duas curvas, a taxa de crescimento de exp com δ/R diminui com o aumento dos deslocamentos superficiais, sendo mais notável esse comportamento na via usada por Góngora (2011). No projeto de estradas não pavimentadas reforçadas tem sido recomendado usar um valor de exp igual a 0,16 (De Groot et al., 1986). Dos resultados obtidos é possível concluir que 0,16 é um valor que supera a magnitude do exp calculado para todos os deslocamentos considerados até 25 mm em ambas as estradas. Possíveis causas das diferenças entre o valor recomendado de exp e os valores calculados podem ser os distintos materiais empregados na construção das estradas de Antunes (2008) e Góngora (2011) e De Groot et al. (1986).

A variação de exp com o aumento dos deslocamentos superficiais foi também analisada para as estradas reforçadas construídas por Fannin (1986) descritas na secção 3.3. Foram consideradas as seções de via usadas nos ensaios R9100M, R6125M e R9125C. Os resultados são apresentados na Figura 6.5.

O número de repetições de carga (N) necessários para atingir qualquer recalque, foi obtido das curvas deslocamento *versus* número de ciclos apresentadas por Fannin (1986), que constam no apêndice A do presente trabalho. O valor da carga estática equivalente (P_s) para as estradas R9100M e R6125M foi obtido das simulações descritas nos itens 4.3.1 e 4.3.2 usando as propriedades do reforço identificado por Fannin (1986) como geogrelha tipo 'C'.

No caso da estrada R9125C foi necessário gerar uma nova modelagem computacional que permitisse conhecer a evolução dos deslocamentos com o aumento da carga estática na superfície. A nova simulação foi construída com os mesmos materiais e geometria que o modelo descrito no item 4.3.1, variando unicamente a espessura do aterro, que foi aumentada em 25 mm.

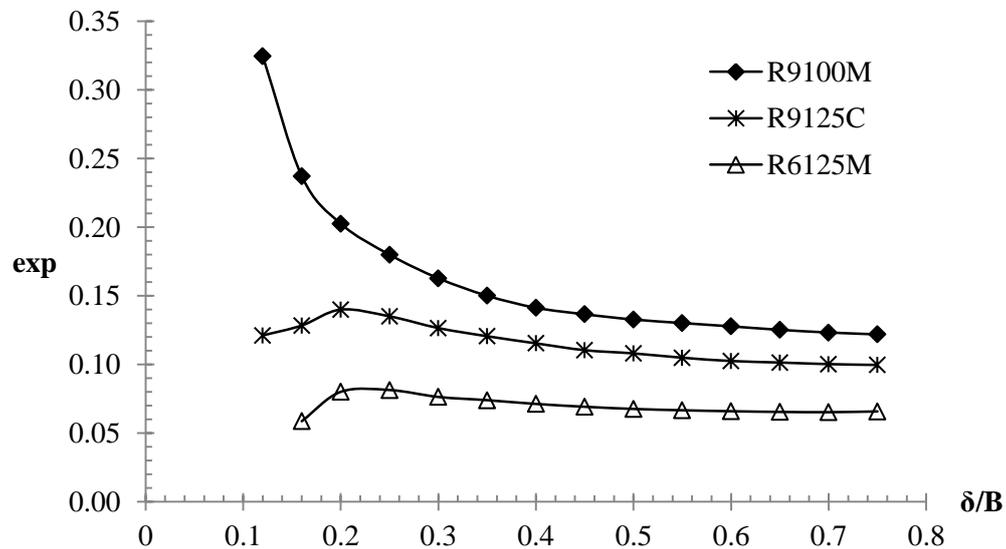


Figura 6.5 – Estradas R9100M, R9125C e R6125M: *exp* versus deslocamento normalizado (δ/B)

Dos resultados apresentados na Figura 6.5 é possível concluir que, embora o valor de *exp* seja praticamente constante a partir da relação $\delta/B=0,40$ nas três vias analisadas, sua magnitude varia de forma considerável entre elas. Para a estrada R9100M o valor constante de *exp* atingido é de aproximadamente 0,13, em torno de duas vezes o valor de 0,07 achado para a estrada R6125M. Com respeito à via R9125C, a magnitude de *exp* a partir da relação $\delta/B=0,40$ é de aproximadamente 0,10. Os valores máximos de *exp* achados para as vias R9125C e R6125M são menores que o valor proposto por De Groot et al. (1986) para o projeto desse tipo de estradas (0,16). No caso da estrada R9100M, até uma relação $\delta/B=0,30$, os valores calculados de *exp* são maiores do que o valor recomendado.

Com o objetivo de avaliar a influência de *exp* no dimensionamento de estradas reforçadas, foram calculadas para as estradas R9100M, R9125C e R6125M as espessuras de aterro quando $exp = 0,16$ e para os valores de *exp* para um deslocamento (δ) igual a $0,5B$. O método de dimensionamento empregado foi o proposto por Hously et al. (1989). Os valores de entrada do método, junto com as espessuras da camada de aterro obtidas em cada caso são apresentados nas Tabelas 6.3, 6.4 e 6.5.

Tabela 6.3 – Estrada R9100M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)

Estrada R9100M				
Variáveis de entrada	exp	0,16	exp	0,13
	N	71	N	71
	Ps (kPa)	104	Ps (kPa)	96
	β (°)	40	β (°)	40
	Su (kPa)	9	Su (kPa)	9
	ϕ (°)	42	ϕ (°)	42
	γ (kN/m³)	19	γ (kN/m³)	19
Espessura de aterro calculada	D (m)	0,10	D (m)	0,09

Tabela 6.4 - Estrada R9125C: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)

Estrada R9125C				
Variáveis de entrada	exp	0,16	exp	0,11
	N	308	N	308
	Ps (kPa)	132	Ps (kPa)	107
	β (°)	40	β (°)	40
	Su (kPa)	9	Su (kPa)	9
	ϕ (°)	42	ϕ (°)	42
	γ (kN/m³)	19	γ (kN/m³)	19
Espessura de aterro calculada	D (m)	0,15	D (m)	0,11

Tabela 6.5 - Estrada R6125M: variáveis de entrada e espessura de aterro calculada a partir do método de Houlsby et al. (1989)

Estrada R6125M				
Variáveis de entrada	exp	0,16	exp	0,07
	N	70	N	70
	Ps (kPa)	104	Ps (kPa)	82
	β (°)	40	β (°)	40
	Su (kPa)	6	Su (kPa)	6
	ϕ (°)	42	ϕ (°)	42
	γ (kN/m³)	19	γ (kN/m³)	19
Espessura de aterro calculada	D (m)	0,19	D (m)	0,13

Onde:

D = Espessura de aterro calculada;

exp = Valor de exp usado no cálculo de P_s ;

N = Número de repetições de carga resistidos pela estrada;

P_s = Carga estática equivalente (calculada pela Equação 6.3);

s_u = Resistência não drenada do subleito;

β = Ângulo de espraçamento do carregamento superficial;

ϕ = Ângulo de atrito do material de aterro;

γ = Peso específico do material de aterro.

De forma geral, quando se adotou o valor de exp recomendado de 0,16, o método de dimensionamento se mostrou conservador, obtendo-se espessuras de aterro maiores que as esperadas para cada caso. Na estrada R6125M observou-se a maior diferença entre a altura de aterro utilizada (125 mm) e a altura obtida quando $exp = 0,16$, a saber, 65 mm. No caso da via R9125C o resultado do método analítico foi também conservador quando usado $exp = 0,16$, mas a diferença entre a altura calculada de 150 mm e a esperada (125 mm) foi menor. Na via R9100M, a espessura de aterro calculada ao utilizar o valor de exp sugerido por De Groot et al.,(1986) é praticamente igual que a altura utilizada de 100 mm.

O ajuste realizado para os pontos apresentados na Figura 6.5, visando obter uma expressão que permitisse calcular exp em função dos deslocamentos, apresentou um baixo coeficiente de correlação ($R^2=0,41$), devido à considerável dispersão dos dados. Apesar de tal situação, se considerou que uma expressão desse tipo, onde se levasse em conta a variação de exp com os recalques, seria útil para a estimativa de exp em estradas reforçadas construídas com materiais similares àqueles empregados por Fannin (1986). A curva do ajuste realizado é apresentada na Figura 6.6. Foram considerados somente os pontos a partir da relação $\delta/B = 0,20$, pois a partir desse valor os dados apresentam uma tendência similar para as três vias analisadas. Como em casos apresentados anteriormente, a acurácia da equação obtida (Equação 6.6) no cálculo de exp para outras estradas não pavimentadas reforçadas ainda precisa ser validado com um maior número de ensaios.

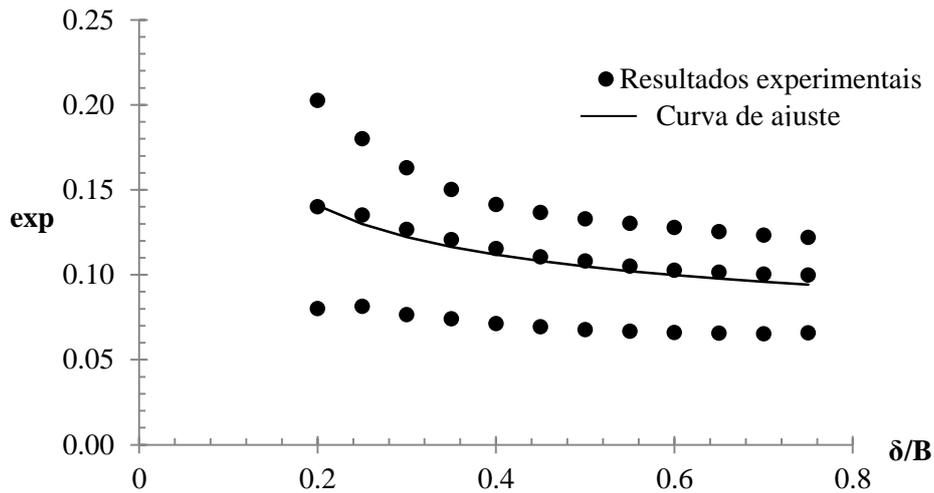


Figura 6.6 – Estradas R9100M, R9125C e R6125M: curva de ajuste *exp* versus deslocamento normalizado (δ/B).

Equação da curva de ajuste:

$$\text{exp} = 1 / (11,38 + 2,66 \ln (\delta/B)) \quad (6.6)$$

6.4 COMPARAÇÕES ENTRE ESTRADAS COM E SEM REFORÇO

Nas Figuras 6.7 e 6.8 apresentam-se os valores de *exp* calculados para as estradas construídas por Fannin (1986). As curvas na Figura 6.7 correspondem às vias identificadas como S9100M e R9100M, construídas sobre subleito de resistência não drenada (s_u) de 9 kPa com espessura de aterro de 100 mm. Os valores de *exp* apresentados na Figura 6.8 correspondem às estradas referenciadas como S9125C e R9125C, construídas sobre subleito de resistência não drenada (s_u) igual 9 kPa com espessura de aterro de 125 mm.

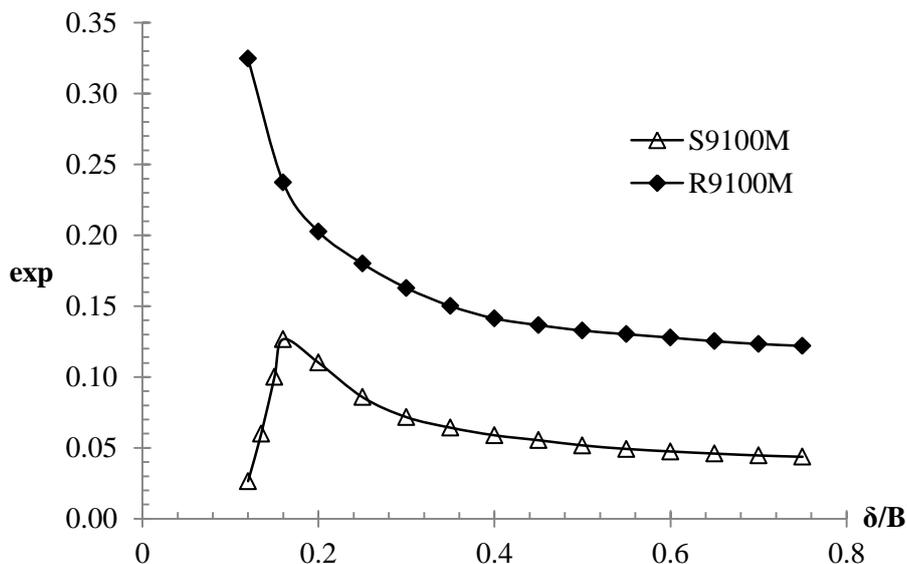


Figura 6.7 – Estradas S9100M e R9100M: *exp* versus deslocamento normalizado (δ/B)

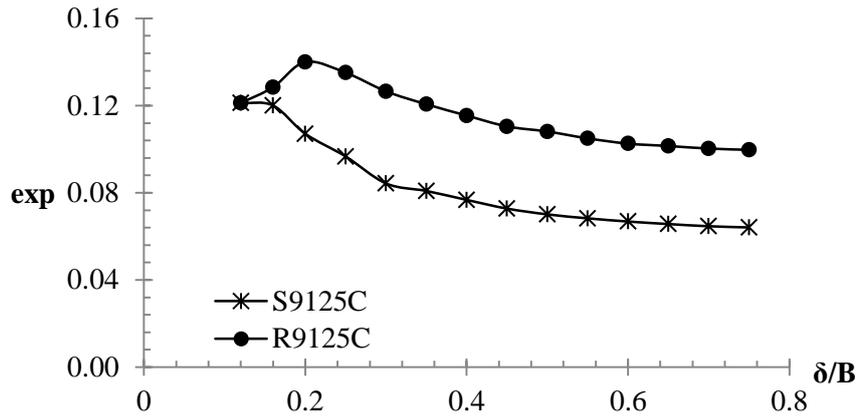


Figura 6.8 – Estradas R9125C e S9125C: *exp* versus deslocamento normalizado (δ/B)

Das Figuras 6.7 e 6.8 é possível concluir que para ambas as estradas, o reforço aumenta o valor do *exp* calculado para cada deslocamento. Nas Figuras 6.9 e 6.10 apresentam-se as curvas coeficiente de fadiga versus deslocamento para as configurações com e sem reforço das vias analisadas, onde se observam valores maiores de f_n nos casos sem reforço, evidenciando o benefício na utilização de reforço geossintético na estrada.

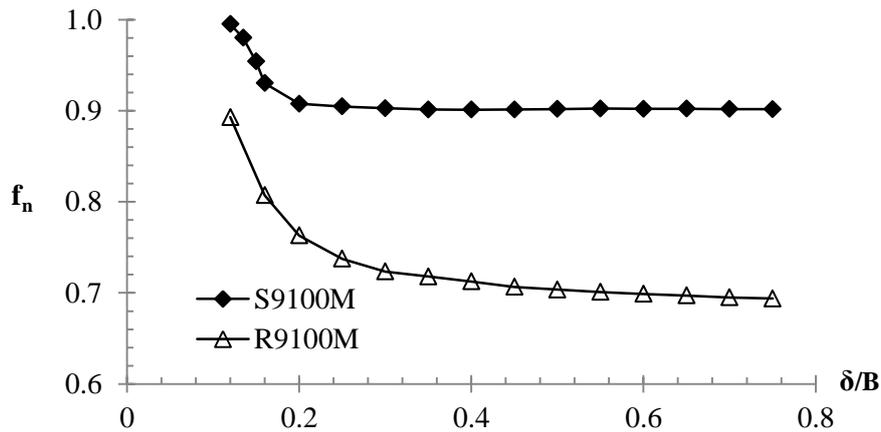


Figura 6.9 - Estradas S9100M e R9100M: coeficiente de fadiga (f_n) versus deslocamento normalizado (δ/B)

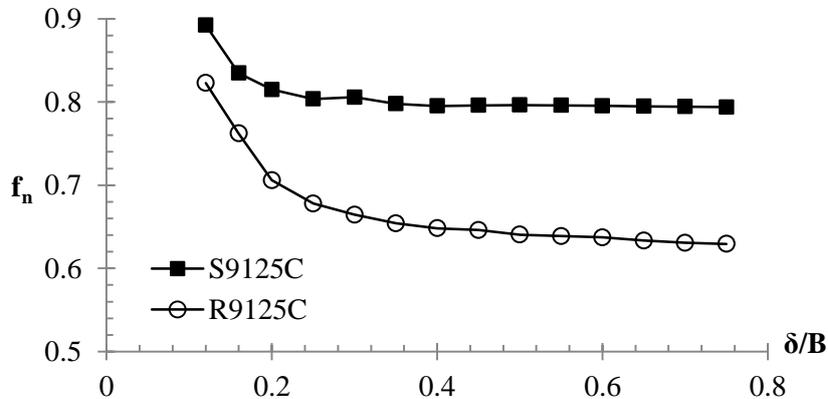


Figura 6.10 - Estradas S9125C e R9125C: coeficiente de fadiga (f_n) versus deslocamento normalizado (δ/B)

Dos resultados apresentados nas Figuras 6.9 e 6.10 é possível observar como o fator de fadiga foi maior no começo das solicitações, mas diminuiu com o aumento dos recalques superficiais até atingir um valor praticamente constante a partir da relação $\delta/B=0,4$. Tal resultado coincide com o comportamento previsto por Jewell (1986), segundo o qual, a velocidade de degradação nas estradas não pavimentadas devido ao tráfego dos veículos, diminui na medida em que aumenta o número de ciclos de carga e descarga. Segundo a Equação 6.3, o fato dos valores de f_n serem menores nas estradas reforçadas, implica que a carga estática necessária para atingir qualquer afundamento nesse tipo de vias é maior que nos casos sem reforço, o que concorda com os resultados experimentais obtidos ao comparar o desempenho das estradas não pavimentadas com e sem inclusão de geossintético.

Nas Figuras 6.11 e 6.12 são apresentados os valores de exp calculados para as estradas, com e sem reforço, construídas por Antunes (2008) e Góngora (2011), respectivamente.

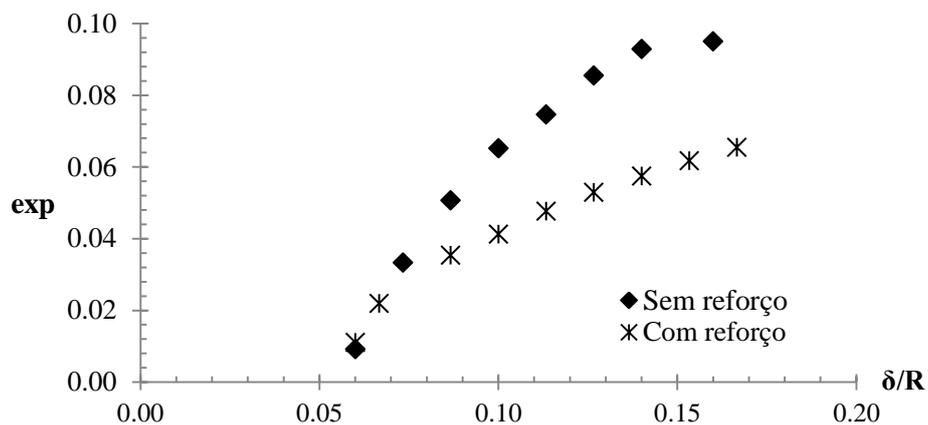


Figura 6.11 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Antunes (2008): exp versus deslocamento normalizado (δ/R)

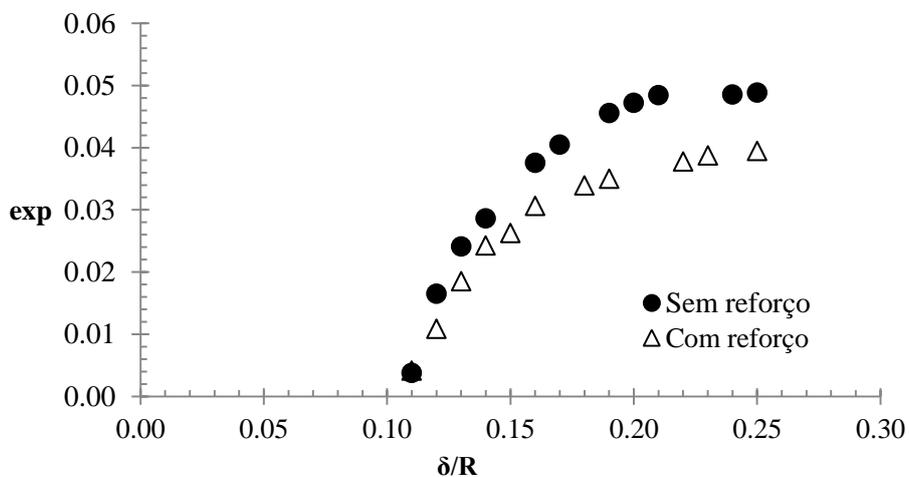


Figura 6.12 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Góngora (2011): exp versus deslocamento normalizado (δ/R)

Tanto para as estradas de Antunes (2008) quanto para as construídas por Góngora (2011), os valores de exp calculados nos casos reforçados são menores que os achados nas configurações sem reforço. Acredita-se que tais resultados tenham sido consequência da influência da quebra de grãos do material de aterro, que foi mais intensa nos ensaios reforçados realizados por aqueles autores. Os resultados obtidos para f_n versus δ/R são apresentados nas Figuras 6.13 e 6.14. Para todas as estradas analisadas, o coeficiente de fadiga (f_n) diminuiu com o aumento dos recalques superficiais. Os valores de f_n para os casos com e sem reforço foram muito próximos. Certamente, as diferentes intensidades de quebra de grãos do material de aterro nos ensaios com e sem reforço também devem ter influenciado os valores obtidos para f_n .

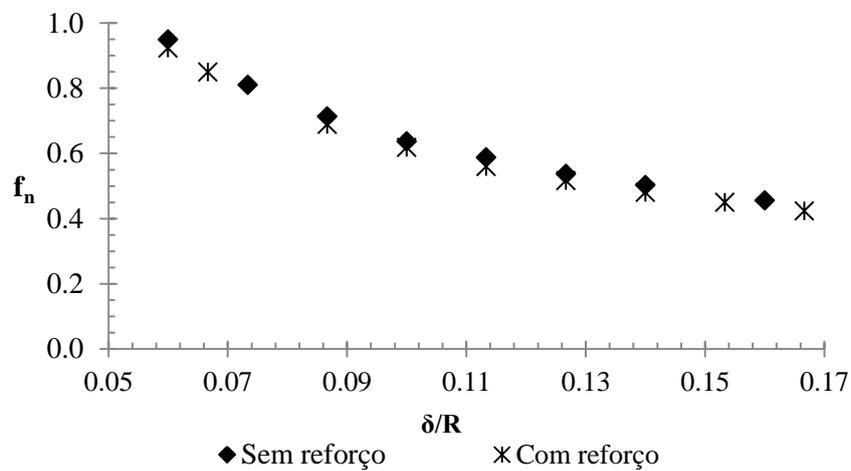


Figura 6.13 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Antunes (2008): coeficiente de fadiga (f_n) versus deslocamento normalizado (δ/R)

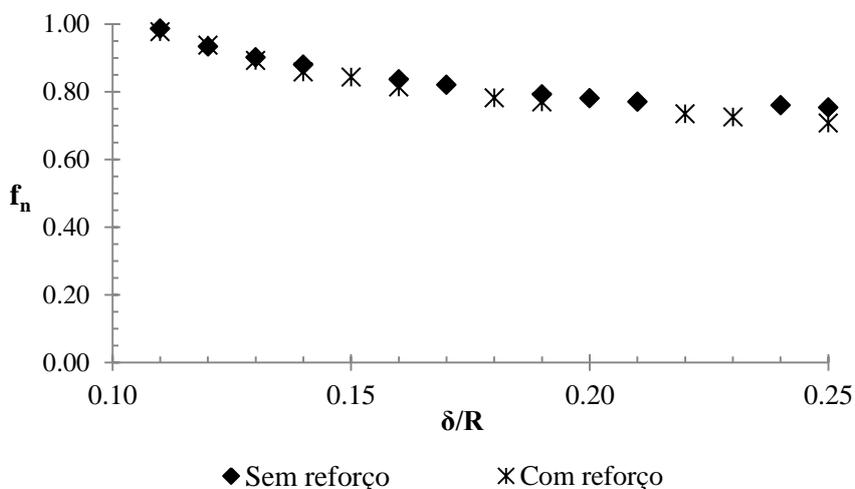


Figura 6.14 – Estradas com e sem reforço ensaiadas por Góngora (2011): coeficiente de fadiga (f_n) versus deslocamento normalizado (δ/R)

Um resumo dos valores obtidos para o expoente exp e para o fator de fadiga (f_n) nas vias ensaiadas por Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986) é apresentado nas Tabelas 6.6 e 6.7. São apresentados os valores máximos calculados em cada caso.

Tabela 6.6 – Resumo dos valores calculados de exp

Ensaio	exp	
	Reforçado	Não reforçado
Góngora (2011)	0,04	0,05
Antunes (2008)	0,07	0,1
S/R9100	0,25	0,11
S/R9125	0,14	0,10
R6125	0,071	-----

Tabela 6.7 – Resumo dos valores calculados para o fator de fadiga (f_n)

Ensaio	f_n	
	Reforçado	Não reforçado
Góngora (2011)	0,98	0,99
Antunes (2008)	0,92	0,95
S/R9100	0,85	0,87
S/R9125	0,89	0,99

Conclusões

As conclusões obtidas nessa dissertação são apresentadas em duas partes: conclusões das análises numéricas e conclusões da análise de solução para consideração de carregamentos cíclicos no dimensionamento de estradas não pavimentadas.

7.1 CONCLUSÕES DAS ANÁLISES NUMÉRICAS

Foram realizadas simulações numéricas de testes que avaliaram o comportamento de estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço quando submetidas a carregamentos monotônicos. A partir das simulações se estudaram as tensões mobilizadas no interior do geossintético e nas suas interfaces com os solos circundantes. Também foi analisado o efeito do reforço nas tensões verticais e cisalhantes geradas no interior do subleito das vias devido às solicitações em superfície. Finalmente foram comparadas as previsões de tensões obtidas nas modelagens computacionais com os resultados das medições realizadas durante os ensaios cíclicos executados no laboratório.

As análises numéricas mostraram uma distribuição similar das forças de tração nos geossintéticos empregados como reforço nos casos estudados, apresentando um máximo na borda da área carregada e diminuindo posteriormente até valores nulos. Nas interfaces do reforço foi possível observar uma diferença considerável entre as tensões cisalhantes mobilizadas, uma vez que no contato com o solo argiloso de subleito as tensões obtidas foram até 80% menores do que aquelas na face superior do geossintético.

A influência do reforço nas tensões verticais geradas na base das estradas não pavimentadas foi diferente em cada caso estudado. De forma geral, a magnitude das tensões na superfície do subleito diminuiu devido à presença do geossintético, mas com o aumento da profundidade, as tensões nos casos reforçados mostraram-se algumas vezes maiores e outras menores que as geradas nas configurações sem reforço. O efeito do geossintético nas tensões cisalhantes mobilizadas na superfície do subleito foi evidenciado de forma mais clara, obtendo-se para todos os casos estudados uma redução na magnitude de tais solicitações nas estradas em que foi inserido o reforço.

A diferença entre as tensões verticais calculadas numericamente e as tensões medidas nos ensaios mostrou a influência da natureza das cargas (cíclicas ou monotônicas) na geração desse tipo de solicitações no interior das estradas. Além das limitações do modelo numérico e da instrumentação empegada nos ensaios, os efeitos dinâmicos da carga, tais como fadiga dos materiais e quebra de grãos, podem ser também causa das discrepâncias encontradas entre os resultados comparados.

7.2 CONCLUSÕES DA ANÁLISE DA SOLUÇÃO PARA CONSIDERAÇÃO DE CARREGAMENTOS CÍCLICOS

Foram apresentadas diferentes análises da equivalência entre carregamentos estáticos e cíclicos, em vários tipos de estradas não pavimentadas com e sem reforço. As análises foram realizadas a partir da equação proposta por Jewell (1996) que relaciona os diferentes tipos de solicitações em função da variável *exp*. Foi calculada, para cada estrada usada nos ensaios experimentais que formaram o banco de dados do presente trabalho, a variação de *exp* com o aumento dos recalques superficiais e ajustou-se uma linha de tendência para os valores obtidos com o objetivo de obter uma expressão que permitisse conhecer em cada deslocamento, a magnitude apropriada de *exp*. Os valores de *exp* encontrados para as estradas ensaiadas no laboratório foram comparados àqueles propostos na literatura.

A partir das análises realizadas, encontrou-se que para todas as vias estudadas, independente das propriedades dos materiais usados na construção das mesmas ou do uso de reforço, o valor de *exp* variou com a magnitude dos deslocamentos superficiais.

A forma como *exp* variou com os recalques da estrada foi dependente das condições dos solos de aterro e subleito das vias. No caso das estruturas ensaiadas por Antunes (2008) e Góngora (2011), que foram construídas sobre subleitos não saturados e com resistências maiores do que a de materiais moles, a magnitude de *exp* cresceu na medida em que aumentaram os recalques superficiais, tanto para os casos reforçados quanto para as configurações sem reforço. Para as estradas empregadas por Fannin (1986), construídas sobre subleitos argilosos moles saturados, os valores de *exp* diminuíram com o aumento dos deslocamentos induzidos na superfície das vias. A principal causa dessa diferença entre tendências é resposta mecânica do solo de subleito, bem como possível influência da quebra dos grãos de aterro observada nos ensaios realizados por Antunes (2008) e Góngora (2011).

De forma geral, os valores de *exp* obtidos para as estradas com e sem reforço, foram menores que os sugeridos por Jewell (1996) para o dimensionamento desse tipo de vias.

As equações correspondentes às linhas de tendência que foram ajustadas, e que permitem estimar o valor de exp em função dos deslocamentos superficiais, precisam ser validadas com um maior número de resultados experimentais, antes de serem usadas em outros tipos de vias. A influência das condições dos solos de aterro e subleito, na variação de exp com o aumento dos recalques sugere que não é possível encontrar uma equação que possa ser aplicada a todas as estradas não pavimentadas, sendo mais de acordo com a realidade, a obtenção de várias expressões que possam ser associadas a diferentes classes de estradas, agrupadas segundo as propriedades dos materiais usados na sua construção.

7.3 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o objetivo de aperfeiçoar o conhecimento acerca do efeito da passagem de veículos sobre estradas não pavimentadas, com e sem reforço, são feitas as seguintes sugestões:

- Realizar modelos computacionais tridimensionais das estradas estudadas e comparar o efeito desse tipo de análise nos resultados.
- Executar mais ensaios com carregamento cíclico e monotônico sobre estradas não pavimentadas reforçadas e sem reforço, variando as propriedades dos solos e geossintéticos empregados.
- Realizar, junto com os ensaios sobre as estradas não pavimentadas, ensaios para avaliar as propriedades mecânicas da interface solo-reforço.
- Realizar ensaios cíclicos com diferentes frequências de aplicação de carga e ensaios monotônicos com distintas taxas de penetração, que permitam avaliar a influência de tais variáveis nos resultados obtidos e na equivalência entre solicitações.
- Desenvolver um modelo constitutivo que possa ser inserido nos programas comerciais de elementos finitos e permita representar o comportamento tenso-deformacional dos solos usados na construção de estradas não pavimentadas sob condições de carregamento dinâmico e simular a possibilidade de quebra de grãos do material de aterro.

Referências bibliográficas

- Antunes, L.G.S. (2008). Reforço de Pavimentos Rodoviários com Geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-166/8, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 158p.
- Araújo, G.L.S. (2004). Retroanálise de Encontros de Pontes reforçados sobre Solos Moles. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM.-125/04. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 134p.
- Baesso, D.P., Gonçalves, F.L. (2003). Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção. Der, Florianópolis, Brasil, 236 p.
- Barenberg, E.J. (1980). Design Procedure for Soil-Fabric-Aggregate Systems with Mirafi 500X Fabric. Report, University of Illinois, Urbana-Champaign, USA, 27p.
- Bueno, B.S., Vilar, O.M. (2004). Propriedades, ensaios e normas. Manual Brasileiro de Geossintéticos, J.C. Vertematti (coord.), Edgar Blucher Ltda, São Paulo, Brasil, pp. 27-62.
- Burd, H.J. (1986). A Large Displacement Finite Element Analysis of Reinforced Unpaved Road. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, Inglaterra, 218p.
- Brinkgreve, R.B.J., Vermeer, P.A. (2002). Plaxis version 8.0 – Finite Element Code for Soil and Rock Analysis. Rotterdam, Netherlands.
- Brocklehurst, C.J. (1993). Finite Element Studies of Reinforced and Unreinforced Two-Layer Soil Systems. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, Inglaterra, 241p.
- De Groot, M., Janse, E., Maagdenberg, T.A.C. & Van Den Berg, C. (1986). Design method and guidelines for geotextile application in road construction. Proceedings 3rd International Conference On Geotextiles, Viena, 3: 741-746.
- Eaton, R.A., Beaucham, R.E. (1992). Unsurfaced Road Maintenance Management. Special Report, US Army Corps of Engineers, United States of America, 71p.
- Fannin, R.J. (1986). Geogrid Reinforcement of Granular Layers on Soft Clay – a Study at Model and Full Scale. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, Inglaterra, 212p.

- Fannin, R.J & Sigurdsson, O. (1996). Field observations on stabilization of unpaved roads with geosynthetics. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122:544-553.
- Ferreira Jr., L.G.F. (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 G.DM-021A/95, Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 181p.
- Giroud, J.P., Noiray, J. (1981). Geotextile-reinforced unpaved road design. *Journal of geotechnical engineering division, ASCE*, 107: 1233-1254.
- Giroud, J.P., Han, J. (2004). Design method for Geogrid-reinforced unpaved roads. I. Development of design method. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (8): 775-786.
- Góngora, I.A.G. (2011). Utilização de Geossintéticos como Reforço de Estradas não Pavimentadas: Influência do Tipo de Reforço e do Material de Aterro. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-190/11, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86p.
- Guedes, S.B., Coutinho, R.Q., Da Fonseca, A.V. (2014). Método de dimensionamento da espessura do revestimento das estradas de terra. *Geotecnia*, 131: 113-134.
- Guimarães, R.C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de Mestrado, Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- Hausmann, M.R. (1987). Geotextiles for unpaved roads - A review of design procedures. *Geotextiles and Geomembranes*, 5(3): 201-233.
- Houlsby, G.T., Milligan, G.W.E., Jewell, R.A. Burd, H.J. (1989). A new approach to the design of unpaved roads-Part I. *Ground engineering*, 22 (3): 25-29.
- Houlsby, G.T. & Jewell, R.A. (1990). Design of reinforced unpaved roads for small rut depths. *Proceedings 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*. The Hague, ed. G. den Hoedt. A.A. Balkema, Rotterdam/Brookfield, 1: 171-176
- Hufenus, R., Rueegger, R., Banjac, R., Mayor, P., Springman, S.M., Bröniemann, R. (2006). Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextiles and Geomembranes*, 24 (1): 21-37.

- Jewell, R.A. (1996). Soil Reinforcement with Geotextiles. CIRIA Special Publication 123, Thomas Telford, UK, 332p.
- Koerner, R.M. (1994). Designing with Geosynthetics. Third edition. Prentice Hall Inc., New Jersey, 783 p.
- Love, J.P. (1984). Model Testing of Geogrids in Unpaved Roads. PhD Thesis, University of Oxford, Oxford, Inglaterra, 212p.
- Mendes, M.J. (2006). Comportamento Carga-Alongamento de Geotêxteis não Tecidos submetidos à tração confinada. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-146/06, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152p.
- Milligan, G.W.E., Jewell, R.A., Houlsby, G.T., Burd, H.J. (1990). A new approach to the design of unpaved roads – Part II. Ground engineering, 22(8): 37-42.
- 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, Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília. 60p.
- Perkins, S.W. (1999). Mechanical response of geosynthetic-reinforced flexible pavements. Geosynthetics International, 6 (5): 347-382.
- Perkins, S.W. (2000). Constitutive modeling of geosynthetics. Geotextiles and geomembranes, 18(5): 273-292.
- Perkins, S.W. (2001). Numerical modeling of geosynthetic reinforced flexible pavements. The State of Montana Department of Transportation, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, report No FHWA/MT-01-003/99160-2, USA, 97p.
- Pimentel, K.C.A. (2007). Estradas não Pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-042/07, Departamento de engenharia civil e ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 293p.
- Raumann, G. (1982). Geotextiles in unpaved roads: design considerations. Proc. 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, United States of America, 2: 417 - 422.
- Skorseth, K., Selim, A.A. (2000). Gravel Roads: Maintenance and Design Manual. Manual, Federal Highway administration, United States of America, 104p.

Teixeira, S.H.C. (2003). Estudo da Interação solo-geogrelha em testes de arrancamento e a sua aplicação na análise e dimensionamento de maciços reforçados. Tese de Doutorado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 218p.

Teixeira, C.F. (2006). Análise Numérica de Ensaio em Solo Reforçado com Geogrelha. Dissertação de Mestrado, PUC-Rio, Rio de Janeiro, RJ, 171p.

TWB, The World Bank. (2011). Roads, paved (% of total roads) [WWW Document]. URL <http://databank.worldbank.org/data/views/reports/tableview.aspx#>

Yu, Y., Damians, I.P., Bathurst, R.J. (2014). Influence of choice of FLAC and PLAXIS interface models on reinforced soil-structure interactions. Computers and Geotechnics, 65:164-174.

Resultados experimentais

A seguir são apresentadas as curvas deslocamento *versus* número de ciclos obtidas experimentalmente nos trabalhos de Góngora (2011), Antunes (2008) e Fannin (1986).

A.1 GÓNGORA (2011)

Na Figura A.1 é apresentada a curva deslocamento *versus* número de ciclos correspondente à estrada não pavimentada sem reforço, obtida por Góngora (2011).

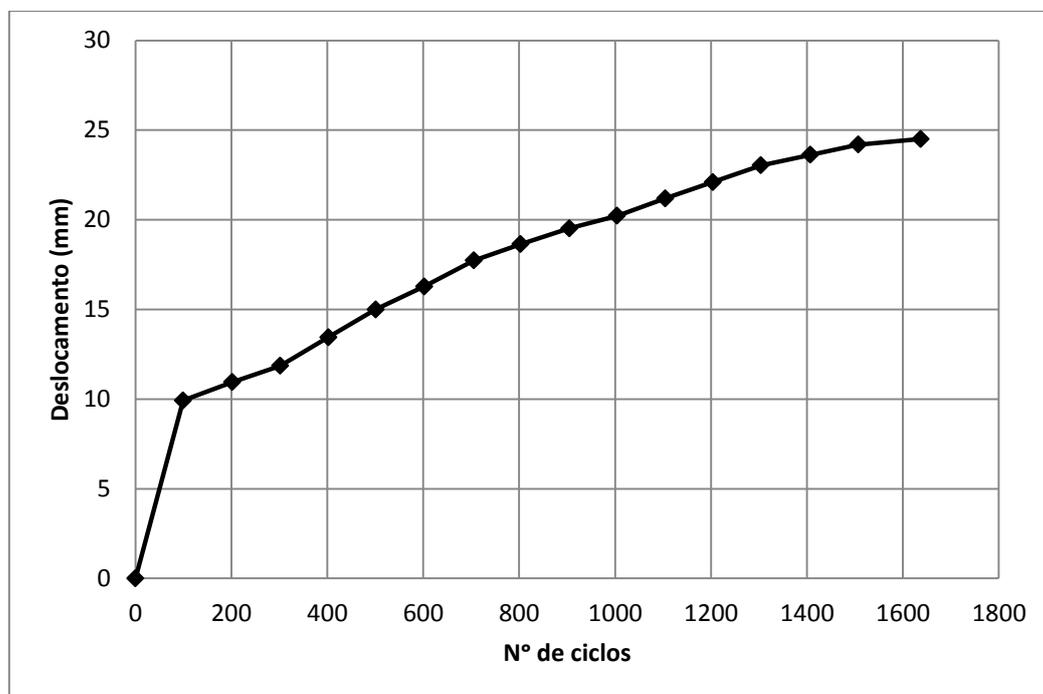


Figura A.1 – Estrada não reforçada: curva deslocamento *versus* número de ciclos (Góngora, 2011)

Na Figura A.2 é apresentada a curva deslocamento *versus* número de ciclos correspondente à estrada não pavimentada reforçada, obtida por Góngora (2011).

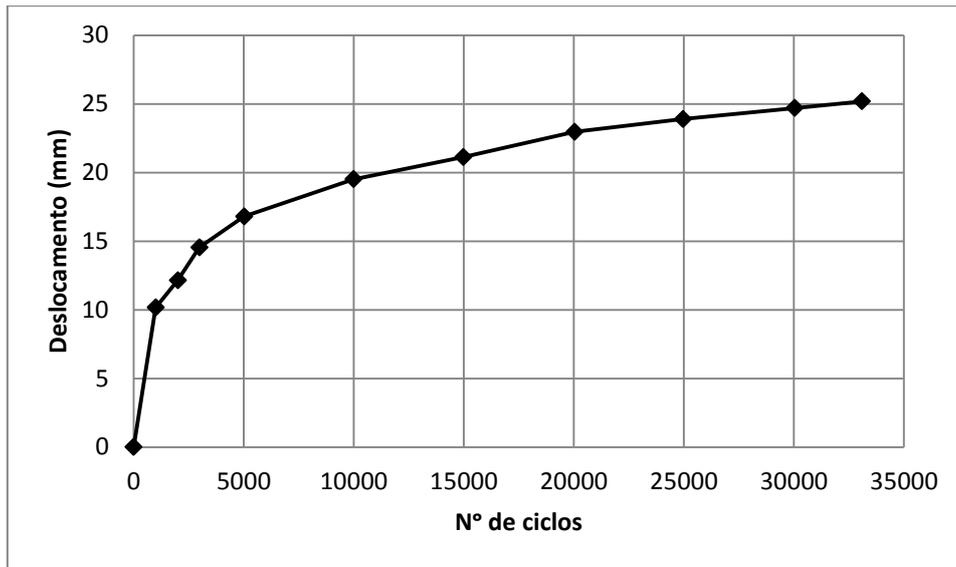


Figura A.2 – Estrada reforçada: curva deslocamento *versus* número de ciclos (Góngora, 2011)

A.2 ANTUNES (2008)

Na Figura A.3 apresenta-se a curva deslocamento *versus* número de ciclos obtida por Antunes (2008) para a estrada não pavimentada sem reforço.

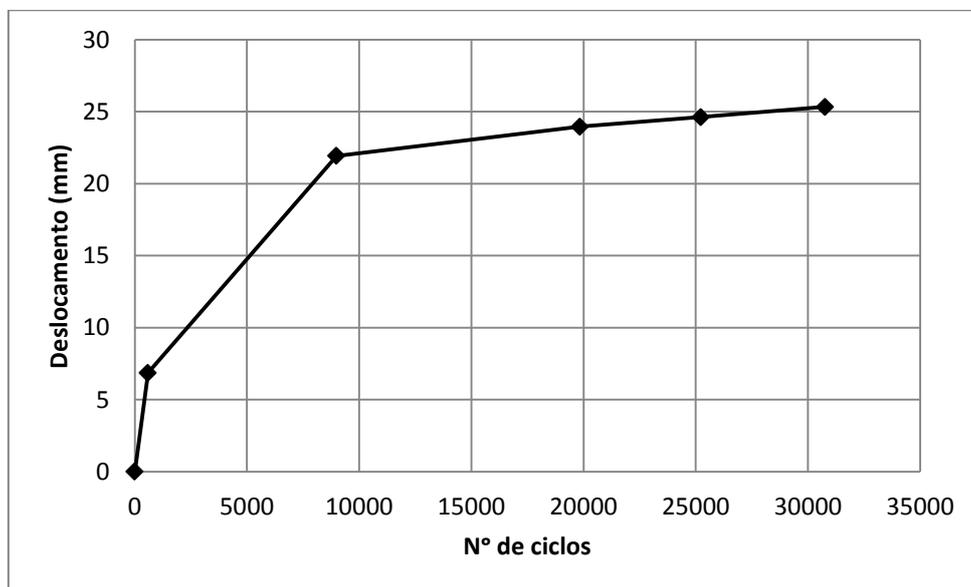


Figura A.3 – Estrada não reforçada: curva deslocamento *versus* número de ciclos Antunes (2008)

No caso da estrada não pavimentada reforçada, a curva deslocamento *versus* número de ciclos obtida por Antunes (2008) é apresentada na Figura A.4.

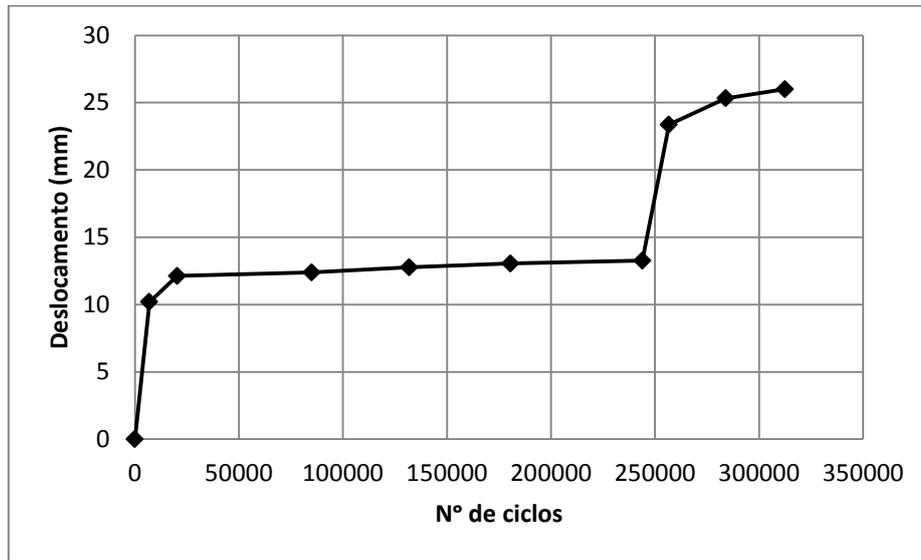


Figura A.4 – Estrada reforçada: curva deslocamento *versus* número de ciclos (Antunes, 2008)

Como mencionado no item 6.3, foi necessário modificar a curva deslocamento *versus* número de ciclos obtida experimentalmente para a estrada não pavimentada reforçada (Figura A.4) com o objetivo de excluir o efeito da quebra de grãos da resposta mecânica da via. A nova curva obtida e o ajuste linear realizado são apresentados na Figura A.5. A equação da linha de ajuste é apresentada na Equação A.1

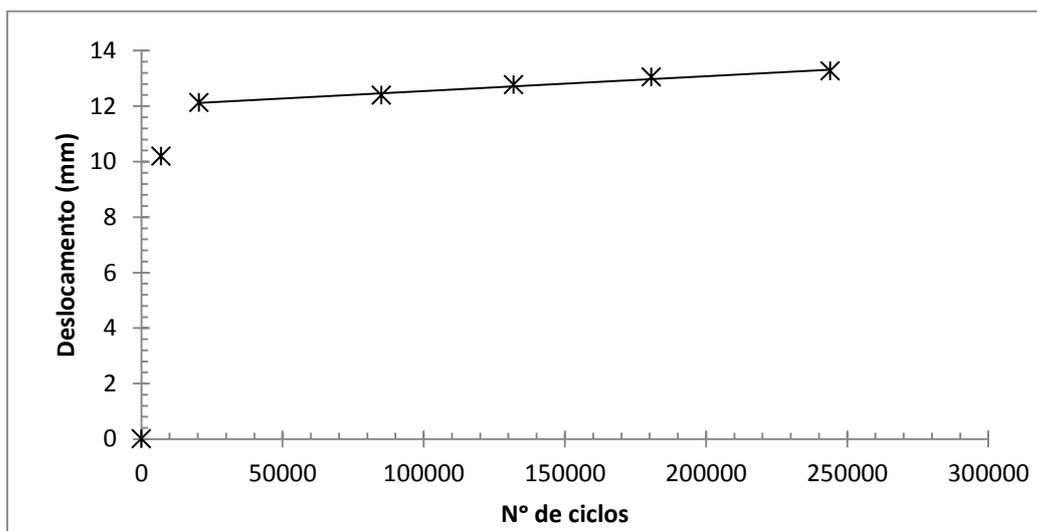


Figura A.5 – Estrada reforçada ensaiada por Antunes (2008): ajuste linear da curva deslocamento *versus* número de ciclos

$$\delta=5E-06N+12,01 \quad (A.1)$$

A.3 FANNIN (1986)

Nas Figuras A.10 e A.11 são apresentadas as curvas deslocamento *versus* número de ciclos obtidas experimentalmente por Fannin (1986) e que foram empregadas no desenvolvimento desta pesquisa. O código de referencia de cada estrada é igual ao apresentado na seção 3.4 deste trabalho.

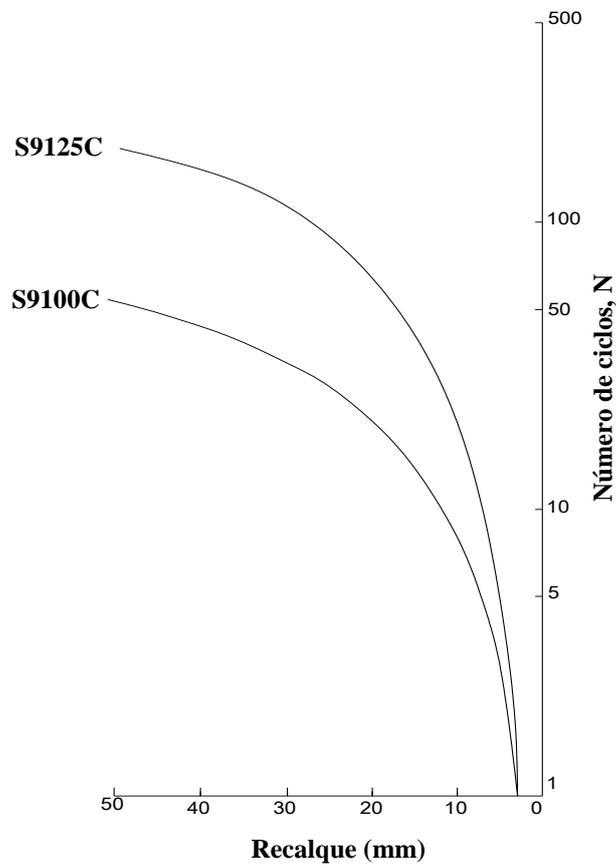


Figura A.6 – Curvas deslocamento *versus* número de ciclos correspondentes às estradas S9125C e S9100C

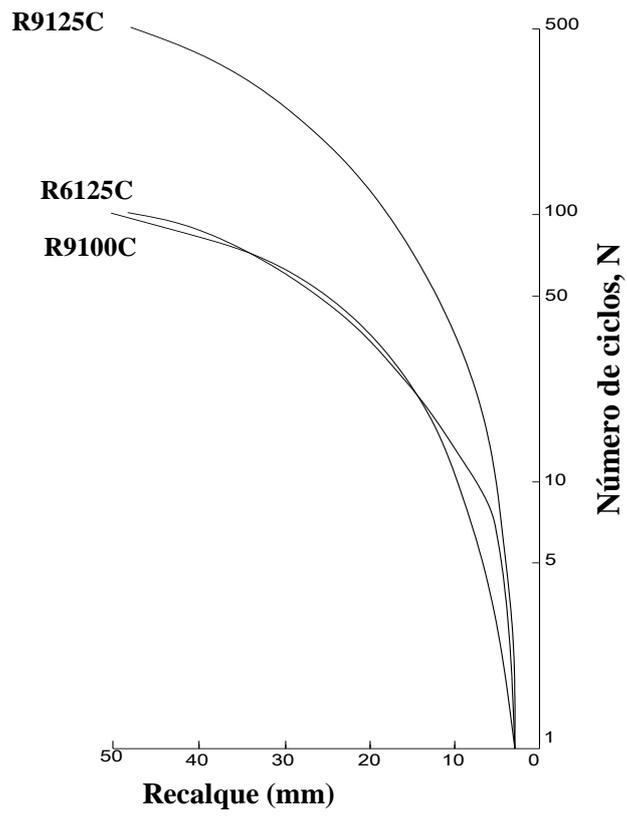


Figura A.7 – Curvas deslocamento *versus* número de ciclos correspondentes às estradas R9125C, R9100C e R6125C