

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

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO
DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM
GEOSSINTÉTICOS**

EWERTON CLAYTON ALVES DA FONSECA

ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-129/17

BRASÍLIA, DF: FEVEREIRO DE 2017.

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

**ESTUDO EXPERIMENTAL DO COMPORTAMENTO DE
ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM
GEOSSINTÉTICOS**

EWERTON CLAYTON ALVES DA FONSECA

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

APROVADA POR:

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

**RENATO PINTO DA CUNHA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

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

**FERNANDO HENRIQUE MARTINS PORTELINHA, D.Sc. (UFSCar)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**CARLOS MEDEIROS SILVA, D.Sc. (EMBRÉ – Engenharia Geotécnica)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 22 de FEVEREIRO de 2017.

FICHA CATALOGRÁFICA

FONSECA, EWERTON CLAYTON ALVES DA
Estudo Experimental do Comportamento de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos. Distrito Federal, 2017.
xxvii, 147 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2017).
Tese de Doutorado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia,
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

1. Estudo Experimental	2. Aterros Estaqueados Reforçados
3. Geossintéticos	4. Dano nos Elementos de Reforço
I. ENC/FT/UnB	II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

FONSECA, E.C.A. (2017). Estudo Experimental do Comportamento de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-129/17, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 147 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Ewerton Clayton Alves da Fonseca.

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Estudo Experimental do Comportamento de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos.

GRAU / ANO: Doutor / 2017

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

Ewerton Clayton Alves da Fonseca
Edifício Athenas. Rua Edmundo Mercer, 1014, Apartamento 404, Centro.
C.E.P.: 87.302-180 – Campo Mourão/PR – Brasil.
e-mail: ewertonfonseca@utfpr.edu.br

DEDICATÓRIA

Dedico este feito aos meus familiares, especialmente aos meus pais, Adilson Alves da Fonseca e Antônia Maria Alves da Fonseca (*in memoriam*), os quais, desde muito cedo, iniciaram minha preparação para a realização de meus sonhos. Certamente, sem a contribuição deles isto não seria possível.

AGRADECIMENTOS

Ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPG-UnB), por me proporcionar um bom ambiente e uma boa infraestrutura para desenvolver este trabalho;

À CAPES e ao CNPq pelo apoio financeiro;

Aos professores do PPG-UnB, especialmente ao meu orientador Ennio Marques Palmeira, pelo belo exemplo como cidadão, professor, engenheiro, pesquisador etc.. O agradeço também pela atenção, paciência, generosidade, gentileza, cooperação e outras tantas qualidades que contribuíram muito para o desenvolvimento desta tese;

Aos professores Renato Pinto da Cunha, Luiz Guilherme Rodrigues de Mello, Fernando Henrique Martins Portelinha e Carlos Medeiros Silva, por suas participações e contribuições em minha banca examinadora. Sem dúvidas, as recomendações dos senhores foram de grande valia para a melhoria deste trabalho. Além disto, agradeço também aos membros que compuseram minha banca de qualificação de doutorado: professores José Camapum de Carvalho e Gregório Luís Silva Araújo, da UnB;

Aos professores da Faculdade de Engenharia Civil (FEC) da Universidade Federal do Pará (UFPA), em especial aos professores Gérson Jacques Miranda dos Anjos e Alcebíades Negrão Macêdo, por confiarem no meu potencial acadêmico e profissional. Graças às cartas de recomendação dos senhores pude chegar aonde cheguei;

Aos técnicos do Laboratório de Processos de Fabricação do Departamento de Engenharia Mecânica da UnB, em especial aos senhores Artur e “Marcão”, pela confecção e manutenção de peças usadas durante a pesquisa;

Aos técnicos e parceiros do Laboratório de Geotecnia da UnB, Thiago, Jonas, Saimo, David, sr. João e sr. Adolfo, pela companhia, pelas conversas, ajudas e momentos de descontração do dia-a-dia;

À Huesker LTDA, em especial ao engenheiro André Estêvão Silva, por disponibilizar os geossintéticos convencionais utilizados nesta tese;

Ao colega Jorge Eliécer Campuzano Carmona, pela ajuda na etapa de projeto do sistema de reação do equipamento utilizado nesta tese;

Aos senhores Moacyr (serralheiro que construiu o sistema de reação do equipamento utilizado neste trabalho), Valderi (carpinteiro da Oficina de Apoio da UnB), Severino (técnico do Laboratório de Materiais de Construção da UnB), Pedro (técnico do Laboratório de Estruturas da UnB), João (“faz tudo” conhecido pelos colegas da Geotecnia da UnB) e Fernando (técnico

em Manutenção Elétrica da UnB) pelas valiosas ajudas. Vocês foram essenciais para a realização desta tese;

Ao colega Walter Mauricio Rojas Solarte, pela ajuda com a parte de aquisição de dados eletrônicos;

Aos colegas e divertidos amigos com os quais vivi em Brasília, DF. Agradeço, em especial, ao Marcus Tavares, Robinson Zuluaga, Tubal Matos, Ígor Fernandes, Marcelo Llano, Sylvia de Jesus, Paulo André Charbel, Nelson Sánchez, Nima Rostami, Bruno Lôbo e Julián García pelos diversos momentos de descontração e alegria. A convivência com cada um de vocês me fez aprender muito. Foram aprendizados que merecem ser levados para o resto de minha vida. Muito obrigado por tudo;

Aos colegas e amigos do Departamento Acadêmico de Construção Civil (DACOC) da Universidade Tecnológica Federal do Paraná, do Câmpus Campo Mourão (UTFPR-CM) pelo apoio e pela compreensão demonstrada ao longo da reta final desta tese;

Aos meus queridos tios, Jorge Alberto Neves de Assunção e Maria Regina Fonseca de Assunção, os quais me acolheram após o falecimento de meus pais. Há o “dedo” dos senhores nas minhas realizações pessoais e profissionais. De coração... Serei eternamente grato aos senhores por tudo que fizeram por mim. Os amo muito;

À minha querida irmã, Elaine Cristina Alves da Fonseca, pelas orações à distância, pelas cartas, mensagens, notícias, visitas, pelos gestos de carinho e amizade etc.. A agradeço também pela torcida e pelo incentivo demonstrado ao longo dos anos que estive distante de nossa família;

À minha querida prima, Cristiane Fonseca de Assunção, por disponibilizar seu “laptop” (recém-adquirido) para que eu o usasse durante os cursos de pós-graduação. Saiba que esta tese foi escrita a partir do “laptop” que você me deu. Atualmente, possuo outra máquina (mais moderna, é claro), mas confesso que gosto mais do “laptop” que você me deu;

À minha queridíssima esposa, Cristina Rose Oliveira Guimarães, pessoa espetacular, inspiradora e com tantas outras qualidades as quais não caberiam neste agradecimento. Aprendi, aprendo e, certamente, aprenderei muito mais com você a cada dia de nossas vidas juntos. A agradeço pelo incentivo, companheirismo, pela paciência, pelas demonstrações de carinho, amor e por todos os momentos ao meu lado. Você é linda em, definitivamente, todos os aspectos. Eu te amo muito, meu amor!

À família de minha esposa, em especial à minha sogra, Marlene da Glória Mendes de Oliveira, pela compreensão, generosidade e paciência durante os períodos que tive que ficar

no seu apartamento. Muito obrigado pelos momentos de cafezinhos com muita descontração e risadas;

À tia Cristina, simplesmente por ser a pessoa que é. Muito obrigado pelas conversas, almoços deliciosos e momentos de alegria. A admiro muito!

Finalmente, agradeço Àquele que, sem dúvida alguma, é e continuará a ser o mais importante em qualquer que seja o momento. Agradeço a Deus por esta vida, pelas famílias e pelos amigos que me cercam. Sou grato pela energia, pelas bênçãos, enfim... Por mais esta oportunidade aqui.

RESUMO

Os depósitos de solos encontrados em áreas da zona costeira do Brasil constituem planícies com perfis geotécnicos que apresentam elevado nível do lençol freático, baixa resistência e alta compressibilidade. Com o crescimento urbano, as áreas onde a espessura do depósito de argila mole pode atingir até 40 m estão sendo cada vez mais ocupadas. Neste cenário, rupturas por conta da baixa capacidade de suporte do solo mole de fundação e recalques excessivos são motivos de preocupação para os engenheiros. Além disto, custos elevados estão associados aos reparos a este tipo de obra. Existem várias técnicas que podem ser utilizadas para minimizar estes problemas, dentre as quais se destaca a solução denominada aterro estaqueado reforçado com geossintéticos, devido a aspectos relacionados a tempo, custo e considerável redução de recalques. Diversos pesquisadores têm estudado esta técnica com a finalidade de melhorar o entendimento sobre o comportamento mecânico desses aterros, seja por meio de instrumentação de obras, simulações numéricas ou ensaios de laboratório em modelos físicos. Entretanto, na literatura técnica sobre aterros reforçados sobre estacas, ainda há dúvidas relacionadas à distribuição de cargas e tensões verticais no interior do maciço terroso. Esta tese avalia, por meio de modelos 1g (escala 1:5) instrumentados, a transferência de cargas e tensões verticais em aterros estaqueados reforçados. Foram investigadas as forças verticais transferidas aos capitéis, as distribuições de tensões totais verticais no interior de aterros reforçados, os recalques máximos e as deformações médias dos reforços na base dos aterros, e o recalque da superfície dos mesmos. Adicionalmente, foram analisados possíveis danos mecânicos nos reforços em contato com capitéis, ou próximo deles. Aspectos referentes à precisão e acurácia de algumas metodologias desenvolvidas para projeto são apresentados e discutidos. Os resultados obtidos sugerem que o modelo físico idealizado nesta tese foi capaz de representar o comportamento de aterros reforçados sobre estacas, uma vez que a ocorrência do arqueamento foi identificada. Os valores de carga transferida aos capitéis e recalques máximos dos reforços na base dos aterros, medidos e previstos, apresentaram boas comparações. As deformações médias dos reforços, determinadas a partir dos ensaios em modelos, apresentaram-se elevadas para a maioria dos elementos empregados neste trabalho, possivelmente porque o solo de fundação não foi simulado. Dano mecânico, em decorrência da instalação do reforço diretamente sobre os capitéis, foi observado de forma mais intensa em um dos reforços empregados nesta pesquisa. O fator de redução de resistência deste reforço chegou a 57%.

ABSTRACT

Soil deposits along the Brazilian coast line are plains with geotechnical profiles that have a high water table level, low strength and high compressibility. With urban growth, areas where the thickness of the soft clay deposit can reach up to 40 m are becoming more and more occupied. In this scenario, failures due to the low bearing capacity of the foundation soft soil and excessive settlements are reasons for concern for the engineers. In addition, high costs are associated with repairs to this type of work. There are several techniques that can be used in this type of problem, including the solution called geosynthetic reinforced piled embankments, which has advantages such as time of construction, cost and considerable reduction of settlements. Several researchers have studied this technique with the purpose of improving the understanding of the mechanical behavior of these embankments, either by means of in situ instrumentation, numerical analysis or laboratory tests on physical models. However, in the technical literature on reinforced embankments on piles, there are still doubts related to the transfer of loads and stresses inside the soil masses. This thesis evaluates, through 1g (scale 1:5) instrumented models, the transfer of loads and vertical stresses in reinforced piled embankments. The forces transferred to the pile cap, the total vertical stress distributions inside the reinforced backfills, the maximum settlements and average strains in the reinforcements at the base of the embankments and the vertical deformation of the fill surface were investigated. In addition, possible mechanical damages in the reinforcements in contact with or near pile caps were analyzed. Aspects related to the precision and accuracy of some methodologies developed for design are also presented and discussed. The obtained results suggest that the physical model idealized in this thesis was able to represent the behavior of reinforced embankments on piles, once the occurrence of the arching was identified. The values of load transferred to the pile cap and maximum settlements of the reinforcements, measured and predicted, presented good comparisons. The average strains in the reinforcements, determined in the model tests, were high for most of the elements tested, possibly because the foundation soft soil was not simulated. Mechanical damage, due to the installation of the reinforcement directly on the pile cap, was observed more intensely in one of the reinforcements used in this research. The strength reduction factor of this reinforcement reached 57%.

ÍNDICE

FICHA CATALOGRÁFICA	iii
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	iii
CESSÃO DE DIREITOS.....	iii
DEDICATÓRIA	iv
AGRADECIMENTOS.....	v
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
ÍNDICE	x
ÍNDICE DE TABELAS	xiv
ÍNDICE DE FIGURAS.....	xvii
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	xxiv
1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	1
1.2. OBJETIVOS.....	4
1.2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	4
1.3. ESTRUTURA DA TESE	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS	6
2.2. EXPERIÊNCIAS ADQUIRIDAS SOBRE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS.....	8
2.3. REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS	10
2.3.1. GEOSSINTÉTICOS UTILIZADOS EM ATERROS ESTAQUEADOS	11
2.4. MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS	13
2.5. ESTUDOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS.....	16
2.6. MÉTODOS ANALÍTICOS PARA PROJETO DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS	18

2.6.1.	NORMA BRITÂNICA (BS 8006, 2010).....	18
2.6.2.	NORMA ALEMÃ (EBGEO, 2011).....	23
2.6.3.	MODELO DE ARCOS CONCÊNTRICOS (CA MODEL, 2013).....	25
2.6.4.	MODELO SIMPLIFICADO (SM, 2014).....	27
2.7.	FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS.....	28
2.7.1.	ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA).....	29
2.7.2.	RANKING DISTANCE (RD).....	31
3.	EQUIPAMENTOS, MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS.....	34
3.1.	INTRODUÇÃO.....	34
3.2.	ASPECTOS GERAIS.....	34
3.3.	MODELAGEM FÍSICA REDUZIDA IDEALIZADA.....	36
3.3.1.	DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO (1g) FÍSICO REDUZIDO.....	36
3.4.	MATERIAIS UTILIZADOS.....	39
3.4.1.	MATERIAL DE ATERRO.....	39
3.4.2.	REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS.....	41
3.5.	EQUIPAMENTO DE ESCALA REDUZIDA.....	44
3.5.1.	CAIXA DE ENSAIOS E ESTRUTURA DE REAÇÃO.....	44
3.5.2.	CAPITÉIS.....	45
3.5.3.	SISTEMA DE INTERFACE AR COMPRIMIDO-ÁGUA PARA A APLICAÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS MONOTÔNICAS.....	47
3.5.4.	INSTRUMENTAÇÃO.....	49
3.5.5.	SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	56
3.6.	PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS.....	57
4.	APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS.....	60
4.1.	INTRODUÇÃO.....	60
4.2.	RESULTADOS DE ENSAIOS PRELIMINARES.....	60
4.2.1.	CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL DE ATERRO.....	60

4.2.2.	PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES À TRAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO	64
4.3.	REPETIBILIDADE DOS DADOS OBTIDOS.....	66
4.3.1.	FORÇA (CARGA) VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL DOS MODELOS	66
4.3.2.	RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES.....	67
4.3.3.	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES TOTAIS VERTICAIS NO INTERIOR DO MACIÇO.....	68
4.4.	AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS EM MODELOS.....	72
4.4.1.	FORÇA (CARGA) VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL	72
4.4.2.	RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES.....	74
4.4.3.	DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES TOTAIS VERTICAIS SOBRE O CAPITEL CENTRAL	75
4.4.4.	DEFORMAÇÃO MÉDIA DOS ELEMENTOS DE REFORÇO	78
4.4.5.	RECALQUES DA SUPERFÍCIE DOS ATERROS.....	80
5.	COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS MEDIDOS NOS ENSAIOS E PREVISTOS POR MÉTODOS ANALÍTICOS	82
5.1.	FORÇA VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL	82
5.2.	RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES.....	85
5.3.	DEFORMAÇÃO MÉDIA DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES.....	90
5.4.	ANÁLISE ESTATÍSTICA RD	95
5.4.1.	AVALIAÇÃO DE PRECISÃO E ACURÁCIA DOS RESULTADOS OBTIDOS	96
6.	ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DANOS MECÂNICOS NOS REFORÇOS	104
6.1.	INTRODUÇÃO.....	104
6.2.	AVALIAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE DANOS MECÂNICOS NOS ELEMENTOS DE REFORÇO.....	107

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	116
7.1. CONCLUSÕES	116
7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	119
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	120
APÊNDICES.....	127
A. REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS PROCEDIMENTOS EMPREGADOS PARA A CALIBRAÇÃO DA CTT-05.....	128
B. CURVAS DE CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS GEOTÉCNICOS UTILIZADOS.....	133
C. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES TOTAIS VERTICAIS NO INTERIOR DO MACIÇO GRANULAR.....	136
D. AVALIAÇÃO DA PRECISÃO E ACURÁCIA POR MEIO DA FERRAMENTA ESTATÍSTICA "RANKING DISTANCE"	140

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1.1. Técnicas para melhoramento de solos moles (modificado – Almeida & Marques, 2011).....	2
Tabela 2.1. Alguns tipos de modelos em problemas geotécnicos (modificado – Gomes, 1993).	14
Tabela 2.2. Resumo das distintas interpretações/abordagens feitas para determinação de WT	21
Tabela 2.3. Escala de conservadorismo baseado na percentagem de valores de K < 1 (modificado – Orr & Cherubini, 2003).	33
Tabela 3.1. Fator escala ($x = 5$).....	37
Tabela 3.2. Comparações entre os parâmetros do modelo físico reduzido e do problema no campo empregados neste estudo.	38
Tabela 3.3. Principais características dos geossintéticos convencionais empregados neste estudo (materiais fornecidos pelo fabricante dos produtos).....	41
Tabela 3.4. Alturas mínimas de aterros estaqueados reforçados, segundo algumas normas vigentes.....	45
Tabela 3.5. Características geométricas dos capitéis adotados nesta pesquisa, em planta.	46
Tabela 3.6. Resumo dos reforços usados nos ensaios realizados.....	59
Tabela 4.1. Principais características do pedregulho usado.....	61
Tabela 4.2. Valores de ângulo de atrito secante correspondentes aos níveis de tensão vertical aplicados nos ensaios de cisalhamento direto.	64
Tabela 4.3. Propriedades e resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga dos elementos de reforço selecionados.....	64
Tabela 5.1. Características de dois casos históricos de aterros estaqueados instrumentados no campo.	95
Tabela 6.1. Resultados de resistência à tração faixa larga dos CPs de GGR 1 (direção MD).	106
Tabela 6.2. Resultados de resistência à tração faixa larga dos CPs de GGR 1 (direção CMD).	106
Tabela 6.3. Resultados da ANOVA para CPs de GGR 1 com diferentes dimensões (direção MD).....	107

Tabela 6.4. Resultados da ANOVA para CPs de GGR 1 com diferentes dimensões (direção CMD).	107
Tabela 6.5. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 1 (direção MD).	108
Tabela 6.6. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 2 (direção MD).	108
Tabela 6.7. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 3 (direção MD).	108
Tabela 6.8. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-C (direção MD).	108
Tabela 6.9. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-1 (direção MD).	108
Tabela 6.10. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-2 (direção MD).	108
Tabela 6.11. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 1 (direção CMD).	108
Tabela 6.12. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 2 (direção CMD).	109
Tabela 6.13. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 3 (direção CMD).	109
Tabela 6.14. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-C (direção CMD).	109
Tabela 6.15. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-1 (direção CMD).	109
Tabela 6.16. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-2 (direção CMD).	109
Tabela 6.17. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 1 (direção MD).	110
Tabela 6.18. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 2 (direção MD).	110
Tabela 6.19. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 3 (direção MD).	110
Tabela 6.20. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-C (direção MD).	111

Tabela 6.21. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-1 (direção MD).	111
Tabela 6.22. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-2 (direção MD).	111
Tabela 6.23. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 1 (direção CMD).	112
Tabela 6.24. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 2 (direção CMD).	112
Tabela 6.25. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 3 (direção CMD).	112
Tabela 6.26. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-C (direção CMD).	113
Tabela 6.27. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-1 (direção CMD).	113
Tabela 6.28. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-2 (direção CMD).	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1.1. Estrada pavimentada com recalques diferenciais significativos (Den Boogert, 2011).....	1
Figura 1.2. Ilustração das três parcelas de carga vertical (arqueamento do solo) em um aterro estaqueado reforçado com geossintético (modificado – van Eekelen & Bezuijen, 2008).	2
Figura 2.1. (a) Arqueamento total ou completo e (b) arqueamento parcial ou incompleto (modificado – van Eekelen <i>et al.</i> , 2003).	7
Figura 2.2. Efeito do arqueamento dos solos (modificado – Araújo, 2009).	8
Figura 2.3. Efeito do arqueamento de solo com 4,7% de umidade (Horgan & Sarsby, 2002). .	8
Figura 2.4. Exemplares de geossintéticos usados em aterros estaqueados reforçados. (a) geogrelhas (Palmeira, 2010) e (b) geotêxteis, não tecidos e tecidos (Den Boogert, 2011).....	11
Figura 2.5. Vista da base de um aterro estaqueado reforçado com geossintéticos (geogrelha e geotêxtil não tecido) (Dalen, 2008 citado por Den Boogert, 2011).	12
Figura 2.6. Vista da superfície do aterro. Ensaio com recalques diferenciais (Fagundes <i>et al.</i> , 2015).....	15
Figura 2.7. Considerações da geometria da distribuição de tensão vertical aplicada nos trechos de reforço geossintético entre capitéis adjacentes (Blanc <i>et al.</i> , 2014).....	17
Figura 2.8. Experimento de Marston & Anderson (1913).	19
Figura 2.9. Teoria do arqueamento de múltiplos arcos Zaeske (2001).	24
Figura 2.10. Idealização dos arcos concêntricos entre capitéis adjacentes (van Eekelen <i>et al.</i> , 2013).....	26
Figura 2.11. Processo de desenvolvimento dos arcos concêntricos. Visão 3D (van Eekelen <i>et al.</i> , 2013).	26
Figura 2.12. Valores de RD plotados com respeito à acurácia (média aritmética dos valores de K) e precisão (desvio padrão dos valores de K) (modificado – Orr & Cherubini, 2003).....	33
Figura 3.1. Equipamento, componentes e instrumentos utilizados nos ensaios (dimensões em metro): (a) seção transversal no centro da caixa de ensaios; (b) corte horizontal representativo da vista superior no nível imediatamente acima das bases dos aterros experimentais. Os números 01 a 05, no interior do aterro, correspondem às células de tensão total (CTTs) utilizadas.....	35
Figura 3.2. Geometria, em planta, idealizada para a simulação de aterros reforçados sobre estacas (dimensões em metro).....	36

Figura 3.3. Ilustração do esquema de fixação dos elementos de reforço.	39
Figura 3.4. Frações de pedregulho retidas nas peneiras. (a) 12,5 mm; (b) 9,5 mm; (c) 6,3 mm; (d) 4,8 mm; (e) 2,4 mm e (f) 2,0 mm.	40
Figura 3.5. Visão geral do equipamento de médio porte para realização de ensaios de cisalhamento direto (Chrusciak, 2013).	40
Figura 3.6. Materiais usados para simular geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.	42
Figura 3.7. Prensa <i>EMIC</i> empregada para realização dos ensaios de resistência à tração faixa larga nos elementos de reforço.	43
Figura 3.8. Capitéis construídos. (a) etapa final da construção dos capitéis de borda; (b) etapa final da construção dos capitéis centrais, com e sem superfície abaulada.	46
Figura 3.9. Caixa de ensaios simplesmente apoiada nos capitéis de borda.	47
Figura 3.10. Sistema de interface ar comprimido-água para aplicação de tensões verticais monotônicas.	48
Figura 3.11. Bolsa de borracha confeccionada para aplicação de tensões verticais monotônicas uniformemente distribuída. (a) vista geral e (b) detalhe de fixação.	49
Figura 3.12. Tanque empregado para armazenar água sob pressão. (a) visão geral; (b) vista superior.	49
Figura 3.13. Régua usada para medir os recalques da superfície dos aterros granulares.	50
Figura 3.14. LVDT utilizado nos ensaios.	52
Figura 3.15. Procedimento usado para a calibração dos LVDTs. (a) visão geral; (b) detalhe dos instrumentos.	52
Figura 3.16. Célula de carga utilizada nos ensaios.	53
Figura 3.17. Prensa <i>Dinateste</i> empregada para a calibração da célula de carga.	53
Figura 3.18. Células de tensão total utilizadas nos ensaios.	54
Figura 3.19. Conjunto de elementos empregados para a calibração das células de tensão total. (a) interface ar comprimido-água e (b) caixa rígida utilizada para a calibração das CTTs.	54
Figura 3.20. Fração de pedregulho passante na peneira de abertura da malha igual a 2,0 mm.	56
Figura 3.21. Sistema de aquisição de dados. (a) <i>Spider 8</i> e (b) componentes de informática utilizados nos ensaios.	57
Figura 3.22. Visão geral do ensaio 2 em andamento: aquisição de dados.	59

Figura 3.23. Visão geral do ensaio 2 em andamento: alimentação de água sob pressão.	59
Figura 4.1. Distribuição granulométrica do pedregulho usado.	61
Figura 4.2. Força cisalhante versus deslocamento horizontal.	62
Figura 4.3. Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.	63
Figura 4.4. Envoltória (curva) de resistência/ruptura do pedregulho.	63
Figura 4.5. Resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga (direção MD) dos materiais selecionados para simular reforços geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.	65
Figura 4.6. Resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga (direção CMD) dos materiais selecionados para simular reforços geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.	65
Figura 4.7. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo – Força vertical transferida ao capitel central.	66
Figura 4.8. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo. Recalque máximo da GGR na direção MD.	67
Figura 4.9. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo. Recalque máximo da GGR na direção CMD.	67
Figura 4.10. Perfis das tensões totais verticais no interior do aterro granular (GGR 2).	68
Figura 4.11. Perfis das tensões totais verticais no interior do aterro granular (GGR 3).	69
Figura 4.12. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 1)...	70
Figura 4.13. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 2)...	70
Figura 4.14. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 3)...	71
Figura 4.15. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-C)...	71
Figura 4.16. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-1)...	71
Figura 4.17. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-2)...	72
Figura 4.18. Cargas verticais transferidas ao capitel central, medidas nos ensaios em modelo.	72
Figura 4.19. Base (de concreto simples) da célula de carga esmagada. Aterro reforçado com a GGR 1. (a) vista frontal; (b) vista superior.	73
Figura 4.20. Variação do recalque máximo dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes (direção MD).	74

Figura 4.21. Variação do recalque máximo dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes (direção CMD).	75
Figura 4.22. Tensões totais verticais medidas pela CTT-02, no nível dos reforços. Medidas efetuadas no meio do vão livre entre capitéis adjacentes com a CTT sobre os reforços.	76
Figura 4.23. Tensões totais verticais medidas pela CTT-04, no nível a 0,15 m acima das bases dos aterros instrumentados, na projeção vertical do ponto no meio do vão livre entre capitéis adjacentes.	76
Figura 4.24. Tensões totais verticais medidas pela CTT-05 nas bases dos aterros instrumentados. Medidas efetuadas imediatamente sobre o capitel central dos modelos.	77
Figura 4.25. Comparação entre tensões totais verticais transferidas ao capitel central, obtidas a partir de célula de carga e células de tensão total.	77
Figura 4.26. Variação das deformações médias dos reforços em função da altura de aterro (MD).	79
Figura 4.27. Variação das deformações médias dos reforços em função da altura de aterro (CMD).	79
Figura 4.28. Recalques medidos na superfície dos aterros (direção MD).	80
Figura 4.29. Recalques medidos na superfície dos aterros (direção CMD).	80
Figura 5.1. Previsão da força (carga) vertical transferida ao capitel a partir dos métodos analíticos avaliados.	82
Figura 5.2. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GGR 1, GGR 2 e GGR 3).	83
Figura 5.3. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-C).	84
Figura 5.4. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-1).	84
Figura 5.5. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-2).	85
Figura 5.6. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 1 entre capitéis adjacentes (direção MD).	85
Figura 5.7. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 2 entre capitéis adjacentes (direção MD).	86
Figura 5.8. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção MD).	86

Figura 5.9. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção MD).....	87
Figura 5.10. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção MD).....	87
Figura 5.11. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção MD).....	87
Figura 5.12. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	88
Figura 5.13. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	88
Figura 5.14. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	88
Figura 5.15. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	89
Figura 5.16. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	89
Figura 5.17. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	89
Figura 5.18. Variação da deformação média do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção MD).....	90
Figura 5.19. Variação da deformação média do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	90
Figura 5.20. Variação da deformação média do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção MD).....	91
Figura 5.21. Variação da deformação média do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	91
Figura 5.22. Variação da deformação média do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção MD).....	92
Figura 5.23. Variação da deformação média do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	92
Figura 5.24. Variação da deformação média do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção MD).....	93
Figura 5.25. Variação da deformação média do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).....	93

Figura 5.26. Comparação entre deformações médias (direção MD).....	94
Figura 5.27. Comparação entre deformações médias (direção CMD).....	94
Figura 5.28. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).....	96
Figura 5.29. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).....	97
Figura 5.30. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).....	97
Figura 5.31. Valores de RD a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).....	98
Figura 5.32. Análise dos métodos de projeto por meio do RD (carga vertical transferida ao capitel).....	98
Figura 5.33. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).....	99
Figura 5.34. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).....	99
Figura 5.35. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).....	100
Figura 5.36. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).....	100
Figura 5.37. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).	101
Figura 5.38. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).....	101
Figura 5.39. Valores de RD a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).....	102
Figura 5.40. Valores de RD a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).	102
Figura 5.41. Comparação dos métodos de projeto para resultados de recalque máximo entre capitéis adjacentes a partir da análise RD (direção MD).....	103
Figura 5.42. Comparação dos métodos de projeto para resultados de recalque máximo entre capitéis adjacentes a partir da análise RD (direção CMD).	103
Figura 6.1. Amostra do elemento de reforço GTX-C (pós-ensaio).....	104

Figura 6.2. Amostra do elemento de reforço GTX-2 (pós-ensaio).	104
Figura 6.3. Configuração de coleta de CPs da amostra GTX-2 usada como elemento de reforço (pós-ensaio).....	105
Figura 6.4. CPs coletados da amostra do elemento de reforço GTX-2, com danos mecânicos visíveis.....	105
Figura 6.5. Configuração de coleta de CPs da amostra GGR 2 usada como elemento de reforço (pós-ensaio em modelo).....	114

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

%	porcentagem
$(1 - E)$ fundação	proporção de carga vertical do aterro transferida ao solo de fundação
<	menor do que
\leq	menor ou igual a
>	maior do que
\geq	maior ou igual a
\approx	aproximadamente igual a
°	grau
1g	1 gravidade
2D	bidimensional
3D	tridimensional
a	largura do capitel (assumindo-se capitel quadrado)
A	parcela de carga vertical transferida diretamente ao capitel
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de Variância
A_p	área do capitel, em planta
a_{tubo}	diâmetro do tubo
b	metade do vão livre entre capitéis adjacentes
B	parcela de carga vertical sobre o reforço geossintético
BS 8006	“British Standard 8006” – Método Britânico Original
BS 8006-H&R (2010)	previsão da norma britânica por meio da solução de Hewlett & Randolph (1988), feita de acordo com as recomendações da BS 8006 (2010)
BS 8006-H&R (2012)	previsão da norma britânica por meio da solução de Hewlett & Randolph (1988), feita de acordo com as recomendações da BS 8006 (2012)
C	parcela de carga vertical transferida ao solo de fundação
CA Model	“Concentric Arches Model” – Modelo de Arcos Concêntricos
C_c	coeficiente de arqueamento
c_c	coeficiente de curvatura
CMD	“Cross Machine Direction”
CPs/CP	corpos de prova/ corpo de prova
CTT-01	Célula de Tensão Total 01
CTT-02	Célula de Tensão Total 02
CTT-03	Célula de Tensão Total 03
CTT-04	Célula de Tensão Total 04
CTT-05	Célula de Tensão Total 05
CTTs/CTT	Células de Tensão Total/ Célula de Tensão Total
c_u	coeficiente de uniformidade
CUR 226	“Design Guideline for Basal Reinforced Piled Embankment Systems” – Método Holandês
d	diâmetro da estaca
D	diâmetro das CTTs
d_0	diâmetro equivalente do maior grão presente no material de aterro que envolve as CTTs
D_{10}	diâmetro efetivo dos grãos de pedregulho
D_{30}	diâmetro para o qual 30%, em massa, dos diâmetros equivalentes dos grãos passantes são menores do que aquele diâmetro

D_{50}	diâmetro médio dos grãos de pedregulho
D_{60}	diâmetro para o qual 60%, em massa, dos diâmetros equivalentes dos grãos passantes são menores do que aquele diâmetro
d_{eq}	diâmetro equivalente do capitel quadrado
E	eficiência do arqueamento
EBGEO	“German Recommendations for Geosynthetic Reinforced Earth Structures” – Método Alemão
E_{crown}	eficiência do arqueamento na coroa do arco
ε_{max}	deformação máxima do reforço
e_{max}	índice de vazios máximo
e_{min}	índice de vazios mínimo
E_{min}	valor mínimo de eficiência
E_{pile}	eficiência do arqueamento no capitel
F	Valor F da <i>Distribuição de Fisher</i>
φ'_k	ângulo de atrito efetivo característico
F_c	Valor F crítico da <i>Distribuição de Fisher</i>
φ_{sec}	ângulo de atrito secante
g	aceleração da gravidade
γ	peso específico do material de aterro
$\gamma \cdot H$	tensão vertical média na base do aterro devida ao peso próprio do material de aterro
g/m^2	grama por metro quadrado (unidade de gramatura dos geotêxteis)
$\gamma_{d,ens}$	peso específico aparente seco nos ensaios
$\gamma_{d,max}$	peso específico aparente seco máximo
$\gamma_{d,min}$	peso específico aparente seco mínimo
GGR 1	geogrelha usada no ensaio 01
GGR 2	geogrelha usada no ensaio 02
GGR 3	geogrelha usada no ensaio 03
GGRs/GGR	geogrelhas/ geogrelha
GP	pedregulho malgraduado
G_s	densidade relativa média das partículas sólidas do solo
GTX-1	geotêxtil “não convencional” usado no ensaio 05 (tela de tapeçaria)
GTX-2	geotêxtil “não convencional” usado no ensaio 06 (tela de mosquito)
GTX-C	geotêxtil convencional usado no ensaio 04
GTXs/GTX	geotêxteis/ geotêxtil
H&R	modelo de Hewlett & Randolph (1988)
H	altura de aterro
H_0	hipótese nula da ANOVA
H_1	hipótese alternativa da ANOVA
H_c	altura crítica do aterro
$H_{min,BS 8006}$	altura mínima da camada de transferência de carga, segundo a BS 8006
$H_{min,EBGEO}$	altura mínima da camada de transferência de carga, segundo a EBGEO
J	módulo de rigidez à tração do geossintético
$J_{5\%}$	módulo de rigidez à tração do geossintético a 5% de deformação

K	fator de tendência da análise RD
k	módulo de reação do subsolo
km	quilômetro
kN	quilonewton
kPa	quilopascal
LTDA	limitada
LVDTs/LVDT	“Linear Variable Differential Transformer” – Transdutor de
deslocamento linear	
μ	média aritmética
m	metro
$\mu(K)$	média aritmética dos valores de K
μ_1	média da população 1
μ_2	média da população 2
MD	“Machine Direction”
μ_i	média da população i
min.	minuto
μ_j	média da população j
mm	milímetro
μ_N	média das N populações
N	número de amostras
n	número de valores calculados
N.A.	não se aplica ao produto
N.I.	não informado pelo fabricante do produto
p	sobrecarga na superfície do aterro
p'_c	parcela de tensão vertical transferida diretamente ao capitel
$p'_{c,tubo}$	parcela de tensão vertical transferida diretamente ao tubo
p'_r	parcela de tensão vertical transferida ao reforço geossintético
PVC	polivinil clorido
Q_{calc}	conjunto de valores calculados
Q_{med}	conjunto dos valores medidos
R	fator de redução da resistência à tração dos reforços
RD	“Ranking Distance”
RI	“Ranking Index”
σ	desvio padrão
s	espaçamento centro a centro de capitéis adjacentes, em planta
$\sigma(K)$	desvio padrão dos valores de K
σ'_v	tensão vertical média ($\gamma \cdot H$) na base do aterro
σ_{aplic}	tensão vertical aplicada nos ensaios de cisalhamento direto
σ_{cor}	tensão vertical corrigida nos ensaios de cisalhamento direto,
segundo Palmeira (2009)	
s_d	espaçamento entre os eixos longitudinais de estacas não
adjacentes (na diagonal)	
SENAC	“Serviço Nacional de Aprendizagem Comercial”
SESC	“Serviço Social do Comércio”
SM	“Modelo Simplificado”
σ_{med}	tensão total vertical medida pelas CTTs
SRR	“Stress Reduction Ratio”
σ_{sup}	tensão total vertical aplicada na superfície dos aterros
SUCS	Sistema Unificado para Classificação de Solos

s_x na direção longitudinal	espaçamento entre os eixos longitudinais de estacas adjacentes
s_y na direção transversal	espaçamento entre os eixos longitudinais de estacas adjacentes
T	força de tração, por metro, no reforço
τ	tensão cisalhante
TI	Triangular Invertida (tensão vertical distribuída sobre o reforço)
$T_{max\ CP-D}$ danificados	força de tração máxima, por metro, no reforço, em CPs
$T_{max\ CP-G}$	força de tração máxima, por metro, no reforço, em CPs grandes
$T_{max\ CP-P}$ pequenos	força de tração máxima, por metro, no reforço, em CPs
$T_{max\ CP-V}$	força de tração máxima, por metro, no reforço, em CPs virgens
T_{max}	força de tração máxima, por metro, no reforço
UD reforço)	Uniformemente Distribuída (tensão vertical distribuída sobre o
UnB	Universidade de Brasília
SQD	Variabilidade Dentro da População
SQE	Variabilidade Entre Populações
W_T adjacentes	carga vertical, por metro, atuante no reforço entre capitéis
x	fator escala
z	elevação do reforço em relação ao nível do capitel

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

Cerca da metade da população brasileira vive em uma faixa de 100 km ao longo da zona costeira do país, onde portos e indústrias também estão concentrados. Os depósitos de solos encontrados em áreas de cidades localizadas nesta zona podem consistir de planícies, com perfis geotécnicos que apresentam nível d'água elevado, baixa resistência e elevada compressibilidade. Com o crescente desenvolvimento urbano, estas áreas estão sendo cada vez mais ocupadas, onde os depósitos de argila mole podem chegar a espessuras de até 40 m. Neste cenário, rupturas por conta da baixa capacidade de suporte dos depósitos de argila mole e recalques excessivos são motivos de preocupação para os engenheiros geotécnicos. Quando há ocorrência de recalques diferenciais significativos após a construção, danos são causados às estruturas, os quais podem resultar em elevados custos de manutenção. A Figura 1.1 mostra um exemplo de grandes recalques diferenciais ocorridos em uma estrada construída sobre solo mole ou muito mole.



Figura 1.1. Estrada pavimentada com recalques diferenciais significativos (Den Boogert, 2011).

Quando uma faixa de rodovia ou ferrovia tem que ser construída sobre solo mole, este, em geral, deve ser melhorado. A Tabela 1.1 apresenta algumas técnicas desenvolvidas e que podem ser empregadas para o melhoramento desse tipo de solo. Devido às limitações de tempo e incertezas relacionadas a parâmetros da argila mole, muitas vezes não é econômico permitir que este material adquira rigidez e resistência por meio do processo de adensamento, ainda que drenos verticais e sobrecargas sejam utilizados. Uma das possíveis soluções para este problema é a técnica conhecida como aterros reforçados suportados por estacas ou aterros estaqueados reforçados. A Figura 1.2 ilustra o mecanismo de transferência de cargas e tensões

verticais no interior de um aterro estaqueado reforçado com geossintéticos. O objetivo principal desta técnica é que a maior parte da carga seja transferida através das estacas para uma camada competente, em profundidade.

Tabela 1.1. Técnicas para melhoramento de solos moles (modificado – Almeida & Marques, 2011).

<i>Técnica</i>	<i>Comentários</i>
Remoção do solo mole	Limitada para depósitos rasos; O impacto ambiental e as construções vizinhas são as principais preocupações.
Sobrecarga no aterro	Geralmente é associada a drenos verticais; Útil para minimizar recalques secundários; Pode ser aplicada sem drenos verticais, em caso de depósitos rasos.
Construção em estágios	Usada principalmente com drenos verticais; Necessita de cuidadoso projeto e controle; Desfavorável para cronogramas curtos.
Drenos verticais	Usados para acelerar recalques; Há muita experiência acumulada.
Adensamento a vácuo	Pode substituir a sobrecarga no aterro; Deslocamentos horizontais menores do que a sobrecarga padrão; Ainda não aplicado no Brasil.
<i>Aterros estaqueados com geossintéticos</i>	<i>Favorável para cronogramas curtos; Podem apresentar diferentes arranjos e materiais; Baixo custo se comparado com outras alternativas.</i>
Colunas granulares	Pode ser encamisada com geotêxtil ou não; Aceleração de recalques devido à drenagem natural através das colunas granulares; Geogrelhas são frequentemente colocadas sobre as estacas granulares.
Aterros com materiais leves	Favorável para cronogramas curtos; Apresenta custo elevado; O uso desta técnica cresceu recentemente.
Bermas de equilíbrio	Comumente adotada; Geralmente associada a uso de reforços.
Aterro reforçado	Requer cuidadoso projeto, a fim de assegurar a correta mobilização das forças de tração no reforço.

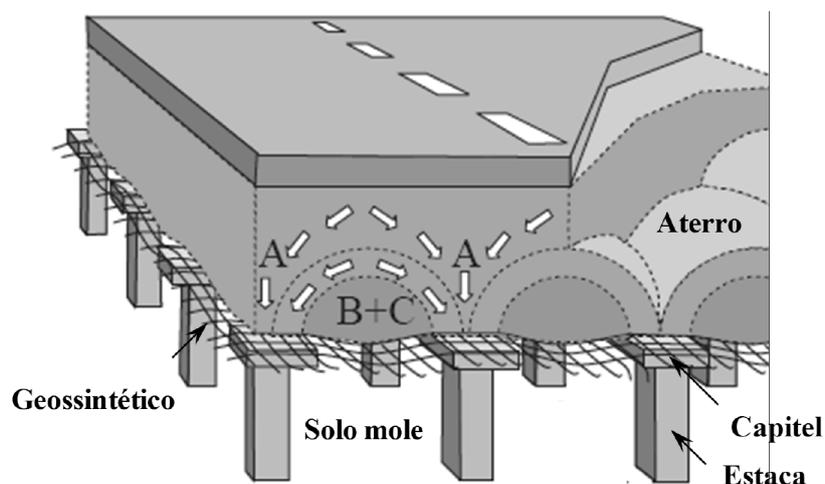


Figura 1.2. Ilustração das três parcelas de carga vertical (arqueamento do solo) em um aterro estaqueado reforçado com geossintético (modificado – van Eekelen & Bezuijen, 2008).

Esta técnica de construção é cada vez mais interessante para a redução de recalques, de tempo de construção e de custos de obras sobre solos moles (Aslam, 2008). A redução de recalques, em alguns casos, resulta em baixos custos de manutenção. Outra vantagem é que essa solução impede movimentos horizontais do subsolo. A consequência disto é que a solução pode ser construída nas proximidades de construções sensíveis, tais como: dutos, fundações de obras civis, estradas, dentre outras (Den Boogert, 2011).

Diversos trabalhos técnicos referentes a aterros sobre estacas podem ser encontrados na literatura científica a partir da década de 1970. Formulações teóricas foram desenvolvidas na busca de um dimensionamento para este tipo de técnica como, por exemplo, Hewlett & Randolph (1988), Low *et al.* (1994), Ehrlich (2001) (citado por Sales, 2002) e van Eekelen (2015). Métodos de dimensionamento considerando-se reforços geossintéticos entre as estacas e o aterro são apresentados por John (1987), Jones *et al.* (1990), BS 8006 (2010) e EBGEO (2011), por exemplo. Estudos comparativos entre métodos de dimensionamento e resultados obtidos por meio de simulações numéricas foram realizados por Horgan & Sarsby (2002), Sales (2002) e Naughton & Kempton (2005), por exemplo. Vários casos de aterros estaqueados reforçados, em escala real, foram monitorados e são apresentados por Bergado *et al.* (2002), Almeida *et al.* (2007), Almeida *et al.* (2008), Chen *et al.* (2010), Briançon & Simon (2012). Estudos relacionados ao melhor entendimento do fenômeno de arqueamento do solo em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos foram feitos por Le Hello & Villard (2009), Ellis & Aslam (2009a e b), Eskisar *et al.* (2012), dentre outros.

A fim de obter uma melhor compreensão do comportamento mecânico de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos e validar a teoria, alguns ensaios em modelos têm sido realizados (van Eekelen & Bezuijen, 2012). Nestes ensaios, diferentes tipos de geossintéticos e diferentes quantidades de camadas de reforço foram empregados. As três parcelas de carga vertical (A, B e C, mostradas na Figura 1.2) e os recalques do reforço, na base do aterro, geralmente são focos de estudo. Van Eekelen *et al.* (2011) destacaram a influência do subsolo, do aterro e do reforço no comportamento dessa solução de engenharia.

Entretanto, na literatura científica sobre aterros reforçados sobre estacas, ainda há dúvidas relacionadas à distribuição de cargas e tensões verticais no interior do maciço terroso. Além disto, investigações quantitativas relacionadas ao dano sofrido pelos elementos de reforço em contato com capitéis ou nas proximidades dos mesmos são escassas.

1.2. OBJETIVOS

Este trabalho investiga a transferência de cargas e tensões verticais em aterros reforçados sobre estacas a partir de resultados de ensaios realizados em modelos. Para isto, um equipamento de grande porte foi especialmente projetado, construído e montado no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília (UnB), a fim de simular o comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos.

1.2.1. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Validar a modelagem idealizada para este estudo, por meio de comparações entre medições realizadas nos ensaios em modelos e previsões de métodos de cálculo, os quais podem ser encontrados na literatura técnica sobre o assunto;
- Avaliar a influência da rigidez à tração dos elementos utilizados como reforço geossintético no desempenho de aterros suportados por estacas;
- Investigar as tensões e deformações em estruturas de aterro estaqueado reforçado com geossintéticos;
- Avaliar a ocorrência de dano mecânico em diferentes elementos utilizados como reforço geossintético, em contato com os capitéis, ou próximo a estes, na base dos aterros estaqueados simulados.

1.3. ESTRUTURA DA TESE

Esta tese está dividida em sete capítulos. Descrições sucintas de cada capítulo são apresentadas a seguir, de modo a sintetizar as principais abordagens dos mesmos.

O capítulo 1 apresenta as considerações preliminares da natureza do tema desta tese, de forma a destacar os motivos que levaram ao desenvolvimento deste trabalho, assim como ressaltar a importância do estudo de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Adicionalmente, o capítulo descreve os principais objetivos desta pesquisa, além de sintetizar o conteúdo abordado em cada capítulo.

O capítulo 2 sintetiza a literatura técnica sobre os temas abordados nesta tese, os quais são considerados importantes para o entendimento do assunto. Neste capítulo, são feitos comentários sobre a técnica de reforço de solos, as experiências adquiridas em aterros estaqueados reforçados, os elementos de reforço geossintéticos comumente empregados neste tipo de solução de engenharia, algumas simulações de aterros reforçados sobre estacas,

algumas metodologias de projeto destinadas ao dimensionamento dessas estruturas, além de uma básica abordagem sobre modelagem física reduzida e sobre as ferramentas estatísticas selecionadas para auxiliar nas análises dos resultados obtidos a partir da avaliação experimental realizada neste trabalho.

No capítulo 3 são apresentados, inicialmente, aspectos gerais sobre a forma que os aterros reforçados sobre estacas foram simulados nesta pesquisa. Em seguida, são descritos os equipamentos, materiais e métodos empregados para a realização deste trabalho, além dos procedimentos usados para a execução dos ensaios.

Os resultados obtidos neste trabalho experimental são apresentados, analisados e discutidos nos capítulos 4, 5 e 6. O capítulo 4 abrange, inicialmente, os resultados referentes ao material de aterro e aos elementos empregados como reforço. Em seguida, este capítulo trata dos resultados obtidos nos ensaios em modelos, realizados no laboratório. No capítulo 5 são discutidas as comparações entre os valores medidos a partir dos ensaios realizados nesta tese e os valores calculados por meio de algumas metodologias destinadas ao projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, disponíveis na literatura técnica sobre o tema. No capítulo 6, relatos são feitos sobre ocorrência ou não de danos mecânicos nos distintos elementos de reforço empregados neste estudo, quando em contato com os capitéis ou nas proximidades dos mesmos.

As conclusões desta pesquisa juntamente com as sugestões para pesquisas futuras são apresentadas no capítulo 7. Apêndices no fim do trabalho também são apresentados.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão descritos, de forma sucinta, alguns tópicos considerados mais relevantes para o entendimento e desenvolvimento deste trabalho de pesquisa, os quais foram selecionados a partir de consultas à literatura técnica referente ao tema.

2.1. ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

Cada vez mais se torna necessário executar obras civis sobre terrenos que eram considerados, inicialmente, inadequados para garantir o suporte das mesmas. Neste contexto, aterros sobre solos moles têm sido largamente empregados. Dentre inúmeras metodologias usualmente empregadas (Tabela 1.1), destaca-se a solução técnica denominada aterro estaqueado reforçado com geossintético, a qual se trata de uma alternativa tecnicamente interessante, visto que reduz recalques significativos além de proporcionar vantagens ambientais, já que os solos locais não são removidos nem têm sua composição natural alterada (Mello & Bilfinger, 2004). Adicionalmente, esta solução pode ser construída mais rapidamente, se comparada com outras soluções técnicas, porque não há necessidade de aguardar ou manipular a dissipação dos acréscimos de poropressão, eventualmente gerados em outras soluções para a construção de aterros sobre solos moles.

Aterros estaqueados são estruturas mistas que combinam uma solução de terraplanagem convencional – o aterro propriamente dito – com uma solução típica de fundação profunda, as estacas. Seu uso tem como objetivo eliminar recalques excessivos, já que as estacas são responsáveis pela transferência de tensões e cargas do aterro (ou, pelo menos, uma parcela considerável delas) para a camada de solo competente, localizada em profundidade. Assim sendo, os recalques excessivos que, em geral, ocorreriam se o aterro estivesse apoiado diretamente sobre o solo mole, não ocorrerão. Além disso, há garantia de estabilidade, pois aterros apoiados diretamente sobre solos de baixa capacidade de suporte podem romper (Mello & Bilfinger, 2004).

Esta solução é geralmente empregada associada a uma camada de reforço na base do aterro sobre os capitéis das estacas. A depender do tipo de estaca, a distância entre os seus eixos longitudinais pode variar de 1 a 4 m. A camada de transferência de cargas/tensões (onde ocorre o mecanismo de arqueamento do solo) é, em geral, construído com material granular. Além disso, uma ou mais camadas de reforço podem ser usadas na sua base. Uma das etapas fundamentais para projeto é a abordagem do fenômeno de arqueamento do material de preenchimento do aterro (van Eekelen *et al.*, 2008).

O arqueamento é o fenômeno que ocorre nos solos (especialmente em solos granulares) onde a tensão vertical se redistribui, e se concentra, com maior intensidade, nas zonas adjacentes com maior rigidez (Figura 2.1). No caso de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, isto significa que a maior parcela da carga vertical é transferida diretamente para as estacas. A parcela da carga vertical que não é transferida para as estacas, é absorvida, parte pelo reforço e parte pelo solo mole (van Eekelen *et al.*, 2003).

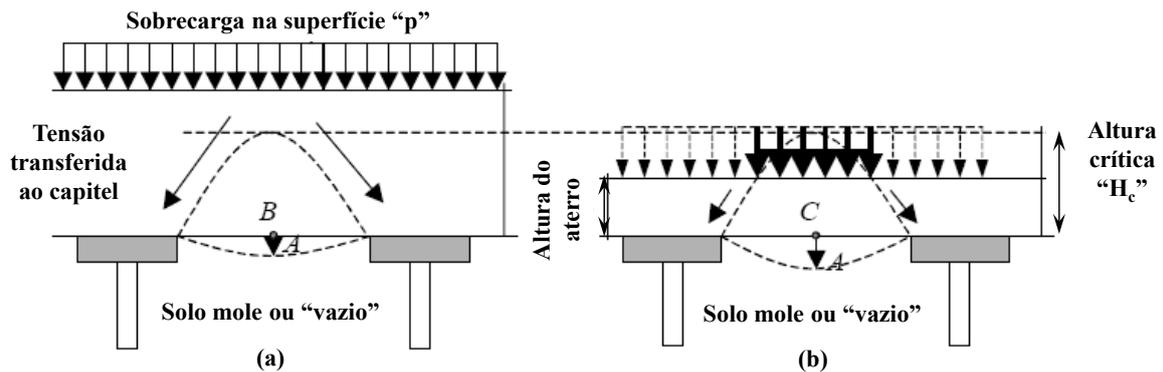


Figura 2.1. (a) Arqueamento total ou completo e (b) arqueamento parcial ou incompleto (modificado – van Eekelen *et al.*, 2003).

As Figuras 2.1 (a) e (b) ilustram o princípio de arqueamento do solo. A tensão vertical no ponto *A* é menor do que $(\gamma \cdot H + p)$. O “peso” do solo e a sobrecarga na superfície do aterro, apresentados na figura acima, são transferidos diretamente para as estacas, exceto o “peso” do solo nas regiões *B* e *C*, e parte da sobrecarga superficial (em negrito) sobre a região *C*. O “peso” do solo, correspondente à área sob o “arco” (regiões *B* e *C*), é transferido para o subsolo, ou pode ser transferido, em parte, aos capitéis por meio do reforço geossintético. Em aterros estaqueados, geralmente geogrelhas são aplicadas para este propósito, porém existem obras em que geotêxteis foram utilizados (Tencate, 2010).

Análises de arqueamento dos solos são feitas há muito tempo. Terzaghi (1936) avaliou este fenômeno por meio de uma caixa com um alçapão em sua parte inferior, de modo que o mesmo podia ser rebaixado. Uma balança foi adaptada ao alçapão, de forma a medir a carga vertical atuante neste. Ao preencher a caixa com areia e, após isto, rebaixar o alçapão, foi notado que a carga vertical medida pela balança diminuía, já que tensões cisalhantes ao longo das linhas *ac* e *bd* (Figura 2.2) foram geradas, devido à movimentação do prisma de areia sobre o alçapão.

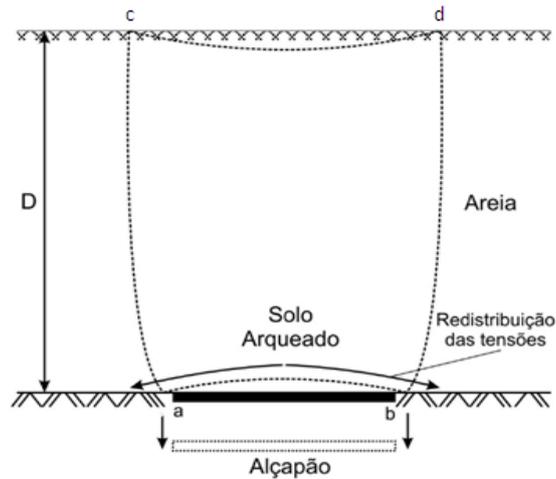


Figura 2.2. Efeito do arqueamento dos solos (modificado – Araújo, 2009).

A Figura 2.3 evidencia o efeito do arqueamento do solo após a remoção do fundo da caixa de ensaios, verificado por Horgan & Sarsby (2002). Isto mostra que o fenômeno de arqueamento proporciona ao solo, a partir de certa altura, suporte por meio dos apoios laterais (estacas/capitéis), a depender da geometria dos elementos em questão.



Figura 2.3. Efeito do arqueamento de solo com 4,7% de umidade (Horgan & Sarsby, 2002).

2.2. EXPERIÊNCIAS ADQUIRIDAS SOBRE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS

Alguns métodos de projeto (por exemplo, Kempfert *et al.* 1997) levam em consideração a reação do solo sob a geogrelha. Todavia, esta reação não deve ser considerada para solos moles muito compressíveis, uma vez que, neste caso, a geogrelha pode perder o contato (suporte) com o mesmo.

Almeida & Marques (2011) avaliaram o desempenho de aterros estaqueados instrumentados construídos na cidade do Rio de Janeiro, Brasil, e uma série de lições foram aprendidas. O uso

de uma camada de areia com espessura ($z \leq 0,15 \text{ m}$ – EBGEO, 2011) sobre os capitéis é prática comum para a instalação do reforço geossintético, a fim de minimizar os altos níveis de tensão na geogrelha em contato com as bordas “afiadas” dos capitéis. Devido aos capitéis serem ásperos, geralmente um pedaço de geotêxtil não tecido é utilizado, entre os capitéis e a camada de geogrelha, a fim de minimizar a abrasão que ocorre entre estes elementos. Os autores afirmam também que um vazio abaixo da geogrelha pode ser esperado, em longo prazo, como consequência dos processos de adensamento, primário e secundário, da argila mole ou muito mole. Neste caso, a instalação de uma camada de geotêxtil, acima ou abaixo da geogrelha, pode ser um benefício adicional, de modo a minimizar a perda de material de aterro através das aberturas da geogrelha.

Os capitéis podem ser enterrados na plataforma de trabalho ou localizados na sua superfície. Almeida *et al.* (2008) compararam as duas alternativas em um caso de obra. Os resultados mostraram que capitéis enterrados na plataforma de trabalho são preferíveis, uma vez que, assim, podem ser evitados danos mecânicos na geogrelha, desde que um cuidadoso acabamento dos capitéis seja feito.

Spotti (2006) realizou investigação experimental (no campo) de um aterro estruturado com estacas, no terreno das Sedes Nacionais do SESC e SENAC (Rio de Janeiro, Brasil). As avaliações foram realizadas em uma área experimental com uso de capitéis quadrados (arranjo 3D padrão) e em forma de viga (arranjo 2D). Os espaçamentos entre capitéis adjacentes variaram, assim como a consideração do suporte do solo de fundação (configuração escavada e não escavada). Os resultados apresentados pelo autor mostram que os principais recalques foram causados pela plataforma de trabalho (aterro de conquista) e que estes, durante o monitoramento, atingiram valores entre 0,10 a 0,24 m (Almeida *et al.*, 2008).

Chen *et al.* (2008) realizaram uma série de ensaios em modelo 2D para investigar o arqueamento do solo em aterros estaqueados com e sem reforços geossintéticos, e compararam seus resultados com vários métodos de projeto correntes. Os autores mostraram que, embora as relações de similitude entre o modelo físico e o problema no campo não serem consideradas de forma rigorosa, os resultados obtidos foram úteis para uma melhor compreensão do fenômeno de arqueamento do solo em aterros estaqueados.

Van Eekelen *et al.* (2010) afirmaram, de acordo com experiências adquiridas por meio de simulações de aterros estaqueados reforçados em modelos reduzidos, que sobrecargas dinâmicas aplicadas na superfície do aterro podem “perturbar” o arqueamento do solo, de

modo a transferir maior parcela de carga vertical para o reforço geossintético e, assim, prejudicar o desempenho do sistema.

O material de preenchimento da camada de transferência de cargas/tensões do aterro deve apresentar alto ângulo de atrito. As normas disponíveis para projetos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, tais como a BS 8006 (2010) e EBGEO (2011) recomendam que material granular seja usado como preenchimento desta camada. Nestes materiais, o fenômeno de arqueamento se desenvolve de forma mais eficiente, além de poder ser melhorado por meio do aumento da altura do aterro ou aplicação de sobrecargas. Além do ângulo de atrito e da altura do aterro, o comportamento drenado do material de preenchimento é importante para a prevenção da geração de excesso de poropressões no aterro (Den Boogert, 2011). Este autor afirma ainda que, em modelos reduzidos, o material a ser utilizado como aterro deve possuir diâmetro dos grãos da ordem de 20 a 40 vezes menor que o diâmetro equivalente do capitel quadrado, d_{eq} , a fim de se obter um padrão de deformação compatível com a condição de campo.

2.3. REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS

A técnica de reforço de solos com geossintéticos consiste em inserir elementos resistentes à tração nos solos. A associação do solo com o reforço resulta em um material composto com características de resistência e deformabilidade aprimoradas. Segundo Palmeira (2010), os geossintéticos são materiais que têm considerável aplicação em obras de engenharia civil, particularmente nas geotécnicas e nas de proteção ambiental, especialmente em construções pesadas. São materiais de construção relativamente novos, principalmente quando comparados com os demais produtos tradicionalmente empregados, como o aço e o concreto.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), na NBR ISO 10318 (2013), define geossintético como “produto no qual ao menos um de seus componentes é produzido a partir de um polímero sintético ou natural. Apresenta-se na forma de manta, tira ou estrutura tridimensional, utilizado em contato com o solo e outros materiais, em aplicações de engenharia geotécnica e civil”. Estes materiais, por vezes, podem proporcionar alternativas mais baratas (em longo prazo) e de fácil execução, quando comparadas com as soluções tradicionais. Por isto, há quatro décadas passaram do “status” de tecnologia incipiente ao de tecnologia de ponta com larga aceitação e demanda crescente. Em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, uma ou mais camada de reforço pode ser utilizada na base do aterro.

Segundo a norma holandesa (CUR 226, 2010), citada por Den Boogert (2011), o reforço pode ser do tipo uniaxial ou biaxial. O material é dito uniaxial quando sua resistência na direção longitudinal (direção de fabricação) é muito maior do que na direção transversal (direção perpendicular à direção de fabricação), enquanto para material dito biaxial, as resistências em ambas as direções são aproximadamente iguais. As aplicações destes tipos de materiais dependem da resistência necessária para projeto. Acima de certa resistência (cerca de 100 kN/m) pode ser mais econômico empregar duas camadas de material uniaxial, uma sobre a outra, de modo que a direção de maior resistência de cada camada forme 90° entre si (CUR 226, 2010).

Diferentes tipos de reforços geossintéticos encontram-se disponíveis no mercado como, por exemplo, as geogrelhas e os geotêxteis, tecido e não tecido, conforme mostrado na Figura 2.4 (a) e (b). O tipo de material e o processo de fabricação influenciam nas propriedades destes materiais.

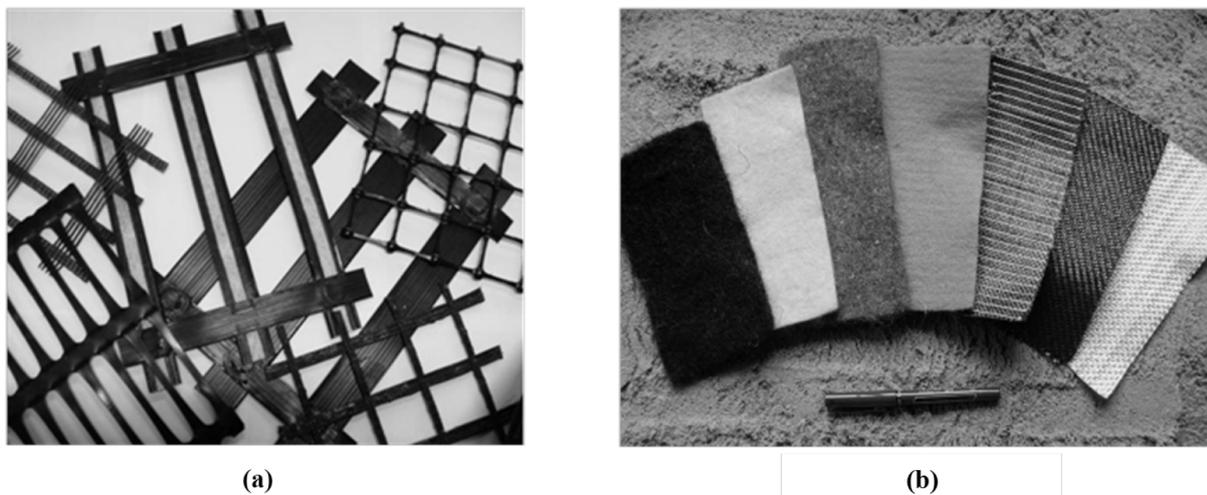


Figura 2.4. Exemplos de geossintéticos usados em aterros estaqueados reforçados. (a) geogrelhas (Palmeira, 2010) e (b) geotêxteis, não tecidos e tecidos (Den Boogert, 2011).

2.3.1. GEOSINTÉTICOS UTILIZADOS EM ATERROS ESTAQUEADOS

Camadas de geossintéticos podem ser combinadas às estacas com capitéis na base de aterros (Figura 2.5). Neste caso, as estacas transferem as cargas e tensões do aterro para uma camada de solo competente, localizada sob o depósito de solo mole, de modo a reduzir os recalques devido ao processo de adensamento deste depósito e, conseqüentemente, da superfície do aterro. Este tipo de solução é de interesse não apenas para problemas de aterros sobre depósitos de argila mole, mas também para aterros construídos sobre solos colapsíveis. Este é o caso de algumas regiões brasileiras, onde recalques bruscos (colapso do solo) podem

ocorrer devido à combinação de acréscimo de tensão e umedecimento da camada de solo colapsível. A ordem de grandeza do colapso pode atingir até 15% da espessura da camada (Sá *et al.*, 2001). A presença de camadas de reforço pode proporcionar melhor distribuição das cargas e tensões para as estacas e reduzir as tensões transmitidas ao solo mole, se um mecanismo efetivo de arqueamento for mobilizado no interior da camada de transferência do aterro (Sá *et al.*, 2001).



Figura 2.5. Vista da base de um aterro estaqueado reforçado com geossintéticos (geogrelha e geotêxtil não tecido) (Dalen, 2008 citado por Den Boogert, 2011).

O uso de reforços geossintéticos na base de aterros estaqueados melhora o seu desempenho, já que permite otimizar a altura de aterro e os espaçamentos entre as estacas, além de reduzir ou até mesmo eliminar a necessidade de se utilizar capitéis, os quais normalmente são empregados. O uso dessa alternativa de solução, especificamente em encontros de pontes ou viadutos permite minimizar os recalques diferenciais entre o aterro de aproximação e a obra de arte especial, de modo a proporcionar maior segurança e conforto aos usuários. Como elementos de reforço, em geral, são utilizados geogrelhas, geotêxteis e geocompostos resistentes, desde que atendidos os requisitos de resistência e de deformabilidade de longo prazo, definidos nas normas vigentes. A inserção do geossintético no solo ajuda a obter um material composto mais resistente e menos deformável do que o solo isolado (Mello & Bilfinger, 2004).

Os geotêxteis tecidos e as geogrelhas são os materiais mais utilizados como elementos de reforço em aterros. Tais obras caracterizam-se pelo lançamento e compactação do material granular (camada de transferência de cargas/tensões) juntamente com as camadas de

geossintéticos, para garantir a maior estabilidade do aterro. Os geotêxteis tipicamente interagem com o solo em contato por atrito, ao passo que as geogrelhas interagem por atrito e por ancoragem de seus membros transversais (Palmeira, 2010). As deformações dos elementos de reforço decorrentes de carregamentos devem ser monitoradas. A norma BS 8006 (2010) recomenda que as deformações no reforço não devem ultrapassar 6% no momento da construção e 2% durante a vida útil da obra.

2.4. MODELOS FÍSICOS REDUZIDOS

Obras instrumentadas e monitoradas adequadamente constituem alternativas importantes no estudo de problemas da engenharia geotécnica (Spotti, 2006). Entretanto, estas alternativas têm como limitações o custo excessivo dos instrumentos geotécnicos e a maior dificuldade de garantir que os materiais envolvidos durante o processo construtivo possuam os parâmetros requeridos, bem como estabelecer as condições de contorno do problema. Neste sentido, a utilização de modelagem física, apesar de também ter suas limitações, apresenta algumas vantagens interessantes (custo baixo, se comparada com obra no campo) para avaliar os mecanismos e fenômenos que ocorrem em obras geotécnicas, os quais ainda não são bem assimilados pela comunidade científica.

Lanz (1992) afirma que, em geral, os modelos físicos submetidos a campos gravitacionais apresentam como principais limitações: i) dificuldade, ou até mesmo impossibilidade de modelar alguns tipos de materiais; ii) baixos níveis de tensões são utilizados, o que pode dificultar a obtenção de alguns parâmetros dos materiais envolvidos (ângulo de atrito do solo, por exemplo); iii) influência do contorno do equipamento nos resultados dos ensaios (atrito nas paredes da caixa de ensaios, por exemplo).

Estudos de campo têm o importante benefício de considerar os parâmetros naturais do solo, bem como a variabilidade destes. Já a modelagem física reduzida permite o melhor monitoramento dos eventos e das condições do solo, de modo a fornecer medições mais detalhadas do comportamento em estudo (White, 2008).

Com a modelagem física reduzida, busca-se simular comportamentos reais por meio de sistemas “semelhantes”, com dimensões reduzidas. Segundo Gomes (1993), este tipo de modelagem se divide em:

- Modelagem física em condições normais de gravidade, com simples redução das dimensões geométricas do protótipo (abordagem convencional em modelos geotécnicos);
- Modelos bidimensionais com roletes cilíndricos;
- Modelos sob gradientes hidráulicos elevados;
- Modelos bidimensionais baseados em um atrito de base;
- Modelagem em queda livre ou em plano inclinado;
- Modelos em centrífugas.

A Tabela 2.1 apresenta os princípios básicos e os tipos de modelos físicos passíveis de aplicação a problemas geotécnicos, em função da natureza das grandezas envolvidas, dos objetivos específicos e da infraestrutura disponível.

Tabela 2.1. Alguns tipos de modelos em problemas geotécnicos (modificado – Gomes, 1993).

<i>Classe</i>	<i>Tipos de modelos</i>	<i>Princípios básicos</i>
I	Modelos absolutos ou de similitude completa	Simulação plena de todas as grandezas intervenientes no fenômeno analisado.
II	Modelos relativos ou de similitude restrita	Simulação apenas das grandezas mais relevantes ao fenômeno analisado.
III	Modelos distorcidos	Simulação obtida por meio da adoção de diferentes fatores de escalas para grandezas de mesma base dimensional.
IV	Modelos analógicos	Simulação obtida por meio da correlação entre fenômenos qualitativamente distintos, mas regidos por equações de mesma estrutura formal.

Reproduções de obras de engenharia, ou de partes delas, mediante escala reduzida, têm sido efetuadas ao longo dos séculos, com a finalidade de compreender melhor os comportamentos das mesmas. De acordo com Guimarães (1999), Galileu Galilei foi pioneiro na análise dimensional ao demonstrar que o aumento das dimensões de corpos sólidos contribui para que se tornem cada vez menos resistentes, independente de defeitos nos materiais. Estendendo-se este raciocínio para construções com solos, surgem duas dificuldades principais para efetuar as análises em modelos físicos reduzidos: i) a rigidez dos elementos estruturais em contato com o solo é elevada e ii) os fenômenos que ocorrem no interior da massa de solo (arqueamento do solo, por exemplo).

Por meio de ensaios em centrífugas, ao se aplicar a aceleração, o estado de tensões no modelo pode ser compatibilizado com o do protótipo. Por outro lado, o custo deste tipo de

equipamento e as exigências de simulação criam especializações bastante restritas. Portanto, para o desenvolvimento deste trabalho, foram idealizados modelos físicos sob gravidade simples (1g, sendo g a aceleração da gravidade).

Harroun (1940) apresentou estágios sucessivos de ruptura em um talude construído com gelatina, a partir de um modelo físico reduzido desenvolvido para simular o mecanismo que rege fenômenos que ocorrem nas argilas. O autor usou a técnica da similaridade dos materiais, substituindo argila por gelatina. O contato gelatina-vidro foi lubrificado com vaselina. O conjunto caixa de vidro-gelatina foi cuidadosamente retirado do refrigerador e deixou-se a gelatina alcançar a temperatura ambiente gradualmente. A partir das observações feitas, o autor desenvolveu equações matemáticas capazes de representar o mecanismo de ruptura.

Nos últimos anos, vários estudos em modelos físicos reduzidos sobre aterros estaqueados reforçados e não reforçados foram publicados (van Eekelen *et al.*, 2012a e 2012b; Blanc *et al.*, 2013; Okyay *et al.*, 2014; Girout *et al.*, 2014 e Fagundes *et al.*, 2015). Os objetivos destes estudos foram diversos, tais como: investigar os mecanismos de transferência de carga vertical em aterros granulares sobre inclusões rígidas, os recalques superficiais do aterro sob distintas configurações, os principais parâmetros geométricos que influenciam no comportamento do sistema etc.. A Figura 2.6 mostra a configuração de um ensaio em modelo físico reduzido.

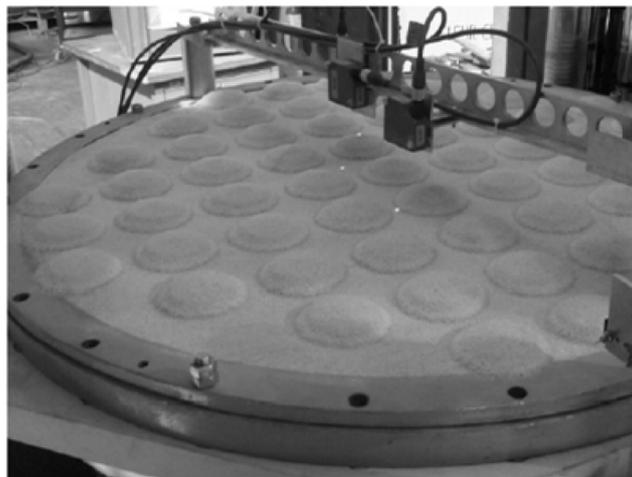


Figura 2.6. Vista da superfície do aterro. Ensaio com recalques diferenciais (Fagundes *et al.*, 2015).

Com adequadas precauções, as observações feitas nesses modelos podem fornecer informações qualitativas e/ou quantitativas importantes do fenômeno real, além de permitir a

calibração de métodos de projeto ou simulações numéricas, para condições particulares. Maiores informações sobre a Teoria de Modelos e Similitude podem ser encontradas em Rocha (1957), Roscoe (1968), Motta (1972), Schofield (1980), Gomes (1993), dentre outros. Alguns estudos relacionados a aterros estaqueados reforçados com geossintéticos por meio de modelos físicos reduzidos serão comentadas no próximo item.

2.5. ESTUDOS DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Vários pesquisadores têm estudado a utilização de geossintéticos como reforço de aterro estaqueado sobre solo mole. Em alguns estudos foram realizadas simulações no laboratório, em escala real ou reduzida, além de monitoramentos de trechos experimentais de obras.

Sá *et al.* (2001) realizaram um estudo numérico (análises 2D por meio do método das diferenças finitas) sobre o comportamento de aterros estaqueados reforçados e estruturas de contenção reforçadas sobre solos de fundações compressíveis. Com respeito ao aterro estaqueado reforçado, certos parâmetros foram variados, tais como: a distância entre as estacas adjacentes, o número de camadas de reforço, o módulo de rigidez à tração do reforço, e a rigidez do solo de fundação. Os resultados obtidos mostram os benefícios da combinação de camadas de reforço com estacas na base de aterros. Os autores afirmam, ainda, que o comportamento de casos históricos, disponíveis na literatura técnica sobre esse assunto, corroboram as conclusões das análises numéricas.

Van Eekelen & Bezuijen (2012) avaliaram dezenove experimentos (análises 3D) sobre aterros estaqueados reforçados. O propósito dos ensaios foi encontrar uma explicação para o fato de os cálculos de deformações nos reforços geossintéticos excederem as deformações medidas no campo. Cinco pontos de partida para a série de ensaios foram comentados, além da configuração dos ensaios e as considerações sobre a escala (1:3) empregada. Para as condições admitidas (sobrecarga estática e escala de laboratório) os resultados mostraram que o processo de adensamento do subsolo resulta no aumento do arqueamento do solo e que as cargas e tensões verticais sobre o reforço geossintético encontram-se mais concentradas nos trechos situados entre as estacas/capitéis adjacentes. Além disso, os autores concluíram que as tensões verticais medidas nos trechos de reforço entre capitéis adjacentes tem a distribuição de um triângulo invertido (TI), isto é, evidência de que, sob determinadas condições, as tensões podem se concentrar em torno dos capitéis. Existem outras abordagens sobre a distribuição de tensões verticais sobre o reforço geossintético. A EBGEO (2011), por

exemplo, considera uma distribuição triangular, enquanto a BS 8006 (2010) considera um carregamento uniformemente distribuído (UD) sobre o reforço (Figura 2.7).

Van Eekelen *et al.* (2008) apresentaram comparações de métodos analíticos para projeto de aterros estaqueados reforçados, baseados na BS 8006 (1995) e na EBGE0 (2004) (capítulo 6.9). O propósito dos autores foi obter resultados para preparar a norma holandesa (CUR 226, 2010), a partir da validação de métodos de projetos já existentes, por meio da avaliação experimental de um caso de obra monitorado em um período de dois anos. Os resultados mostraram que, para o caso analisado, a EBGE0 fornece melhores previsões da distribuição das parcelas de carga vertical do que a BS 8006.

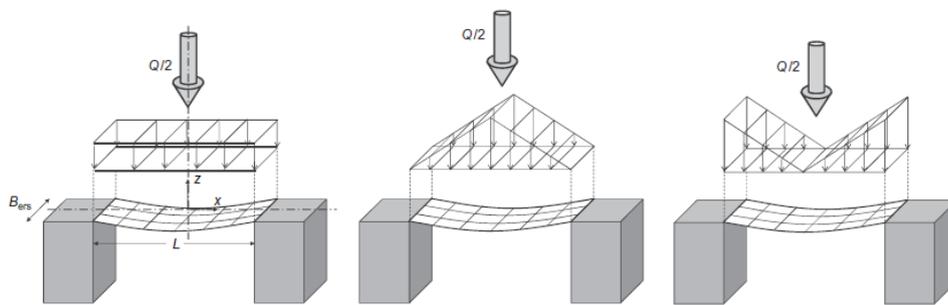


Figura 2.7. Considerações da geometria da distribuição de tensão vertical aplicada nos trechos de reforço geossintético entre capitéis adjacentes (Blanc *et al.*, 2014).

Almeida *et al.* (2008) apresentaram a experiência adquirida a partir de dois casos de obra onde a técnica de aterros estaqueados reforçados com geogrelhas foi usada em um depósito de solo muito mole, no Rio de Janeiro. Algumas características importantes destes casos são a baixa razão entre a altura do aterro e o espaçamento livre entre capitéis, comparado com a maioria dos casos apresentados na literatura. Além disto, o subsolo local tinha elevada compressibilidade, de modo a favorecer a separação entre a base do aterro estaqueado e o solo mole de fundação, devido ao processo de adensamento do solo compressível (perda do suporte do solo mole de fundação). Os autores destacaram que as geogrelhas sofreram danos em áreas com tráfego intenso de veículos, aparentemente devido à sobrecarga cíclica que pode levar à abrasão da geogrelha contra os capitéis. Adicionalmente, os autores sugerem que o uso de capitéis com seção circular pode ser uma alternativa melhor do que o uso de capitéis com seção quadrada, uma vez que os “rasgamentos” das geogrelhas iniciaram-se nos cantos “vivos” (quinas) dos capitéis.

Heitz (2006), citado por van Eekelen *et al.* (2009), estudou os efeitos que podem ser causados no arqueamento do solo, a partir da aplicação de sobrecargas cíclicas na superfície de aterros.

O autor concluiu que este tipo de solicitação pode resultar na diminuição do arqueamento do solo, principalmente quando a espessura relativa $[\frac{H}{s}, \frac{H}{(s-a)}$ ou $\frac{2 \cdot H}{(s-a)}$, onde H é a altura de aterro, s é o espaçamento centro a centro entre estacas e a é a largura dos capitéis] do aterro se torna menor, além de destacar dois mecanismos importantes que também podem ocorrer: i) a reação do subsolo pode ser reduzida quando o aterro é submetido à sobrecarga cíclica e ii) os efeitos do arqueamento do solo podem sofrer alterações nesta condição. Isto é, as parcelas de carga vertical B , transmitida à camada de reforço, e C , transmitida ao subsolo, (ver Figura 1.2) elevaram-se com o aumento do número de ciclos de carga, de modo a resultar em uma força de tração maior no reforço geossintético.

2.6. MÉTODOS ANALÍTICOS PARA PROJETO DE ATERROS ESTAQUEADOS REFORÇADOS COM GEOSSINTÉTICOS

Existem algumas normas técnicas disponíveis para projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, dentre as quais se destacam a BS 8006 (2010), a EBGEO (2011) e a CUR 226 (2015). A norma britânica (BS 8006) foi publicada pela primeira vez em 1995. Em 2010, a sua segunda versão foi publicada. A norma alemã (EBGEO) foi publicada pela primeira vez em 2004, mas também foi republicada, em 2010 (em alemão) e em 2011 (em inglês). A primeira versão da norma holandesa (CUR 226) foi publicada em 2010 e foi republicada em 2015. Além destas normas, outras metodologias analíticas têm sido desenvolvidas, a fim de melhorar o entendimento sobre o comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos (Zhuang *et al.*, 2014). A seguir, as normas britânica e alemã serão descritas resumidamente, já que estas são as recomendações técnicas mais utilizadas na prática de engenharia para projeto de aterros estaqueados reforçados. Além disso, dois modelos analíticos desenvolvidos nos últimos 05 (cinco) anos serão também descritos de forma breve.

2.6.1. NORMA BRITÂNICA (BS 8006, 2010)

Esta norma estabelece que as cargas verticais devidas à construção do aterro devem ser transferidas aos capitéis. A fim de garantir que recalques diferenciais localizados não ocorreram na superfície do maciço terroso, é recomendado que a razão entre a altura do aterro acima dos capitéis e o espaçamento entre as faces laterais de capitéis adjacentes obedeça à seguinte condição:

$$\frac{H}{(s-a)} \geq 0,70 \quad \text{Eq. 01}$$

onde, a é a largura dos capitéis (assumindo-se capitéis quadrados), s é o espaçamento centro a centro entre capitéis adjacentes, em planta, e H é a altura de aterro.

Por conta das diferenças significativas nas características de rigidez que existem entre as estacas e o solo (mole) de fundação, a distribuição de tensão vertical na seção na base do aterro deve ser assumida como não uniforme. Além disto, deve-se notar também que o arqueamento do solo entre capitéis adjacentes induz maior transmissão de carga/tensão vertical aos capitéis do que ao solo de fundação.

Para determinar a parcela de carga vertical transferida aos capitéis (A , na Figura 1.2), a BS 8006 baseia os cálculos no trabalho de Marston & Anderson (1913). Estes autores realizaram inúmeras experiências para investigar o arqueamento do solo sobre um tubo (Figura 2.8). A seguinte equação foi formulada para determinação da tensão vertical sobre um tubo flexível infinitamente longo sob aterros altos.

$$\frac{p'_{c,tubo}}{\sigma'_v} = \frac{C_c \cdot a_{tubo}}{H} \quad \text{Eq. 02}$$

onde, $p'_{c,tubo}$ é a parcela de tensão vertical transferida diretamente ao tubo; σ'_v é a tensão vertical média ($\gamma \cdot H$) na base do aterro (diretamente acima do tubo); C_c é o coeficiente de arqueamento; a_{tubo} é o diâmetro do tubo e H é a altura de aterro (sobre o tubo).



Figura 2.8. Experimento de Marston & Anderson (1913).

Jones *et al.* (1990) adaptaram a Eq. 02 para a situação 3D de aterros estaqueados reforçados com capitéis quadrados, ao elevar ao quadrado o termo do lado direito da igualdade.

$$A = p'_c \cdot A_p = \left(\frac{C_c \cdot a}{H} \right)^2 \cdot \sigma'_v \cdot a^2 \quad \text{Eq. 03}$$

onde, A é a parcela de carga vertical transferida diretamente ao capitel; p'_c é a parcela da tensão vertical transferida diretamente ao capitel; A_p é a área do capitel, em planta; σ'_v é a tensão vertical média (diretamente sobre o capitel); C_c é o coeficiente de arqueamento, adaptado por Jones *et al.* (1990); a é a largura do capitel (considerando-se capitel quadrado) e H é a altura de aterro (sobre o capitel).

A Eq. 03 foi adotada pela BS 8006. Jones *et al.* (1990) e a BS 8006 também adaptaram o coeficiente de arqueamento C_c para a geometria 3D de um aterro estaqueado conforme mostrado a seguir.

$$C_c = 1,95 \cdot \frac{H}{a} - 0,18 \quad \text{Eq. 04}$$

$$C_c = 1,50 \cdot \frac{H}{a} - 0,07 \quad \text{Eq. 05}$$

A Equação 4 deve ser aplicada quando a estaca trabalha por ponta, enquanto a Equação 5 deve ser aplicada quando a estaca trabalha por atrito lateral.

A parcela de carga vertical A pode ser utilizada para determinar as parcelas de carga vertical B e C . A BS 8006 assume que, em longo prazo, o subsolo (normalmente solo mole ou muito mole) não estará em contato com a base do aterro. Portanto, $C = 0$ nos cálculos de projeto da norma britânica. Esta é uma hipótese conservadora, ou seja, a favor da segurança. Assim, do equilíbrio vertical, tem que:

$$B = p'_r \cdot (s^2 - a^2) \quad \text{Eq. 06}$$

onde, B é a parcela de carga vertical sobre o reforço geossintético; p'_r é a parcela de tensão vertical transferida ao reforço geossintético; $(s^2 - a^2)$ é a área do reforço geossintético onde a tensão vertical se distribui.

A norma britânica assume também que a carga vertical, por metro, atuante no reforço geossintético entre capitéis adjacentes, W_T , é transferida apenas para os trechos de reforço entre os capitéis adjacentes. A BS 8006 sugere duas equações para a determinação desta carga, as quais devem ser selecionadas a depender se o arqueamento do solo foi desenvolvido completamente ou parcialmente. As equações para o cálculo de W_T para $0,70 \cdot (s - a) \leq H \leq 1,40 \cdot (s - a)$ e para $H > 1,40 \cdot (s - a)$ são mostradas abaixo (considerando-se sobrecarga igual a zero e ignorando-se os fatores parciais, ver Love & Milligan, 2003 e Zhuang & Ellis, 2014), respectivamente.

$$W_T = \frac{s \cdot \gamma \cdot H}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - a^2 \cdot \left(\frac{p'_c}{\gamma \cdot H} \right) \right] \quad \text{Eq. 07}$$

$$W_T = \frac{1,40 \cdot s \cdot \gamma \cdot (s - a)}{s^2 - a^2} \cdot \left[s^2 - a^2 \cdot \left(\frac{p'_c}{\gamma \cdot H} \right) \right] \quad \text{Eq. 08}$$

Há na literatura técnica diversas interpretações/abordagens para determinação de W_T , por exemplo, a configuração 2D de Jones *et al.* (1990) e a 3D de Love & Milligan (2003). Estes autores basearam seus cálculos em hipóteses similares as da BS 8006, no entanto ambas as configurações não satisfazem o equilíbrio das cargas verticais (para o caso em que o arqueamento do solo é desenvolvido parcialmente). Além destas configurações, há também uma interpretação/abordagem que satisfaz o equilíbrio das cargas verticais (para o caso em que o arqueamento do solo é desenvolvido parcialmente) e que torna a BS 8006 completamente 3D (“Fully” 3D). Formulações detalhadas sobre esta interpretação/abordagem podem ser encontrados em van Eekelen & Bezuijen (2008) e van Eekelen *et al.* (2011). A Tabela 2.2 apresenta o resumo das três interpretações comentadas acima para determinação de W_T .

Tabela 2.2. Resumo das distintas interpretações/abordagens feitas para determinação de W_T .

	<i>BS 8006 – Jones et al. (1990)</i>	<i>BS 8006 – Love & Milligan (2003)</i>	<i>BS 8006 – “Fully” 3D^a</i>
Cálculo da parcela de força vertical, A	segundo Marston & Anderson (1913)	segundo Marston & Anderson (1913)	segundo Marston & Anderson (1913)
Considera o suporte do subsolo?	Não	Não	Não
Cálculo da parcela de força vertical, B ^b	Configuraçã o (3D)	Configuraçã o (3D)	Configuraçã o (3D)
Carga vertical, W_T , sobre os trechos entre capitéis adjacentes ^c	Geometria 2D	Geometria 3D	Geometria 3D
Equilíbrio das cargas verticais para arqueamento parcial?	Sim	Não	Sim
Equilíbrio das cargas verticais para arqueamento total?	Não	Não	Não

^a proposta de van Eekelen & Bezuijen (2008) para a melhoria da BS 8006; ^b a configuração 3D refere-se ao equilíbrio das cargas verticais, quando $C = 0$, isto é, $B = \text{força total} - A$; ^c as geometrias 2D e 3D referem-se à forma como a carga vertical, W_T , é determinada.

A BS 8006 assume que o arqueamento do solo pode ser desenvolvido completamente, de modo que se o aterro é alto o suficiente (Eq. 01), as cargas devido ao “peso” do solo sobre o

arco e a sobrecarga aplicada na superfície do aterro são ignoradas durante o cálculo da carga vertical, por metro, atuante no reforço. Isto, porém, pode comprometer o desempenho do geossintético para o caso de aterros baixos, isto é, quando $H < 1,40 \cdot (s - a)$.

Entretanto, na atualidade, é comum o uso do método de Hewlett & Randolph (1988) para a determinação da tensão vertical transferida ao reforço. Todavia, merece destaque que este método foi desenvolvido para casos de aterros estaqueados não reforçados, além de não ser adequado para casos onde arqueamento parcial é desenvolvido (aterros baixos). Hewlett & Randolph (1988) apresentaram uma solução teórica alternativa, a qual é baseada na teoria da plasticidade e no mecanismo observado em areia a partir de ensaios em modelos físicos, considerando-se uma série de arcos hemisféricos desenvolvidos na camada de transferência do aterro. A solução teórica determina a eficiência do arqueamento, E , definida como a proporção de carga vertical do aterro transferida às estacas/capitéis. Consequentemente, a proporção de carga vertical do aterro transferida ao solo de fundação pode ser determinada $(1 - E)$. Entretanto, para estimativa da proporção de carga vertical transferida ao reforço, em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, a parcela $(1 - E)$ tem sido considerada.

Ressalta-se que esta metodologia foi apresentada considerando-se que a ruptura se dá em um dos dois locais críticos (na coroa do arco ou sobre o capitel). De forma geral, assume-se que a eficiência do arqueamento na coroa do arco (E_{crown}) é quem governa o projeto para aterros baixos (em relação ao espaçamento entre estacas/capitéis). Em contrapartida, com o alteamento do aterro, assume-se que a eficiência do arqueamento no capitel (E_{pile}) é quem rege o projeto. O valor de eficiência mínimo, E_{min} , entre E_{crown} e E_{pile} deve ser usado. Detalhes sobre as equações desta metodologia podem ser encontrados Hewlett & Randolph (1988).

Este método alternativo (Hewlett & Randolph, 1988) foi incluído nas revisões de 2010 e 2012 da BS 8006, já que historicamente esta norma baseia-se na equação de Marston & Anderson (1913) para estimativa do arqueamento em aterros estaqueados. Portanto, a partir deste ponto, as terminologias BS 8006-H&R (2010) e BS 8006-H&R (2012) serão adotadas para se referir às previsões da norma britânica por meio da solução de Hewlett & Randolph (1988), feitas de acordo com as recomendações das revisões da BS 8006, comentadas acima. Zhuang & Ellis (2014) abordaram as duas revisões feitas na BS 8006 e compararam as previsões por meio destas metodologias com análises tridimensionais em elementos finitos. As equações para

estimativa da carga vertical, por metro, atuante no reforço para BS 8006-H&R (2010) e BS 8006-H&R (2012) são respectivamente:

$$W_T = s \cdot p'_r \quad \text{Eq. 09}$$

$$W_T = 0,50 \cdot (s + a) \cdot p'_r \quad \text{Eq. 10}$$

O cálculo da tensão vertical atuante no reforço a partir do equilíbrio de forças verticais, sem a consideração do suporte do solo de fundação, pode ser feito conforme a equação:

$$p'_r = \gamma \cdot H \cdot (1 - E_{min.}) \cdot \frac{s^2}{s^2 - a^2} \quad \text{Eq. 11}$$

Um fato curioso sobre a BS 8006 é que o arqueamento depende basicamente da geometria do sistema (da altura do aterro, da distância entre os eixos longitudinais das estacas adjacentes, das dimensões das estacas/capitéis), além do peso próprio do material de aterro e da sobrecarga aplicada na superfície do aterro. No entanto, não depende do ângulo de atrito do material de preenchimento do aterro, apesar desta norma recomendar a utilização de materiais granulares para a construção do mesmo.

Adicionalmente, a BS 8006 recomenda que medidas sejam tomadas para proteger o elemento de reforço contra a abrasão com os capitéis. Algumas das recomendações são: uso de chanfros ou arredondamentos das bordas “afiadas” dos capitéis e o emprego de uma camada de areia (camada de proteção) na interface reforço/capitel. Além disso, a norma sugere o emprego de fatores parciais para as cargas e para os parâmetros de resistência dos materiais.

2.6.2. NORMA ALEMÃ (EBGEO, 2011)

A norma alemã (EBGEO, capítulo 6.9) adota a teoria denominada “arqueamento de múltiplos arcos” (Figura 2.9), baseada nos estudos de Zaeske (2001). Como na norma britânica (BS 8006), por questões de segurança, a EBGEO também recomenda a consideração de fatores parciais para as cargas e para os parâmetros de resistência dos materiais, tais como aterro, estacas e reforço geossintético. Entretanto, a recomendação desses fatores, nesta norma, é muito mais específica do que na norma britânica, além de serem aplicados para as seguintes condições: durante a construção; após a construção e para casos específicos (terremotos, por exemplo). Este método usa a análise probabilística para o cálculo dos valores característicos de carga e de resistência dos materiais.

A EBGEO é recomendada para projeto de aterros sobre estacas que trabalham por ponta. Há necessidade de elaboração adicional para projeto de aterros sobre estacas que trabalham por atrito lateral. Esta norma sugere que a camada de transferência de cargas/tensões do aterro deve ser construída com material granular, com $\varphi'_k \geq 30^\circ$ (onde φ'_k é o ângulo de atrito efetivo característico, baseado nos valores de ângulo de atrito efetivo no estado crítico). A altura desta camada deve ser igual a, pelo menos, $s_d - d_{eq}$, onde, s_d é a distância (diagonal) entre os eixos longitudinais das estacas/capitéis e d_{eq} é o diâmetro equivalente do capitel quadrado. Acima desta altura outros materiais podem ser utilizados como material de aterro. O arqueamento do solo é assumido em forma de arcos hemisféricos entre as estacas/capitéis, similar ao arqueamento do solo sugerido por Hewlett & Randolph (1988). A diferença é que, na EBGEO, os arcos têm raio igual a $0,50 \cdot s_d$.

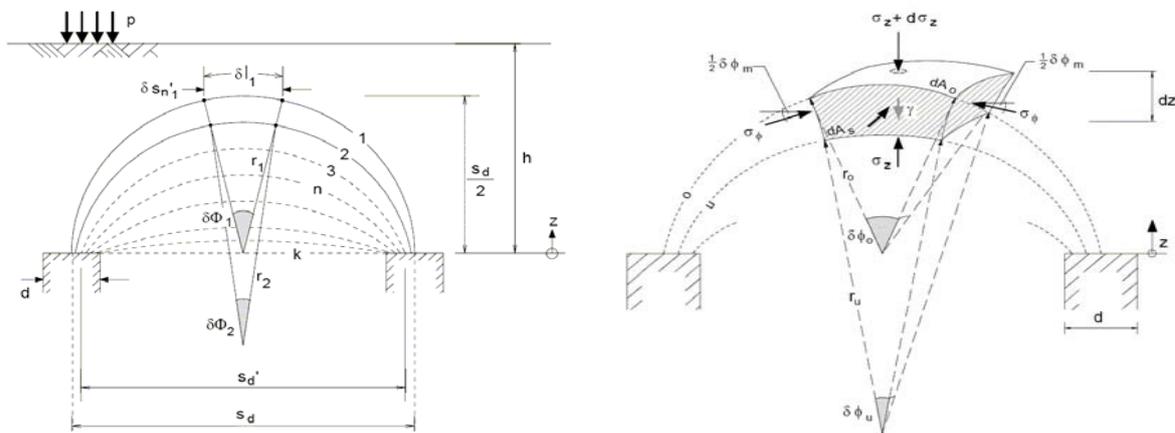


Figura 2.9. Teoria do arqueamento de múltiplos arcos Zaeske (2001).

Por meio da avaliação do equilíbrio das forças verticais em um elemento infinitesimal no meio do arco de arqueamento da camada de transferência do aterro, como mostrado na figura acima, é possível determinar a tensão vertical no arco de menor arqueamento, isto é, na superfície do solo de fundação.

A força de tração no reforço geossintético, devido à carga vertical, por metro, atuante no reforço e ao arqueamento, depende não só dos parâmetros considerados pela BS 8006, mas também dos parâmetros do material granular usado como aterro (ângulo de atrito, por exemplo), o qual pode ser obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto ou compressão triaxial. Além disso, o módulo de reação do subsolo, k (kN/m^3) pode ser considerado nesta metodologia para projeto, diferentemente da BS 8006.

Na EBGEO, a parcela de carga vertical A é transferida diretamente para os capitéis e é a primeira a ser calculada. O restante da carga total (parcelas B e C) gera tensão no reforço geossintético. A parcela de carga vertical B pode ser determinada por meio de ábacos ou de uma equação, os quais dependem das características geométricas do aterro estaqueado e do ângulo de atrito do material granular usado. Em seguida, a força de tração, por metro, no geossintético, T , (kN/m) pode ser determinada. Não há procedimento específico algum sobre como a parcela de carga vertical C deve ser calculada. Heitz (2006) obteve numericamente os ábacos destinados à estimativa das deformações máximas (em ambas as direções) no reforço, por meio de parâmetros definidos a partir da análise de molas de Winkler, da rigidez à tração do reforço geossintético J (kN/m) em função do tempo e do módulo de reação do subsolo. Maiores detalhes sobre as formulações desta metodologia de cálculo podem ser consultados em EBGEO (2011).

2.6.3. MODELO DE ARCOS CONCÊNTRICOS (CA MODEL, 2013)

Van Eekelen *et al.* (2013) analisaram e apresentaram um novo modelo analítico para estimativa do arqueamento do solo que ocorre em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Trata-se de um modelo de equilíbrio de estado limite com arcos concêntricos. Este modelo é, na verdade, uma extensão dos modelos de Hewlett & Randolph (1988) e EBGEO (2011). Baseados em várias investigações experimentais [ensaios em modelos realizados por van Eekelen *et al.* (2012a,b)], numéricas e de campo, os autores afirmam que o modelo resulta em uma melhor representação do arqueamento do solo, quando comparado com outros métodos disponíveis na literatura, particularmente no que se refere à distribuição de tensão vertical sobre o reforço geossintético na forma de um triângulo invertido (TI). Vale ressaltar que a adequada estimativa de distribuição das tensões verticais se dá especialmente para aterros relativamente baixos ($H < 0,5 \cdot s_d$). Mediante o uso deste modelo, podem-se avaliar situações de arqueamento total e parcial do solo.

O modelo de van Eekelen *et al.* (2013) é capaz de explicar o aumento do arqueamento do solo devido ao processo de adensamento do solo mole de fundação (recalque do reforço) e determina a distribuição de tensão vertical sobre os trechos de reforço entre capitéis adjacentes. Além disto, proporciona uma explicação física para o fato de a distribuição de tensão vertical se apresentar na forma de um triângulo invertido (TI). A Figura 2.10 ilustra o desenvolvimento do arqueamento do solo durante o processo de adensamento do subsolo, seguido pelo recalque do elemento de reforço.

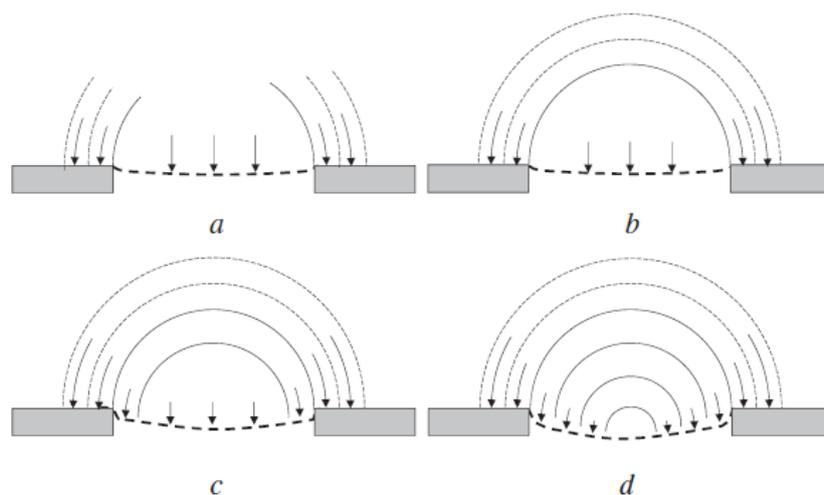


Figura 2.10. Idealização dos arcos concêntricos entre capitéis adjacentes (van Eekelen *et al.*, 2013).

O processo de desenvolvimento dos arcos termina em um conjunto de hemisférios concêntricos tridimensionais, conforme ilustrado na Figura 2.11. O reforço geossintético é essencial neste modelo, uma vez que, sem ele, recalques mais ou menos uniformes ocorreriam na área entre os capitéis adjacentes e, portanto, os arcos concêntricos não poderiam ser desenvolvidos.

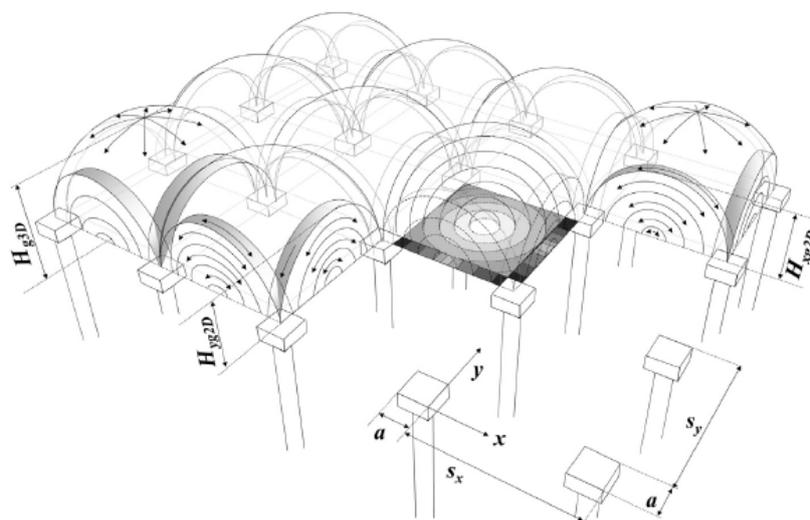


Figura 2.11. Processo de desenvolvimento dos arcos concêntricos. Visão 3D (van Eekelen *et al.*, 2013).

Na Figura 2.10(a), um pequeno recalque do reforço resulta no início da formação de arcos nas bordas dos capitéis. Nestes locais, o recalque diferencial entre o reforço e o capitel está no máximo e a tensão passa a ser transferida ao material mais rígido (capitel), de modo a resultar no aumento da tensão sobre este material. Conseqüentemente, o aumento do recalque do reforço “fecha” o arco, conforme mostra a Figura 2.10(b). Com isto, as partes do reforço nas proximidades dos capitéis passam a sofrer recalques cada vez menores, devido ao fato de

estarem “presas” aos capitéis e por estarem também com movimento mais restrito do que a parte do reforço no meio do espaçamento entre capitéis. Assim sendo, outro arco começa a se desenvolver no interior do primeiro, como mostrado na Figura 2.10(c). Após este, arcos cada vez menores são desenvolvidos, segundo apresentado na Figura 2.10(d). A criação de novos arcos é acompanhada pela transferência de tensão crescente na direção dos capitéis e da redução de tensão na área de reforço entre os capitéis. Este fato resulta na distribuição de tensão vertical triangular invertida sobre os trechos de reforço.

O modelo possui várias equações definidas para arcos concêntricos bidimensionais (formados entre capitéis adjacentes) e hemisférios concêntricos tridimensionais (formados entre capitéis não adjacentes). Ambos os conjuntos de equações foram combinadas de modo a formar o novo modelo de arcos concêntricos. As abordagens, conceitual e matemática, deste modelo são bastante complexas e, portanto, não serão exploradas aqui.

2.6.4. MODELO SIMPLIFICADO (SM, 2014)

Zhuang *et al.* (2014) apresentaram um modelo simplificado para análise de aterros sobre solo mole suportado por geossintéticos e estacas. Assim como no caso do CA Model (2013), esse modelo é baseado nas considerações sobre o efeito do arqueamento em materiais granulares, proposto por Hewlett & Randolph (1988). No entanto, a consideração tridimensional foi feita para descrever o mecanismo de ruptura do arco de “areia”, seja na coroa dos arcos ou sobre os capitéis. Além disso, o modelo propõe o cálculo da tensão vertical transferida ao solo mole de fundação devido ao efeito do arqueamento do material usado como aterro, considerando-se uma ou mais camadas de solo mole. Este modelo considera o esforço de tração no reforço geossintético e o suporte do solo mole de fundação.

Por meio do Modelo Simplificado (Modelo SM), é possível avaliar a influência de vários fatores no comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, tais como: da altura do aterro, do módulo de compressão unidimensional do subsolo, da rigidez à tração do reforço geossintético, da razão de redução de tensão (“Stress Reduction Ratio”, SRR, apresentada por Low *et al.*, 1994) e da força de tração no geossintético. Desta forma, pode-se utilizar o modelo para investigar a contribuição relativa do reforço e do solo de fundação. Os autores afirmam que o suporte do subsolo proporciona maior contribuição ao equilíbrio vertical global, enquanto que a utilização de reforço, obviamente, tem maior influência na redução dos valores de recalques.

Foram adotadas 08 (oito) hipóteses simplificadoras para o desenvolvimento do Modelo Simplificado:

- O material de preenchimento da camada de transferência do aterro é homogêneo, isotrópico e não possui coesão;
- O solo mole de fundação é homogêneo, isotrópico e o comportamento de cada camada deste solo, quando submetido a carregamentos, é elástico-linear;
- O reforço geossintético é homogêneo e isotrópico;
- O solo mole de fundação e o aterro deformam-se somente verticalmente;
- As estacas e os capitéis são suficientemente rígidos, ao ponto de sofrerem recalques insignificantes;
- Não há atrito na interface estaca/solo mole de fundação;
- A razão entre a altura de aterro e o espaçamento entre os eixos longitudinais das estacas adjacentes (espessura relativa do aterro) deve ser maior do que 0,5;
- Sobrecargas sobre a superfície do aterro não foram consideradas.

O Modelo SM (2014) requer essencialmente a resolução de um polinômio de grau três para determinação do recalque máximo do reforço na base do aterro. Vale ressaltar que, antes disto, a tensão vertical na base do aterro, após consideração do arqueamento do solo, deve ter sido calculada. A deformação do reforço pode ser, portanto, estimada diretamente a partir destes cálculos. Merece destaque, entretanto, que este modelo leva em consideração a disposição quadrada entre as estacas, assim como o uso de apenas uma camada de reforço na base do aterro.

Vários autores (Naughton & Kempton, 2005 e Stewart & Filz, 2005, por exemplo) concluíram que distintos métodos analíticos fornecem estimativas divergentes para situações específicas, todavia tais diferenças não foram comentadas de forma sistemática. Além da síntese apresentada aqui sobre os métodos analíticos para projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, diversos métodos, que não os abordados aqui, podem ser encontrados em Spotti (2006), Borba (2007), Sloan (2011), Hartmann (2012), dentre outros.

2.7. FERRAMENTAS ESTATÍSTICAS

Na engenharia civil, há muito tempo foi reconhecido que carregamentos e parâmetros dos materiais envolvidos podem sofrer variações em torno dos valores estabelecidos nos projetos, o que resulta na inevitável convivência com riscos de rupturas nas obras (Ang & Tang, 1975). De acordo com Assis *et al.* (2001), as ferramentas estatísticas são alternativas sistemáticas

para consideração da variabilidade de grandezas de projeto. Todavia, o uso dessas ferramentas na engenharia civil ainda pode ser considerado escasso, quando comparado com outras áreas do conhecimento como a medicina, por exemplo.

Assis *et al.* (2001) apresentam bases teóricas resumidas sobre algumas ferramentas poderosas capazes de avaliar resultados obtidos em pesquisas científicas, por exemplo. Dentre a variedade de ferramentas estatísticas disponíveis para uso na literatura técnica, a Análise de Variância e o “Ranking Distance” foram selecionados para realização das análises de dados obtidos nesta tese. Estas ferramentas são apresentadas a seguir de forma breve.

2.7.1. ANÁLISE DE VARIÂNCIA (ANOVA)

A técnica de comparar as médias de duas ou mais populações, mediante testes de hipóteses, utilizando-se a *Distribuição de Fisher*, é denominada como ANOVA. Esta análise é útil e interessante para comparar a eficiência de diferentes fatores que possam produzir variações sistemáticas nas médias das populações de interesse (Assis *et al.*, 2001).

Por exemplo, quando se está interessado em estudar a eficiência de um processo qualquer, logicamente, existirão diversos fatores que poderão influenciar a eficiência do mesmo. Por meio da ANOVA é possível estimar se estes fatores, ou uma combinação deles, têm efeito apreciável sobre o processo em questão e também estimar a contribuição de cada fator para a variabilidade global do processo.

O objetivo da ANOVA é comparar as médias de N amostras e definir se estas foram retiradas de populações que possuem o mesmo valor da média. Como normalmente as médias amostrais são diferentes, pode-se atribuir esta diferença a duas fontes de variabilidade (Assis *et al.*, 2001):

- As populações são diferentes. Esta variabilidade é chamada de *Variabilidade Entre Populações* (SQE). Quanto maior for esta variabilidade, maior será a evidência de que existem diferenças entre as populações das quais foram retiradas as amostras;
- As amostras são diferentes, mas pertencem à mesma população. Esta variabilidade é chamada de *Variabilidade Dentro da População* (SQD). Quanto maior for esta variabilidade, maior será a dificuldade para concluir se as populações são ou não são diferentes.

Para a ANOVA valem as seguintes premissas:

- As amostras são aleatórias e independentes;
- As amostras são extraídas de populações normais;
- As populações normais possuem a mesma variância.

O teste de hipótese é estabelecido da seguinte forma:

- A hipótese nula H_0 afirma que as N populações têm o mesmo valor da média ($H_0: \mu_1 = \mu_2 = \dots = \mu_N$);
- A hipótese alternativa H_1 afirma que pelo menos uma das populações possui média diferente das demais ($H_1: \mu_i \neq \mu_j$).

Como pelas premissas da ANOVA as variâncias das populações são iguais, a hipótese nula afirma que as populações são idênticas. Já a hipótese alternativa afirma que existe alguma diferença, entre pelo menos duas das populações. Objetiva-se, portanto, calcular a variância de duas maneiras diferentes e independentes, de modo a obter-se o valor de F (*Distribuição de Fisher*), mediante a equação a seguir.

$$F = \frac{SQE}{SQD} \quad \text{Eq. 12}$$

Caso o valor de F seja menor do que a unidade, não há necessidade de prosseguir o teste, pois este fato invalida qualquer suspeita de desigualdade entre as populações, ou seja, as populações são iguais. No entanto, se for muito pequeno (próximo de zero), deve-se suspeitar de tendenciosidade nas amostras, indicando-se ser imprópria qualquer conclusão sobre as amostras.

Nos casos em que o valor de F observado seja maior do que o valor crítico de F_c (valor de F crítico) deve-se então rejeitar a hipótese nula e aceitar a hipótese alternativa. Ou seja, as médias amostrais são significativamente diferentes, não sendo razoável explicar as diferenças entre as médias amostrais apenas pela variabilidade amostral. A diferença entre populações é estatisticamente significativa.

As ANOVA efetuadas nesta tese foram desenvolvidas no “Microsoft Excel” (Ferramentas – Análise de Dados – ANOVA, Fator Único) por questões de praticidade. Vale frisar que cálculos manuais foram feitos inicialmente, a fim de verificar a convergência destes resultados (manuais) com aqueles obtidos por meio do “Microsoft Excel”.

2.7.2. RANKING DISTANCE (RD)

Em muitas situações da engenharia geotécnica vários modelos diferentes foram desenvolvidos e propostos para estimar os valores de grandezas particulares requeridas para uso em cálculos de projeto. No caso de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, podem ser citadas como algumas dessas grandezas as parcelas de carga/tensão verticais transferidas aos capitéis, ao elemento de reforço e ao solo mole de fundação; os recalques e as deformações dos reforços e a força de tração atuante nestes elementos.

Segundo Orr & Cherubini (2003), na engenharia geotécnica, a avaliação de grandezas envolvidas nos problemas é afetada por algumas incertezas, as quais podem ser agrupadas conforme segue:

- Incertezas relacionadas à variabilidade dos parâmetros do solo, incluindo-se o número limitado de ensaios realizados e a variabilidade natural dos parâmetros dos materiais envolvidos e os prováveis erros que podem ser cometidos durante as medições desses parâmetros;
- Incertezas com respeito aos métodos de cálculo usados;
- Incertezas com relação às diferenças inevitáveis entre as dimensões e os parâmetros de projeto de estruturas em contato com o solo de fundação e os valores reais.

O segundo grupo de incertezas pode ser minimizado pela comparação de valores calculados e medidos de grandezas particulares. Estes valores podem ser comparados por meio do método probabilístico sintético descrito por Cherubini & Greco (1997), o qual pode ser resumido da seguinte forma: tendo-se disponível um conjunto de n valores calculados (Q_{calc}) e os correspondentes valores medidos (Q_{med}), o parâmetro K (fator de tendência) pode ser avaliado conforme a equação a seguir:

$$K = \frac{Q_{calc}}{Q_{med}} \quad \text{Eq. 13}$$

A partir do uso de um número significativo de dados amostrais, os valores de K assumem, para cada método de cálculo considerado, as características de uma variável aleatória extraída de uma população. Se diferentes métodos de cálculo estiverem disponíveis, distintos valores de K podem ser calculados para um conjunto específico de valores de Q_{calc} . Neste caso, para determinar qual método de cálculo disponível se ajusta melhor aos valores medidos (Q_{med}),

faz-se necessário a análise estatística dos valores de K obtidos para cada método considerado e, assim, avaliar os parâmetros estatísticos adequados para utilização na comparação.

A acurácia de um método de cálculo pode ser associada a uma medida de tendência central do conjunto de dados de K (a média aritmética, por exemplo), enquanto a precisão pode ser avaliada por meio de uma medida de dispersão (o desvio padrão, por exemplo) do conjunto de dados de K examinados. Além disso, é possível expressar um julgamento global na qualidade de um método de cálculo disponível a partir do índice que faz consideração da média aritmética e do desvio padrão de todos os valores de K . Este índice foi proposto por Cherubini & Orr (2000) e é conhecido como “Ranking Distance”, RD . O RD é expresso pela equação a seguir:

$$RD = \sqrt{\left[1 - \mu \cdot \left(\frac{Q_{calc}}{Q_{med}}\right)\right]^2 + \left[\sigma \cdot \left(\frac{Q_{calc}}{Q_{med}}\right)\right]^2} \quad \text{Eq. 14}$$

onde, μ e σ representam a média aritmética e o desvio padrão, respectivamente.

O RD é um parâmetro estatístico abrangente capaz de avaliar a “confiabilidade” de determinado método de cálculo e é baseado na média aritmética e no desvio padrão dos valores de K . O RD pode ser utilizado para avaliar a acurácia e precisão de métodos de previsão desenvolvidos e propostos para uso em projetos geotécnicos (Cherubini & Orr, 2000).

Briaud & Tucker (1988) apresentaram outra abordagem para avaliar diferentes métodos de cálculo disponíveis, a qual tem como base outro índice alternativo denominado “Ranking Index”, RI , similar ao RD , mas que não será abordado nesta tese. De acordo com Orr & Cherubini (2003), o índice RD é considerado um parâmetro mais racional e melhor para comparar distintos métodos de cálculo, já que o índice RI pode ser enganoso e inseguro em algumas situações.

Uma definição adicional diz respeito à comparação entre métodos de cálculo cada vez mais “conservadores”. O conservadorismo destes métodos é avaliado comparando-se a frequência dos valores de $K < 1$ e $K > 1$. O primeiro valor é relevante para casos de capacidade de carga de fundações, por exemplo, ou seja, $Q_{calc} < Q_{med}$. Por outro lado, o segundo valor é relevante para casos de recalques de fundações, isto é, $Q_{calc} > Q_{med}$. Assim, é possível, a partir dos valores de K , definir o grau de conservadorismo ou segurança, com base na porcentagem dos valores de $K < 1$, como mostra a Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Escala de conservadorismo baseado na percentagem de valores de $K < 1$ (modificado – Orr & Cherubini, 2003).

<i>Grau de conservadorismo</i>	<i>% dos valores de $K < 1$</i>	<i>Nível de conservadorismo do método</i>
5	80-100	Muito conservador
4	60-80	Conservador
3	40-60	Neutro
2	20-40	Não conservador
1	0-20	Muito não conservador

Considerando-se um gráfico com os valores de $\mu(K)$ e $\sigma(K)$ (média aritmética e desvio padrão dos valores de K) plotados nos eixos das abscissas e ordenadas, respectivamente, o valor de RD expressa a distância entre o ponto que representa o método de cálculo particular até o ponto que expressa a situação ótima, isto é, $\mu(K) = 1$ e $\sigma(K) = 0$ (Figura 2.12). Por esta razão, o valor de RD é mantido constante ao longo de uma semicircunferência, tendo seu centro no ponto ótimo. Por meio de análises consideradas simples é possível notar que, à medida que a média aritmética e o desvio padrão dos valores de K tendem, respectivamente, a 1 e 0, os valores de RD levam a resultados de precisão e acurácia mais satisfatórios (Cherubini & Orr, 2000).

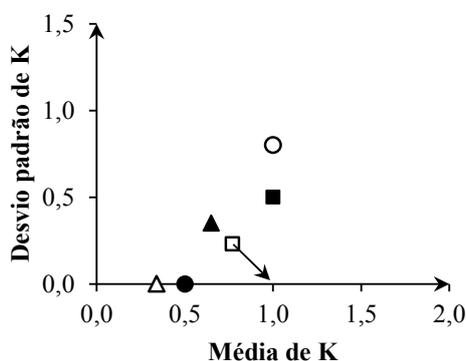


Figura 2.12. Valores de RD plotados com respeito à acurácia (média aritmética dos valores de K) e precisão (desvio padrão dos valores de K) (modificado – Orr & Cherubini, 2003).

O índice RD permite que métodos de cálculo sejam avaliados em relação à acurácia e precisão. Baixos valores de RD correspondem a métodos de cálculo que têm, simultaneamente, alta acurácia e alta precisão. Por outro lado, altos valores de RD correspondem a métodos de cálculo altamente inexatos ou altamente imprecisos, ou ambos.

3. EQUIPAMENTOS, MATERIAIS E MÉTODOS EMPREGADOS

3.1. INTRODUÇÃO

Este capítulo descreve os equipamentos, materiais e métodos utilizados para avaliar o comportamento de aterros estaqueados, quando geossintéticos são utilizados como reforço na sua base. Para realizar esta avaliação, uma campanha de ensaios em modelos reduzidos (1g), em escala 1:5, devidamente monitorados, foram executados. Os materiais e equipamentos empregados nesta pesquisa são apresentados a seguir, assim como os procedimentos adotados para a realização dos ensaios. Adicionalmente, os equipamentos usados para calibrar as instrumentações utilizadas nesta pesquisa também são apresentados, assim como as próprias instrumentações.

3.2. ASPECTOS GERAIS

Ensaio em modelos reduzidos foram realizados de modo a quantificar grandezas físicas envolvidas no problema geral de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Neste contexto, a técnica da modelagem física no laboratório, além de aspectos inerentes a custos e rapidez de execução de ensaios, possibilita também análises sob condições controladas, quando comparada com experimentos em escala real, sendo possível, assim, obter parâmetros de forma direta para aferir métodos de dimensionamento vigentes relacionados com aterros reforçados sobre estacas.

Esta técnica tem sido muito aplicada em estudos de aterros estaqueados reforçados. Nos experimentos desenvolvidos neste trabalho, foram avaliados modelos reduzidos de aterros sobre estacas, por meio do uso de distintos materiais para reproduzir as condições de similitude (tanto quanto possível) para os geossintéticos e o aterro normalmente utilizados em obras no campo.

Para estudar de forma coerente o mecanismo que ocorre nos aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, nas condições de campo, o presente estudo busca analisar o comportamento deste tipo de estrutura, quando sujeita a sobrecargas verticais monotônicas. Nos ensaios realizados em modelos foram aplicadas distintas tensões verticais monotônicas nas superfícies dos aterros, com a finalidade de se produzir tensões verticais equivalentes (no nível do reforço) iguais as de aterros com alturas de 5, 10 e 15 m. Para isto, foi projetado, construído e montado, no Laboratório de Geotecnia da UnB, um equipamento de escala

reduzida (escala 1:5), porém de grande porte (1,80 m x 1,50 m x 1,50 m), no qual é possível construir aterros por meio de camadas. Este equipamento permite a aplicação das tensões supracitadas, de forma uniforme, sobre a superfície dos aterros. A Figura 3.1 apresenta, de forma geral, o equipamento e os seus principais componentes.

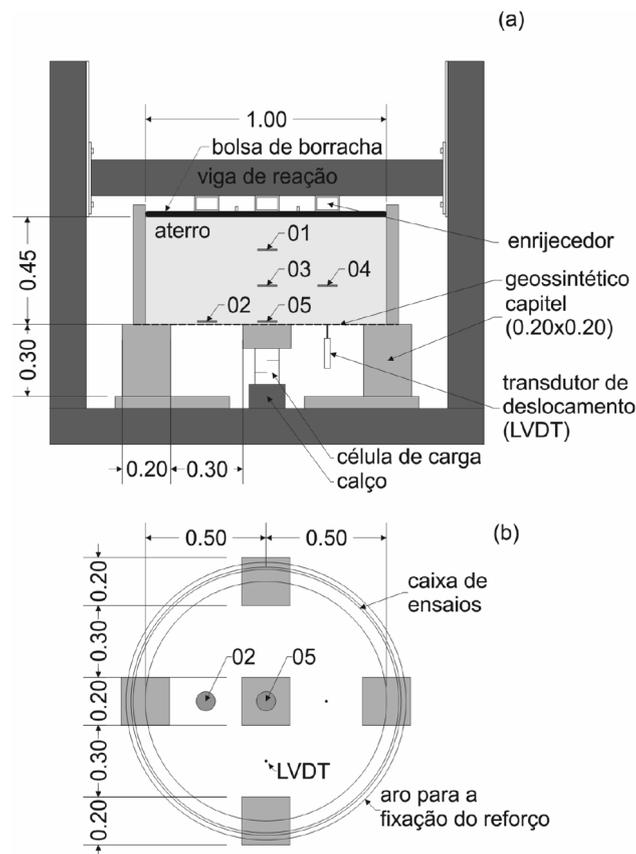


Figura 3.1. Equipamento, componentes e instrumentos utilizados nos ensaios (dimensões em metro): (a) seção transversal no centro da caixa de ensaios; (b) corte horizontal representativo da vista superior no nível imediatamente acima das bases dos aterros experimentais. Os números 01 a 05, no interior do aterro, correspondem às células de tensão total (CTTs) utilizadas.

Células de tensão total (CTTs) foram instaladas no interior do aterro construído com material granular, a fim de obter os registros dos incrementos de tensão total vertical, à medida que o arqueamento do solo se desenvolvia. A aquisição destes registros permitiu avaliar a influência do tipo de reforço no sistema. Na base dos aterros, transdutores de deslocamento linear foram instalados, também em posições convenientes, com a finalidade de registrar os recalques máximos dos reforços, as quais ocorrem devido à transferência de tensão vertical a estes elementos. Uma célula de carga também foi utilizada, sob o capitel central do modelo, para registrar a força (carga) vertical transferida a este capitel durante a realização dos ensaios. Deformações dos elementos de reforço e os recalques da superfície dos aterros também foram medidos, conforme será apresentado ainda neste capítulo.

Como elementos de reforço dos aterros simulados neste trabalho, foram empregados os seguintes geossintéticos: geotêxtil não tecido e geogrelha. Mas também, materiais alternativos (telas comerciais devidamente selecionadas), a fim de representar diferentes tipos de geossintéticos utilizados em obras no campo, levando-se em consideração o fator escala empregado nos ensaios em modelo reduzido.

Para preenchimento dos aterros foi utilizado um material granular (neste estudo, um pedregulho médio malgraduado), em conformidade com as recomendações de normas correntes para projeto de aterros suportados por estacas reforçados com geossintéticos.

3.3. MODELAGEM FÍSICA REDUZIDA IDEALIZADA

A modelagem física reduzida desenvolvida no Laboratório de Geotecnia da UnB teve como objetivo compreender melhor o comportamento de aterros sobre estacas reforçados com geossintéticos, submetidos às distintas tensões verticais monotônicas aplicadas nas suas superfícies. Os ensaios realizados em modelos foram baseados em outras modelagens disponíveis na literatura sobre o assunto, tais como: Zaeske (2001), Heitz (2006), Den Boogert (2011), dentre outros. A seguir, apresentam-se as características da modelagem física reduzida e sua geometria.

3.3.1. DESCRIÇÃO GERAL DO MODELO (1g) FÍSICO REDUZIDO

Para representar adequadamente o que acontece no campo por meio de modelos físicos em escala reduzida, faz-se necessário que os componentes usados para simular o problema sejam reduzidos pelo fator escala definido na idealização da modelagem física. A Figura 3.2 esquematiza a geometria (em planta) idealizada para as simulações de aterros estaqueados reforçados deste estudo.

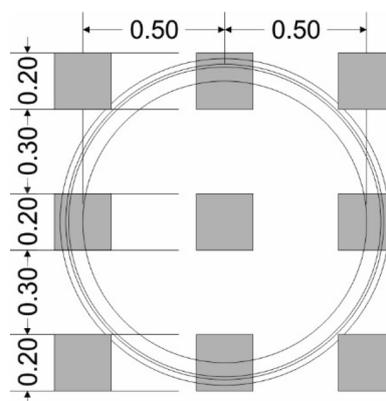


Figura 3.2. Geometria, em planta, idealizada para a simulação de aterros reforçados sobre estacas (dimensões em metro).

O fator escala tem grande influência nos diferentes parâmetros de relevância no comportamento de aterros reforçados com geossintéticos sobre estacas. Nos modelos idealizados neste estudo, a relação adotada entre os comprimentos, de campo e do modelo, foi igual a cinco, em decorrência dos distintos componentes disponíveis e empregados para a construção do equipamento. Isto implica que a relação entre as áreas, de campo e do modelo, seja igual a 25. As tensões verticais aplicadas nas superfícies dos aterros durante a execução dos ensaios devem corresponder a 1/5 das tensões verticais exercidas pelo maciço no campo. A Tabela 3.1 apresenta os parâmetros relevantes deste estudo, os quais sofrem considerável influência do fator escala adotado nas modelagens. As principais características geométricas da modelagem física reduzida idealizada para desenvolvimento desta pesquisa podem ser observadas na Figura 3.1.

O solo de fundação, geralmente de baixa capacidade de suporte no campo, não foi simulado nos ensaios realizados em modelos. Destaca-se que esta condição pode ocorrer no campo (em longo prazo), quando o subsolo mole sofre o processo de adensamento e, conseqüentemente, o suporte do mesmo deixa de existir. Desta forma, os sistemas estruturais avaliados neste estudo estavam sob condições desfavoráveis, isto é, não existiu, em momento algum, o suporte do subsolo mole. Por conta deste detalhe, é conveniente assumir que os resultados obtidos neste trabalho são conservadores.

Os ensaios desta tese foram realizados com uso de apenas uma camada de reforço, localizada na base da caixa de ensaios. Para o emprego de duas ou mais camadas de elementos de reforço seria necessário adaptar a caixa de ensaios de alguma forma, de modo a fixar os reforços na parede da caixa. Seis aterros instrumentados sobre estacas foram modelados e construídos com material granular sobre quatro tipos distintos de elementos de reforço.

Na Tabela 3.2 apresentam-se os parâmetros relacionados ao problema no campo, calculados a partir dos parâmetros idealizados para os modelos físicos reduzidos.

Tabela 3.1. Fator escala ($x = 5$).

<i>Parâmetro</i>	<i>Unidade</i>	<i>Fator escala (campo/modelo)</i>
Comprimento	m	x
Área	m ²	x^2
Tensão	kPa	x
Força (carga)	kN	x^3
Rigidez à tração dos elementos de reforço	kN/m	x^2 ou x
Recalque	mm	x

A influência do fator escala na rigidez à tração dos elementos de reforço merece importante destaque, uma vez que está relacionada com a espessura dos elementos de reforço empregados nos modelos para simular os geossintéticos que, em geral, são usados no campo. Em outras palavras, se a espessura dos elementos de reforço for modelada, o fator escala que deverá ser considerado é x^2 . Entretanto, se a espessura dos elementos de reforço não for modelada (modelo distorcido), o fator escala que deverá ser empregado é x . As espessuras dos elementos de reforço empregados nesta tese variaram de 0,51 mm a 1,46 mm. No campo, geossintéticos com espessuras entre 2,55 mm e 7,30 mm (isto é, cinco vezes os valores das espessuras usadas nos modelos) podem ser utilizados como reforço de aterros estaqueados. No entanto, destaca-se que não foi possível simular adequadamente a abertura das grelhas e, portanto, certa distorção ocorreu na modelagem dos reforços.

Tabela 3.2. Comparações entre os parâmetros do modelo físico reduzido e do problema no campo empregados neste estudo.

<i>Parâmetro</i>	<i>Dimensão</i>	
	<i>Modelo</i>	<i>Campo</i>
Área interna da caixa de ensaios	≈ 0,78 m ²	≈ 19,63 m ²
Larguras dos capitéis	0,20 m	1,00 m
Distância entre centros de estacas/capitéis	0,50 m	2,50 m
Altura de aterro no modelo	0,45 m	2,25 m
Rigidez à tração (a 5% de deformação) da geogrelha (GGR) usada nos ensaios 1, 2 e 3		
- MD (<i>Machine Direction</i>)	280 kN/m	1400 ou 7000 kN/m
- CMD (<i>Cross Machine Direction</i>)	152 kN/m	760 ou 3800 kN/m
Tensão vertical máxima aplicada nas superfícies dos aterros	≈ 41 kPa	≈ 205 kPa
Tensão vertical devida ao peso próprio do material na base da caixa de ensaios, $\gamma \cdot H$	≈ 7,23 kPa	≈ 36,16 kPa

Nos ensaios em modelo as extremidades dos elementos de reforço foram afixadas em dois aros metálicos com furos, aparafusados entre si, similar à forma empregada por Wrigley *et al.* (2012). Este conjunto foi instalado entre a caixa de ensaios e os capitéis de borda (apresentados nos subitens 3.4.1 e 3.4.2, respectivamente). Tais aros foram construídos com esta finalidade, de modo que os distintos elementos de reforço não se deslocassem horizontalmente ao longo de toda a circunferência da caixa de ensaios, durante os ensaios. O esquema de fixação dos elementos de reforço é ilustrado na Figura 3.3.

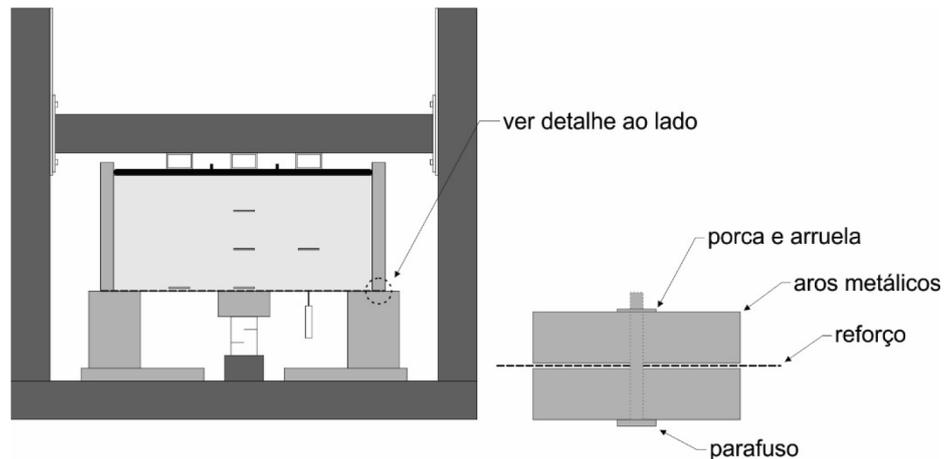


Figura 3.3. Ilustração do esquema de fixação dos elementos de reforço.

Note-se que os elementos de reforço foram pressionados por meio de parafusos e porcas entre os aros metálicos. Inspeções visuais após a remoção do material granular usado como aterro, no fim dos ensaios, mostraram que a ancoragem do reforço foi bem sucedida.

Em todos os ensaios realizados neste estudo a magnitude da tensão vertical monotônica máxima aplicada nas superfícies dos aterros foi a mesma. Os valores de tensões aplicados na superfície dos aterros instrumentados foram 10, 25 e 40 kPa, respectivamente.

3.4. MATERIAIS UTILIZADOS

3.4.1. MATERIAL DE ATERRO

Em obras de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, muita atenção é dada à camada de transferência de tensões e cargas do aterro, uma vez que esta é parte essencial do sistema. Neste trabalho, um pedregulho malgradado (Figura 3.4) foi utilizado como material de preenchimento do aterro, já que normas usualmente utilizadas como referência (BS 8006, EBGEO e CUR 226, por exemplo) recomendam o uso de materiais granulares para a construção desse tipo de aterro, a fim de assegurar uma melhor distribuição das tensões no interior do mesmo.

Na verdade, tais normas sugerem o uso de materiais granulares apenas na camada de aterro onde ocorre a transferência de tensões e cargas por meio do fenômeno de arqueamento do solo. Acima do “arco” ou da camada de transferência do aterro, onde ocorre o arqueamento (ver Figura 2.1), outro tipo de material pode ser usado, desde que o arqueamento do solo, na camada de transferência de tensões e cargas, seja estabelecido adequadamente.

O pedregulho foi submetido aos ensaios de caracterização (DNER-ME 083/98; NBR 12004, 1990; NBR 12051, 1991; DNER-ME 081/98) e de cisalhamento direto (ASTM D 3080/98). Os resultados destes ensaios serão apresentados no subitem 4.2.1, do próximo capítulo. A Figura 3.5 apresenta, de forma geral, o equipamento utilizado para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, destinado a avaliar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do material usado como aterro.

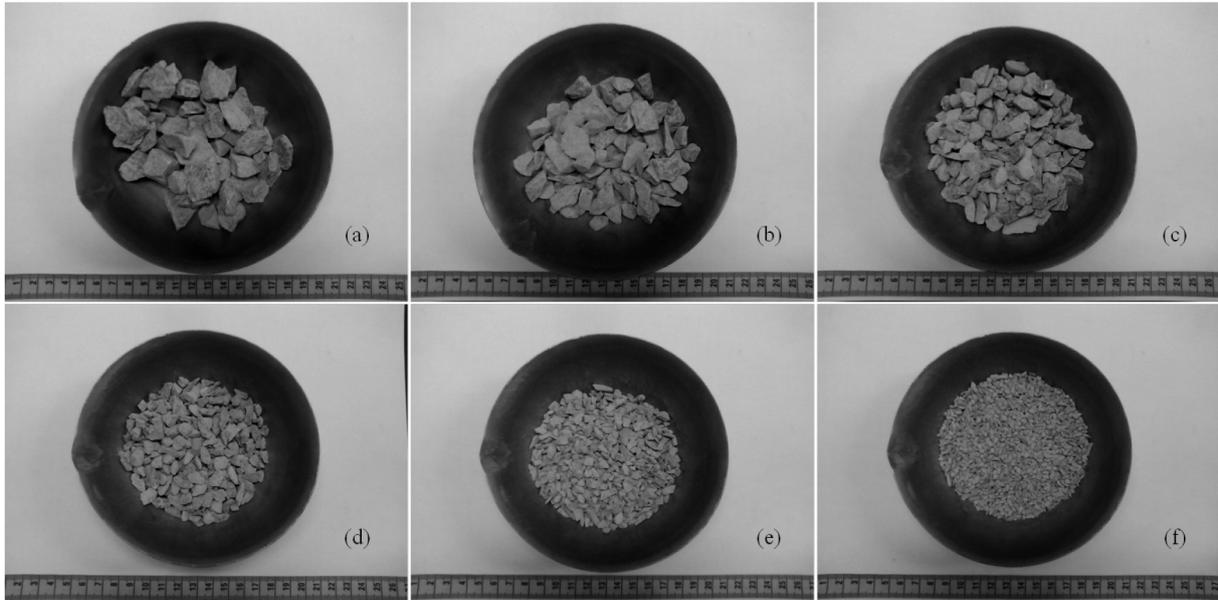


Figura 3.4. Frações de pedregulho retidas nas peneiras. (a) 12,5 mm; (b) 9,5 mm; (c) 6,3 mm; (d) 4,8 mm; (e) 2,4 mm e (f) 2,0 mm.

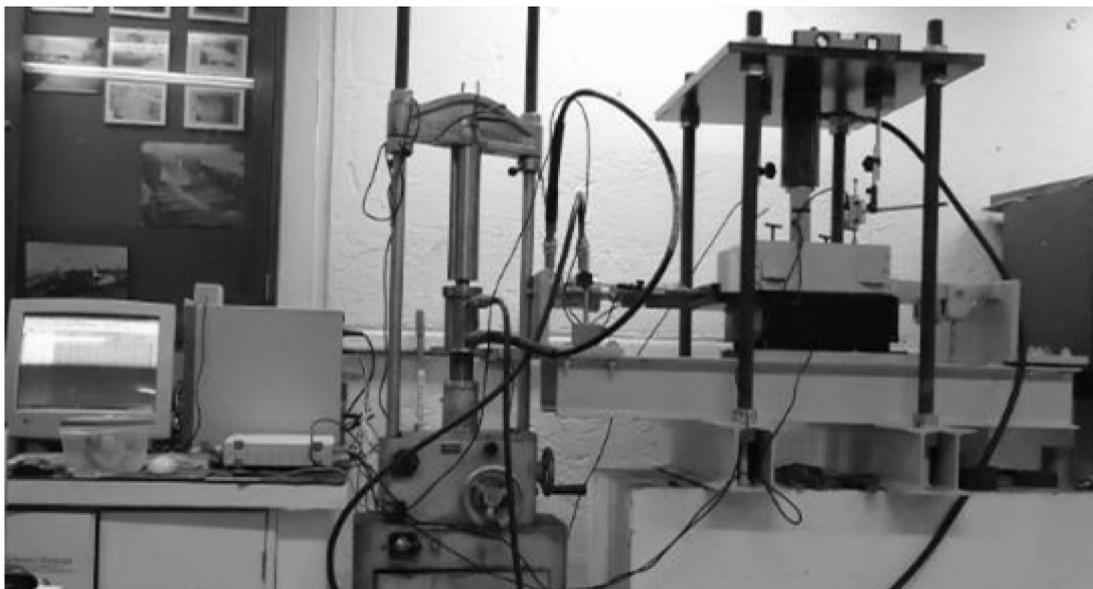


Figura 3.5. Visão geral do equipamento de médio porte para realização de ensaios de cisalhamento direto (Chrusciak, 2013).

3.4.2. REFORÇOS GEOSSINTÉTICOS

A fim de estudar a influência de distintos reforços no comportamento de aterros estaqueados com geossintéticos, os aterros instrumentados sobre estacas foram reforçados com quatro tipos de elementos de reforço. A Tabela 3.3 apresenta as principais características dos elementos de reforço convencionais empregados neste estudo. Vale destacar que todos os elementos de reforço empregados neste estudo foram caracterizados no laboratório, mesmo aqueles fornecidos pelo fabricante dos produtos.

Tabela 3.3. Principais características dos geossintéticos convencionais empregados neste estudo (materiais fornecidos pelo fabricante dos produtos).

<i>Característica</i>	<i>Reforço</i>	
	<i>Geogrelha</i>	<i>Geotêxtil não tecido</i>
Material de fabricação	Poliéster	Polipropileno
Abertura da malha (mm x mm)	20 x 20	N.A.
Resistência à tração (kN/m)		
- MD	20	19
- CMD	13	21
Rigidez à tração (kN/m)	>150	N.I.
Deformação máxima na resistência nominal (%)		
- MD	12	70

N.A. – não se aplica; N.I. – não informado pelo fabricante dos produtos.

As características destes elementos quanto ao tipo de matéria-prima para fabricação, gramatura, espessura, resistência à tração e rigidez à tração variaram. Dois dos quatro elementos de reforço empregados são geossintéticos convencionais. Os demais materiais são telas comerciais, as quais serão discutidas a seguir.

O geotêxtil não tecido convencional apresentado na Tabela 3.3, além de ter sido utilizado como elemento de reforço, foi empregado também sobre os capitéis, em um dos ensaios, para proteger a geogrelha da abrasão com os cantos dos capitéis, conforme é feito comumente no campo (ver Figura 2.5). As telas comerciais selecionadas para simular geossintéticos neste estudo são popularmente conhecidas como *tela de tapeçaria* e *tela de mosquito*. Estas telas foram empregadas neste estudo com o objetivo de obedecer ao efeito escala com respeito ao módulo de rigidez à tração. Estes materiais podem ser facilmente encontrados nos centros urbanos. A Figura 3.6 mostra os elementos de reforço usados neste trabalho.

Usualmente, em obras de aterros estaqueados reforçados, os geotêxteis são utilizados para fins de separação. Entretanto, um dos objetivos deste trabalho foi avaliar a viabilidade (ou não) deste tipo de reforço neste tipo de solução de engenharia. Além disto, é possível também comparar os resultados obtidos com aterros reforçados com geogrelhas.

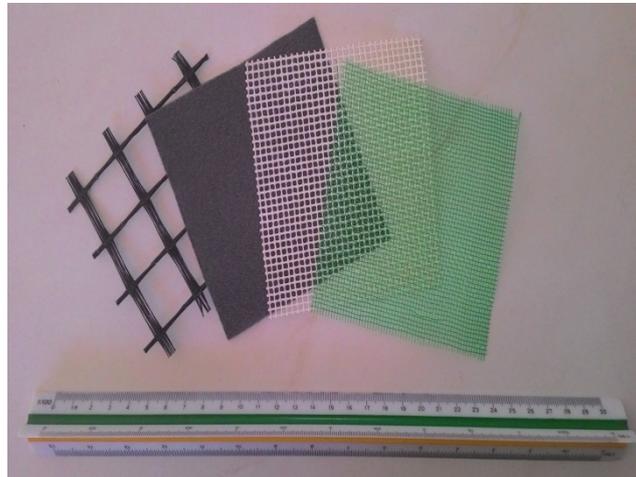


Figura 3.6. Materiais usados para simular geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.

Dentre os geossintéticos convencionais mostrados na Figura 3.6, a geogrelha (GGR) é fabricada com fibras de poliéster revestidas por uma capa de PVC e o geotêxtil não tecido convencional (GTX-C) é fabricado com polipropileno. As telas comerciais (GTX-1: tela de tapeçaria de cor creme e GTX-2: tela de mosquitoireiro de cor verde), obviamente, não são classificadas como geossintéticos, todavia foram selecionadas para este estudo, de forma tão conveniente quanto possível, de acordo com as suas características e propriedades, a fim de simular reforços que podem ser usados em obras. Estes materiais possuem abertura de malha e espessura muito menores do que os elementos de reforço convencionais e são capazes de simular reforços mais flexíveis e com baixa resistência à tração quando comparados com os reforços tipicamente usados no campo. É importante ressaltar que o processo de seleção destes materiais foi muito difícil, uma vez que a influência do fator escala da modelagem sobre os elementos de reforço usados é indispensável para a adequada avaliação do comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Adicionalmente, destaca-se que existem inúmeras telas disponíveis para compra nos mercados de centros urbanos, entretanto, poucas são as que se mostraram apropriadas para simular reforços geossintéticos na base de aterros estaqueados, levando-se em conta o fator escala empregado nesta pesquisa.

Outro fator que merece destaque com relação à modelagem realizada neste estudo é que quando há diminuição da abertura da grelha usada como reforço, na base de aterros, deve haver também a diminuição do tamanho dos grãos do material de preenchimento, para que a interação solo-reforço seja compatível com a situação de campo. Nesta pesquisa, entretanto, esta compatibilidade não foi satisfeita para todos os reforços empregados. Pode-se afirmar que a compatibilidade foi satisfeita para os reforços GGR e GTX-C. No entanto, para os reforços GTX-1 e GTX-2 isto não ocorreu.

As propriedades destes materiais foram estabelecidas a partir da realização dos ensaios de resistência à tração faixa larga, em corpos de prova (CPs) de 200 mm x 100 mm, sob velocidade de deformação correspondente a 20%/min., segundo a norma brasileira NBR ISO 10319 (2013). A prensa empregada para a realização dos ensaios de resistência à tração faixa larga foi a *EMIC*, modelo *DL2000* (Figura 3.7). Os resultados destes ensaios estão apresentados no subitem 4.2.2, do próximo capítulo.

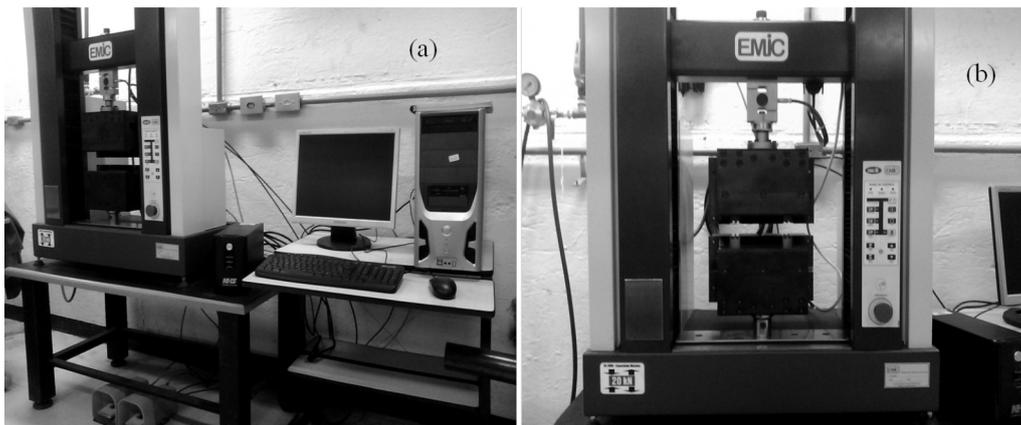


Figura 3.7. Prensa *EMIC* empregada para realização dos ensaios de resistência à tração faixa larga nos elementos de reforço.

Para a seleção dos quatro elementos de reforço empregados neste trabalho foram realizados os ensaios supracitados, em ambas as direções de trabalho, com o objetivo de determinar os módulos de rigidez à tração destes materiais, para 5% de deformação, $J_{5\%}$. Assim, foi checado se os valores obtidos a partir dos ensaios enquadravam-se na faixa de variação de $J_{5\%}$ capazes de simular os geossintéticos tipicamente utilizados, no campo, em obras correntes. Os valores de $J_{5\%}$ determinados no laboratório variaram de 30 kN/m a 280 kN/m, na direção de fabricação (MD) e de 27 kN/m a 152 kN/m, na direção perpendicular à direção de fabricação (CMD).

Ressalta-se que a determinação das espessuras dos elementos de reforço apresentados acima foi feita conforme as recomendações da norma NBR ISO 9863-1 (2013). A determinação das distintas gramaturas dos elementos de reforço utilizados nesta pesquisa foi feita segundo as recomendações da norma NBR ISO 9864 (2013).

3.5. EQUIPAMENTO DE ESCALA REDUZIDA

3.5.1. CAIXA DE ENSAIOS E ESTRUTURA DE REAÇÃO

Os aterros instrumentados foram modelados e construídos em uma caixa cilíndrica de concreto armado (manilha normalmente utilizada para a construção de redes de águas pluviais e de esgoto), com dimensões de 0,50 m de altura, 1,00 m de diâmetro interno e parede de 0,05 m de espessura. A partir das dimensões desta caixa, o equipamento construído foi idealizado para ser capaz de simular um trecho de obra, reduzido em cinco vezes (fator escala 1:5), tendo-se em conta as dimensões comumente usadas no campo. O tampão da manilha, também de concreto armado, foi usado como base para os capitéis, os quais serão descritos no próximo subitem.

De modo a formar um único conjunto com a caixa de ensaios, o sistema de reação permitiu a aplicação de tensões verticais monotônicas uniformemente distribuída sobre as superfícies dos aterros. O sistema de reação foi projetado em aço 250 MR, por meio do programa computacional SAP2000, que é um pacote de “software” da “Computer and Structures Inc.”, destinado a projetos e análises estruturais.

Idealizou-se um equipamento onde as suas partes (os pilares, a viga e a base) fossem aparafusadas entre si, para facilitar a entrada do mesmo no laboratório, mas também para desocupar o espaço usado no laboratório, após o fim desta tese. Os pilares e a base do pórtico estrutural foram projetados e construídos com o perfil duplo C 150 x 50. A viga de reação foi projetada e construída com o perfil duplo W 150 x 18, da Gerdau, de modo que sua posição pode ser regulada de acordo com a necessidade das etapas dos ensaios. Porcas e parafusos de aço foram utilizados para afixar a viga de reação aos pilares do sistema de reação. O pórtico estrutural foi projetado para suportar tensões verticais monotônicas superiores àquelas aplicadas na superfície dos aterros instrumentados, por questões de segurança. Em todos os ensaios realizados nesta pesquisa, a tensão monotônica máxima aplicada sobre as superfícies dos aterros, por meio de pressão de água exercida por uma bolsa de borracha, foi cerca de 40 kPa, isto é, a tensão vertical equivalente a um aterro de aproximadamente 3 m de altura, no modelo físico reduzido, e aproximadamente 15 m de altura, no campo, considerando-se o

fator escala da modelagem reduzida idealizada. Entretanto, o sistema de reação foi projetado considerando-se a aplicação de uma tensão vertical de 160 kPa nas superfícies dos aterros, isto é, a tensão vertical equivalente a um aterro de aproximadamente 10 m de altura, no modelo físico reduzido, e aproximadamente 52 m de altura no campo.

A Tabela 3.4 apresenta as alturas mínimas das camadas de transferência de aterros estaqueados reforçados, considerando-se a geometria do modelo idealizado neste trabalho, para “garantir” o arqueamento completo ou total do material usado com aterro, conforme recomendado pelas normas BS 8006 e EBGEO. Todavia, a maior altura de aterro empregada nos ensaios desta pesquisa (na fase de construção das camadas) foi de 0,45 m, por conta de limitações relacionadas à caixa de ensaios. Note-se que as normas, britânica e alemã, divergem muito ($H_{min,EBGEO} > 2 \cdot H_{min,BS\ 8006}$) com relação à altura mínima que a camada de transferência de cargas/tensões do aterro deve ter para que o arqueamento funcione adequadamente.

Tabela 3.4. Alturas mínimas de aterros estaqueados reforçados, segundo algumas normas vigentes.

<i>Parâmetro</i>	<i>Equação</i>	<i>Dimensão</i>
Altura mínima do aterro, no modelo, segundo BS 8006	$\geq 0,70 \cdot (s - a)$	0,21 m
Altura mínima do aterro, no modelo, segundo EBGEO	$\geq (s_d - d_{eq})$	0,48 m

3.5.2. CAPITÉIS

A literatura sobre aterros estaqueados reforçados com geossintéticos mostra que a distância entre os eixos longitudinais das estacas adjacentes, s_x e s_y , varia de 0,90 a 4,00 m, a depender do tipo de estaca empregada. As estacas apresentam, normalmente, diâmetro, d , que varia de 0,10 a 0,32 m e possuem um capitel no seu topo, com largura, a , que varia de 0,75 a 1,00 m (van Eekelen *et al.*, 2008). Assim sendo, a distância entre os centros de capitéis adjacentes, vistos em planta, adotada nos modelos deste trabalho foi de 0,50 m. As características dos capitéis são apresentadas na Tabela 3.5.

Dois tipos de capitéis foram construídos no Laboratório de Engenharia de Materiais da UnB: os capitéis de borda e os de centro. Os primeiros foram construídos aos pares, como mostrado na Figura 3.8(a). Estes capitéis possuem 0,30 m de altura e estão ligados entre si por meio de barras de aço de 25 mm de diâmetro, para impedir o possível tombamento dos mesmos durante a realização dos ensaios. O segundo tipo de capitéis foi construído isoladamente e são mostrados na Figura 3.8(b). Estes capitéis possuem 0,10 m de altura e foram apoiados sobre

uma célula de carga, com a finalidade de se medir a força (carga) vertical transmitida a eles. Ambos os capitéis possuem larguras de 0,20 m.

Tabela 3.5. Características geométricas dos capitéis adotados nesta pesquisa, em planta.

<i>Parâmetro</i>	<i>Símbolo</i>	<i>Dimensão</i>
Distância entre centros de capitéis adjacentes	s	0,50 m
Distância (na diagonal) entre centros de capitéis	s_d	0,707 m
Largura dos capitéis	a	0,20 m
Área dos capitéis, em planta	A_p	0,04 m ²
Diâmetro equivalente para capitéis circulares	d_{eq}	0,2256 m
Distância entre faces de capitéis adjacentes	$s - a$	0,30 m

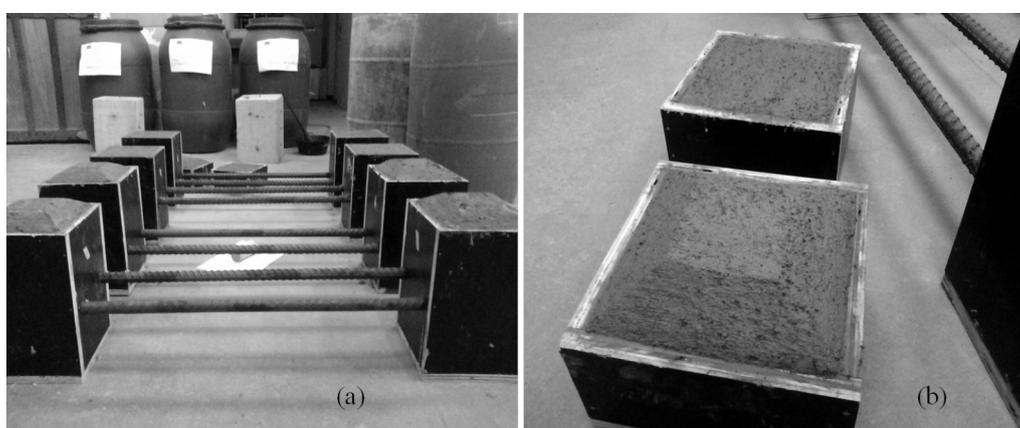


Figura 3.8. Capitéis construídos. (a) etapa final da construção dos capitéis de borda; (b) etapa final da construção dos capitéis centrais, com e sem superfície abaulada.

Os capitéis foram construídos com duas configurações diferentes: com cantos “vivos” (sem superfície abaulada) e sem cantos “vivos” (com superfície abaulada). Estas configurações foram executadas, visto que é provável que os geossintéticos sejam sensíveis ao contato com os cantos afiados dos capitéis (Almeida & Marques, 2011). Ao todo, foram construídos oito capitéis de borda e dois de centro. Todos os capitéis foram constituídos com concreto simples. Durante a realização dos ensaios, a caixa de ensaios ficou simplesmente apoiada nos quatro capitéis de borda, conforme mostrado na Figura 3.9. Destaca-se, entretanto, que os ensaios realizados nesta tese utilizaram-se apenas os capitéis sem superfície abaulada, devido à limitação de tempo. Os demais capitéis construídos poderão ser utilizados em pesquisas futuras, a fim de se avaliar a influência disso no comportamento de aterros estaqueados reforçados.

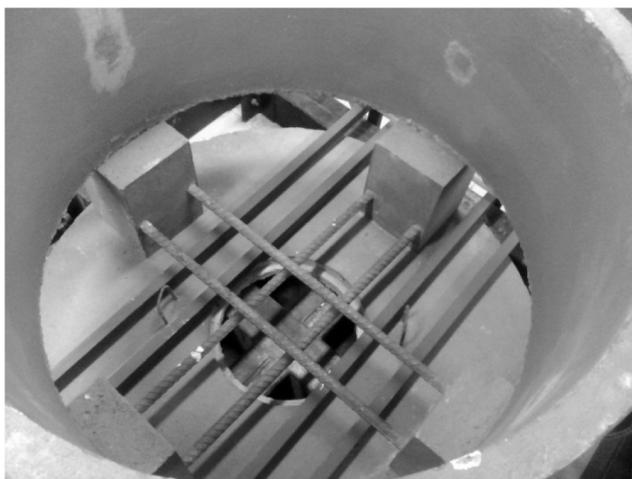


Figura 3.9. Caixa de ensaios simplesmente apoiada nos capitéis de borda.

3.5.3. SISTEMA DE INTERFACE AR COMPRIMIDO-ÁGUA PARA A APLICAÇÃO DE TENSÕES VERTICAIS MONOTÔNICAS

O sistema de interface ar comprimido-água é um dos componentes do equipamento para a realização dos ensaios desta pesquisa. Como parte deste sistema, foi empregado e adaptado um botijão de gás de cozinha (P-13, com diâmetro de 360 mm e altura de 476 mm) como tanque para armazenar água. Este tanque possui três conexões na sua parte superior. A primeira conexão é destinada à entrada de água, a qual foi conectada à rede de abastecimento de água do Laboratório de Geotecnia da UnB, por meio de uma mangueira apropriada para isto.

Este sistema possui um filtro antes da entrada da água no tanque com a finalidade de evitar o transporte de ferrugem e outros sedimentos que podem estar presentes na água. O nível de água no interior do tanque foi monitorado por meio de uma mangueira transparente, conectada às partes superior e inferior do tanque. A segunda conexão, na parte superior do tanque, funciona como extravasor, a qual permite a saída de ar do tanque durante o seu enchimento, mas também durante a despressurização do sistema, realizada no fim dos ensaios.

A terceira conexão permite a entrada de ar pressurizado no tanque. O ar pressurizado é proveniente de um compressor e se distribui nas instalações de rede de ar comprimido do Laboratório de Geotecnia da UnB. O compressor possui capacidade nominal de 1200 kPa. As tensões verticais aplicadas sobre os aterros instrumentados, durante a realização dos ensaios, foram monitoradas pelo sistema ar comprimido-água, mediante manômetros e válvula reguladora de pressão. O ar comprimido proveniente do compressor entra na parte superior do

tanque de modo a exercer uma pressão uniformemente distribuída sobre a água armazenada no interior do mesmo.

A água pressurizada sai pela parte inferior do tanque, por meio de uma mangueira apropriada, capaz de suportar pressões elevadas. Esta mangueira é capaz de transportar a água sob pressão até a bolsa de borracha, a qual foi confeccionada, exclusivamente, para aplicar tensões verticais monotônicas sobre a superfície do aterro instrumentado e reforçado, uma vez que bolsas pressurizadas são práticas para utilização em equipamentos de grande porte e garantem a distribuição uniforme da tensão normal ao longo da superfície dos aterros (Palmeira, 2009). O esquema geral do sistema ar comprimido-água é apresentado na Figura 3.10.

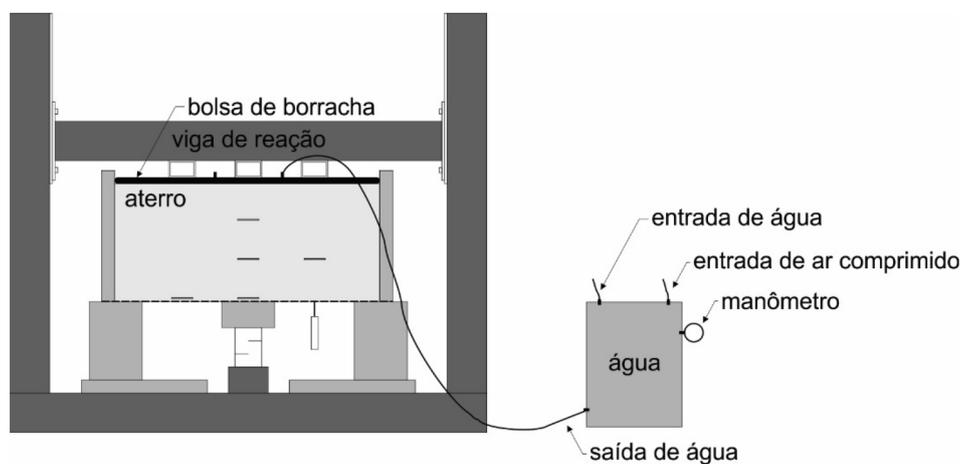


Figura 3.10. Sistema de interface ar comprimido-água para aplicação de tensões verticais monotônicas.

A bolsa de borracha confeccionada para aplicar tensões verticais monotônicas nas superfícies dos aterros é apresentada na Figura 3.11. A bolsa consiste em dois pedaços circulares de borracha natural, de diâmetros iguais, afixadas entre si por meio de dois aros metálicos ligados entre si mediante parafusos. Além disso, a bolsa possui 02 (duas) conexões iguais, na sua parte superior, destinadas à entrada de água e saída de ar. Vale ressaltar que todos os locais onde houve suspeita de ocorrência de vazamentos foram vedados com uso de silicone. Um disco de compensado e um dispositivo de aço foram os componentes que permitiram o contato da bolsa de borracha com a viga de reação. O disco de compensado possui diâmetro pouco menor que a caixa de ensaios. O dispositivo de aço foi utilizado sobre o disco de compensado e foi o elemento que fez contato com a viga de reação em todos os ensaios realizados neste estudo, por meio de calços apropriados.

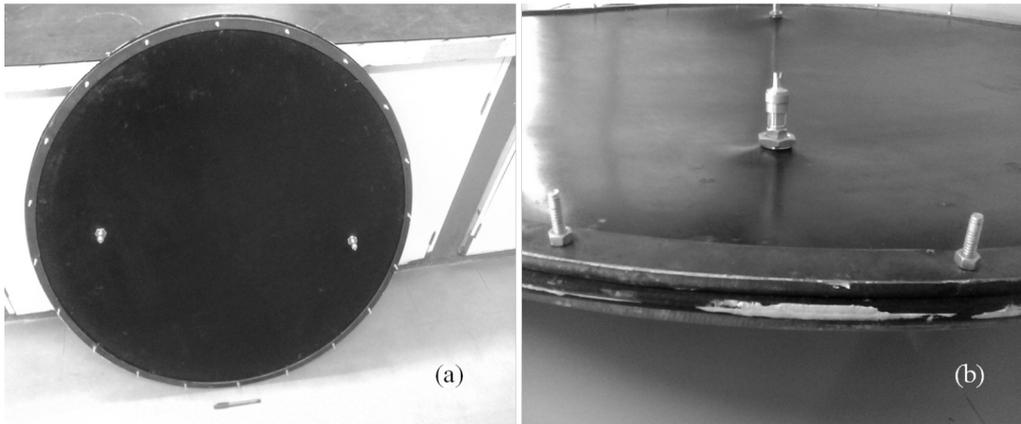


Figura 3.11. Bolsa de borracha confeccionada para aplicação de tensões verticais monotônicas uniformemente distribuída. (a) vista geral e (b) detalhe de fixação.

Durante a realização de todos os ensaios os incrementos de tensão vertical foram aplicados por meio da pressão de água presente no interior da bolsa de borracha. A pressão de água foi controlada com um manômetro instalado no tanque (botijão de gás de cozinha). A Figura 3.12 apresenta o tanque para armazenamento de água empregado nesta pesquisa. Destaca-se que o uso de água sob pressão ao invés de ar no interior da bolsa de borracha favorece a segurança de pessoal envolvido nos ensaios, além de ser uma solução simples contra possíveis acidentes relacionados com a elevada expansão do ar (explosão). No entanto, quando se tem vazamento da água sob pressão, durante o ensaio, há considerável diminuição das tensões aplicadas.

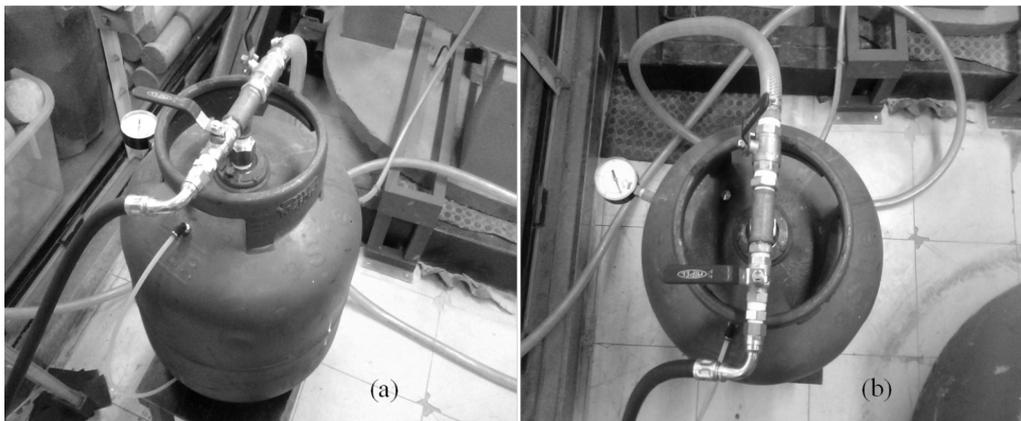


Figura 3.12. Tanque empregado para armazenar água sob pressão. (a) visão geral; (b) vista superior.

3.5.4. INSTRUMENTAÇÃO

Neste estudo, diferentes grandezas foram medidas durante a realização dos ensaios em modelos, a saber: a distribuição de tensões totais verticais no interior do material granular; as forças (carga) verticais transferidas ao capitel central; os recalques máximos dos elementos de reforço na base dos aterros; os alongamentos dos reforços na base dos aterros, para a

determinação das deformações médias dos mesmos e os recalques da superfície dos aterros avaliados.

As medições dos alongamentos dos reforços empregados neste trabalho foram feitas por meio da utilização de uma fita métrica, na metade do vão entre capitéis adjacentes. Estas medições foram efetuadas, de forma manual/visual, após a estabilização de cada incremento de tensão vertical aplicado na superfície dos aterros modelados. Destaca-se que, deste modo, as medições efetuadas não foram tão precisas, mas que, assim, pôde-se ter ideia da magnitude das deformações médias dos reforços, sem que fosse necessário o uso de instrumentação geotécnica sofisticada, como “strain gauges”, por exemplo.

Para as medições dos recalques da superfície dos aterros foi usada a régua mostrada na Figura 3.13. As medições foram realizadas nas projeções verticais dos pontos onde foram instalados os LVDTs. Foram medidas as distâncias da régua à superfície dos aterros. Estas distâncias foram medidas apenas nos ensaios com os reforços GGR 3, GTX-C, GTX-1 e GTX-2.



Figura 3.13. Régua usada para medir os recalques da superfície dos aterros granulares.

As medições foram efetuadas em apenas dois instantes: após a estabilização das cargas verticais devido ao peso próprio das camadas dos aterros (isto é, após o final da construção do aterro de 0,45 m de altura) e após a estabilização do terceiro incremento de tensão vertical, 40 kPa (ou seja, após a retirada da bolsa de borracha no fim dos ensaios). Ressalta-se que não foram efetuadas medições entre incrementos de tensão vertical. Este fato justifica-se, uma vez que não era possível efetuar as medições a cada incremento de tensão vertical, devido ao uso da bolsa de borracha pressurizada nas superfícies dos aterros.

Os recalques da superfície dos aterros foram monitorados por meio de medições realizadas com fita métrica considerando-se, como referência, pontos específicos no topo da caixa de ensaios. As medições foram realizadas ao longo das linhas que passam pelos centros dos capitéis de borda e central, em ambas as direções. A resolução das medições foi de 1 mm.

Em geral, a instrumentação é de fundamental importância para que se possa verificar o comportamento mecânico de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Com a utilização de instrumentos geotécnicos, é possível avaliar o desempenho dessa técnica por meio da medição das respostas do sistema de elementos às tensões verticais aplicadas. Além disso, muitas vezes, o uso de instrumentos geotécnicos é importante para o acúmulo de experiências e aprimoramento de técnicas de projeto.

Os ensaios executados nesta pesquisa foram monitorados com a utilização dos instrumentos geotécnicos sumariados a seguir. A célula de carga e as células de tensão total foram disponibilizadas pelo Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB. Os transdutores de deslocamento linear (LVDTs, do inglês, “Linear Variable Differential Transformer”), modelo PY 2 C 050, foram adquiridos da empresa Gefran Brasil Eletroeletrônica LTDA.

Geralmente, as deformações nos reforços são medidas por meio de “strain gauges”. Entretanto, conforme já descrito acima, para a obtenção das deformações nesta pesquisa utilizaram-se medições de alongamentos dos reforços empregados mediante o uso de fita métrica, uma vez que não foi possível a adequada fixação de “strain gauges” nos mesmos. Assim sendo, não foi necessária a aquisição eletrônica destes dados.

3.5.4.1. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO LINEAR, LVDT

Foram utilizados dois LVDTs para a medição dos recalques máximos dos reforços nas bases dos aterros. O curso máximo dos LVDTs empregados nesta pesquisa foi de 50 mm e funcionaram com sistema elétrico de meia ponte. As Figuras 3.14 e 3.15 mostram, respectivamente, um dos LVDTs utilizados e o procedimento de calibração dos mesmos, conforme descrito acima.



Figura 3.14. LVDT utilizado nos ensaios.

Antes da realização dos ensaios, foi necessário efetuar a calibração dos LVDTs junto ao sistema de aquisição de dados utilizado. Para isto, foi utilizada uma prensa e um deflectômetro analógico apropriado. Os LVDTs (um de cada vez) e o deflectômetro foram afixados na prensa por meio de bases magnéticas. Os LVDTs foram conectados ao aquisitor de dados e, à medida que o disco da prensa era elevado, as hastes de ambos os instrumentos acompanhavam o movimento do disco. A cada intervalo de deslocamento, as leituras do deflectômetro foram inseridas na plataforma de aquisição de dados e, simultaneamente, o sistema de aquisição de dados fez os registros das voltagens correspondentes aos recalques medidos pelos LVDTs.

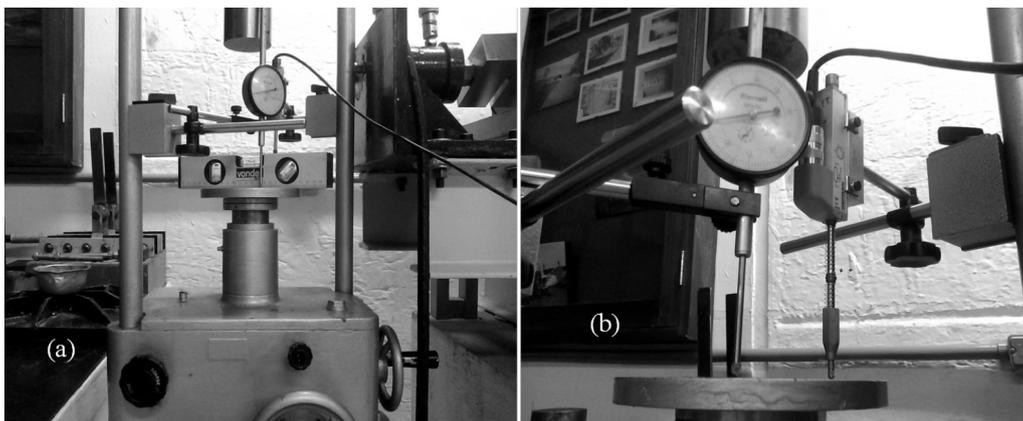


Figura 3.15. Procedimento usado para a calibração dos LVDTs. (a) visão geral; (b) detalhe dos instrumentos.

3.5.4.2. CÉLULA DE CARGA

Foi utilizada uma célula de carga para a medição das forças (cargas) verticais transferidas ao capitel localizado sob o centro dos aterros granulares instrumentados. A Figura 3.16 mostra a célula de carga empregada nos ensaios desta pesquisa, a qual possui capacidade máxima de 50 kN e funciona com sistema elétrico de ponte completa.



Figura 3.16. Célula de carga utilizada nos ensaios.

Antes da realização dos ensaios deste estudo, a célula de carga foi devidamente calibrada junto ao sistema de aquisição de dados utilizado. Para isto, foram aplicados sucessivos incrementos de força (carga) por meio de uma prensa da marca *Dinateste*, de propriedade do Laboratório de Engenharia de Materiais da UnB, a qual possui capacidade máxima de 1000 kN (Figura 3.17).



Figura 3.17. Prensa *Dinateste* empregada para a calibração da célula de carga.

3.5.4.3. CÉLULAS DE TENSÃO TOTAL, CTTs

Foram utilizadas cinco CTTs para a medição das tensões totais verticais atuantes em diferentes pontos no interior dos aterros, a fim de se compreender melhor o fenômeno de arqueamento do solo. A Figura 3.18 mostra um desses instrumentos.



Figura 3.18. Células de tensão total utilizadas nos ensaios.

Todas as células utilizadas nesta pesquisa foram do tipo diafragma, fabricadas pela empresa *Micro Sensores Industrial*. Tais instrumentos possuem dimensões de 75 mm de diâmetro, 7 mm de espessura e acurácia de 1%. Duas destas células possuem capacidade máxima de 300 kPa, enquanto as demais têm capacidade de 600 kPa. Este instrumento funciona com sistema elétrico de ponte completa.

Antes da realização dos ensaios em modelo, as células de tensão total foram calibradas. Para tanto, utilizou-se um sistema de interface ar comprimido-água, similar ao apresentado no subitem 3.5.3, e uma caixa rígida bipartida de aço, com dimensões internas de 320 mm x 320 mm x 300 mm (Figura 3.19 a e b), preenchida com o pedregulho utilizado como material de aterro nos ensaios em modelo. Para obter informações detalhadas sobre este equipamento, os trabalhos de Ruiz-Gómez (2014) e Amarillo Soto (2015) podem ser consultados.



Figura 3.19. Conjunto de elementos empregados para a calibração das células de tensão total. (a) interface ar comprimido-água e (b) caixa rígida utilizada para a calibração das CTTs.

A densidade das camadas de aterro no interior da caixa rígida, para calibração das CTTs, foi controlada por meio da altura de lançamento do material granular. O propósito foi preencher o volume da caixa de calibração com determinada quantidade deste material. O peso específico natural do pedregulho, na calibração das CTTs e nos ensaios realizados em modelos, foi de 16,1 kN/m³. O Apêndice A apresenta os registros fotográficos dos procedimentos adotados para a calibração da CTT-05 (usada imediatamente acima do capitel central). Os mesmos procedimentos foram empregados para calibrar as demais CTTs. A única diferença no que diz respeito à calibração das diferentes CTTs foi o posicionamento destas no interior da caixa rígida usada.

Foram utilizadas três configurações diferentes para a calibração das CTTs, de acordo com o posicionamento das mesmas no interior do aterro instrumentado reforçado, de modo a reproduzir, de forma conveniente, as condições que as CTTs estariam nos ensaios realizados em modelos: i) calibração da CTT localizada imediatamente acima do capitel central (contato capitel-pedregulho); ii) calibração das CTTs localizadas no interior do maciço (contato pedregulho-pedregulho) e iii) calibração da CTT localizada imediatamente acima dos elementos de reforço (contato reforço-pedregulho).

As CTTs foram instaladas na caixa, sendo recobertas pelo material de aterro. Após este processo, a tampa da caixa foi instalada e afixada, de modo a fazer com que a bolsa pressurizada (localizada na tampa da caixa) fizesse contato com a superfície do maciço de pedregulho, onde foram aplicados incrementos de tensão vertical a partir de um sistema de interface ar comprimido-água. As tensões verticais aplicadas foram monitoradas por meio de um manômetro instalado na tampa da caixa, o qual teve a finalidade de indicar os distintos acréscimos de tensão total vertical que a bolsa pressurizada estava a aplicar na superfície das amostras. Simultaneamente, o sistema de aquisição de dados, a ser descrito a seguir, indicava as diferentes voltagens correspondentes, registradas pelos extensômetros elétricos existentes no diafragma da CTT.

Merece destaque que, tanto nas calibrações quanto nos ensaios em modelos, se buscou evitar erros de medição causados pela excentricidade de cargas não uniformes ou pontuais, de modo a obedecer à razão entre o diâmetro das CTTs e do maior grão presente no material de aterro em contato com o instrumento, segundo recomendações de Dunnycliff & Green (1988, citado por Palmeira 1996). A relação supracitada é apresentada na equação a seguir.

$$D > (20 \text{ a } 40) \cdot d_0$$

Eq. 15

onde, D é o diâmetro das CTTs e d_0 é o diâmetro equivalente do maior grão presente no material de aterro que envolve as CTTs.

Assim sendo, durante a calibração das CTTs, teve-se cuidado de envolver todas as células com os grãos do material usado como aterro, passantes na peneira de número 10 (abertura de malha igual a 2 mm), de forma similar àquela empregada por Santos (2011), conforme apresentado no Apêndice A. Esta fração do material de aterro (um tipo de areia) é mostrada na Figura 3.20. Vale ressaltar que, durante a construção dos aterros granulares instrumentados reforçados nos ensaios em modelo, foram empregados os mesmos procedimentos usados durante o processo de calibração das CTTs.

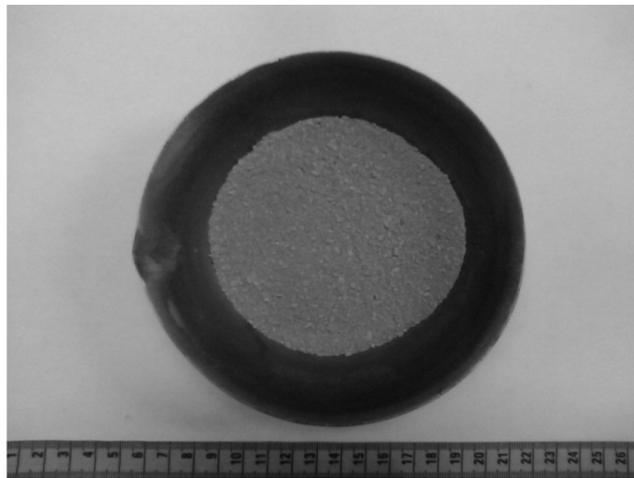


Figura 3.20. Fração de pedregulho passante na peneira de abertura da malha igual a 2,0 mm.

3.5.5. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

Para efetuar as leituras dos sinais dos instrumentos empregados nos ensaios realizados nesta pesquisa, foi utilizado o sistema de aquisição de dados denominado de *Spider 8*, da HBM, mostrado na Figura 3.21. O sistema possui oito canais para ligar os instrumentos. Destaca-se que este sistema de aquisição funciona com “software” específico, o *Catman*®, o qual foi empregado para a visualização dos sinais emitidos pelos instrumentos. O programa computacional permite a aquisição simultânea dos dados de todos os canais, além de possibilitar a programação da frequência com que os dados são coletados.

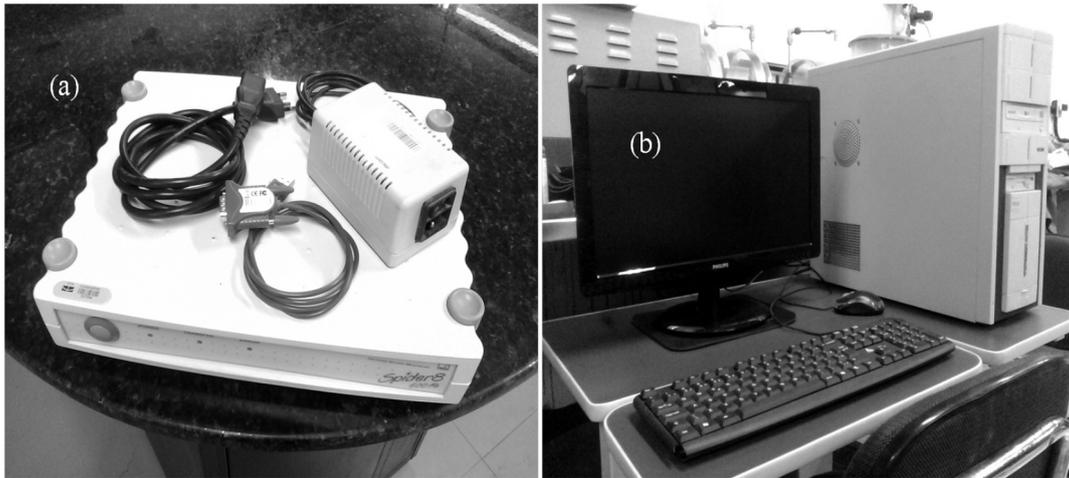


Figura 3.21. Sistema de aquisição de dados. (a) *Spider 8* e (b) componentes de informática utilizados nos ensaios.

As curvas de calibração das instrumentações geotécnicas utilizadas nesta pesquisa são apresentadas no Apêndice B.

3.6. PROCEDIMENTOS DE ENSAIOS

As etapas de realização dos ensaios em modelo serão descritas a seguir. Todos os procedimentos adotados serão apresentados detalhadamente.

Antes da realização dos ensaios, vale ressaltar que a parede interna da caixa de ensaios foi regularizada com massa corrida, com a finalidade de minimizar o atrito na mesma. A montagem dos ensaios realizados neste trabalho compreendeu as seguintes etapas: instalação dos elementos de reforço na base da caixa de ensaios e em contato com os capitéis, devidamente afixados; colocação de uma camada de filme de PVC sobre os elementos de reforço, para que as frações de pedregulho com menores diâmetros de grãos não passassem pelas aberturas da geogrelha; lubrificação da parede interna da caixa de ensaios com vaselina (sólida e líquida) e aplicação de duas camadas de plástico (lona fina) com aplicação das mesmas vaselinas supracitadas entre as camadas de plástico, para minimizar o atrito lateral no contato entre o material de aterro e a parede, ao longo de seu perímetro; construção das três camadas de aterro com material granular, juntamente com a instalação das CTTs em suas devidas posições; e a aplicação das tensões verticais monotônicas uniformemente distribuídas nas superfícies dos aterros.

Antes da instalação dos elementos de reforço, a célula de carga foi devidamente posicionada sob o capitel central, de forma a permitir que este atingisse a mesma cota dos capitéis de

borda, no nível do reforço. Após a colocação dos elementos de reforço, os LVDTs foram posicionados em contato com os mesmos, com a finalidade de medir os recalques verticais máximos na metade do vão entre dois capitéis adjacentes, devido à ação da carga vertical, por metro, sobre o reforço, W_T na BS 8006, a qual age principalmente nos trechos entre capitéis adjacentes. Os LVDTs foram instalados nas bases dos aterros por meio de suportes afixados no piso do Laboratório de Geotecnia da UnB.

Os aterros instrumentados ensaiados foram construídos em 03 (três) etapas distintas, isto é, em três camadas. Cada uma destas foi construída com 0,15 m de altura, por meio da técnica de chuva de pedregulho, a partir das determinações de $e_{máx}$ e $e_{mín}$. A altura final dos aterros foi de 0,45 m, com peso específico aparente seco de 16,1 kN/m³. As células de tensão total foram posicionadas conforme mostrado na Figura 3.1, com a finalidade de avaliar o arqueamento desenvolvido no interior do material de aterro granular. Merece destaque que não houve chuva de pedregulho diretamente sobre as CTTs, com a finalidade de evitar danos às células. No entorno de todas as CTTs foram construídos berços de proteção.

Vale ressaltar que, durante a etapa descrita acima, as células de tensão total foram instaladas de forma similar àqueles procedimentos descritos no subitem 3.5.4.3, empregados para a calibração das CTTs.

Finalmente, a bolsa de borracha pressurizada foi instalada, juntamente com seus componentes, para a aplicação de tensões verticais monotônicas na superfície dos aterros ensaiados. O aquisitor de dados foi ligado no início da construção da primeira camada de aterro, ou seja, desde este momento os ensaios já estavam inicializados. O critério adotado para a aplicação de novos incrementos de tensões verticais nas superfícies dos aterros foi a verificação da estabilização das tensões totais verticais, das cargas verticais transferidas ao capitel e dos recalques verticais máximos nas bases dos aterros. Após o fim dos ensaios em modelo, amostras dos elementos de reforço foram exumadas e novos ensaios de resistência à tração faixa larga foram realizados, com o objetivo de avaliar prováveis danos mecânicos ocorridos nos elementos de reforço em contato com os cantos dos capitéis ou em suas proximidades.

A Tabela 3.6 apresenta o resumo dos ensaios realizados neste trabalho, em função dos elementos de reforço empregado. As Figuras 3.22 e 3.23 mostram o ensaio 2 completamente montado e em execução.

Tabela 3.6. Resumo dos reforços usados nos ensaios realizados.

<i>Denominação dos ensaios</i>	<i>Reforço usado</i>
GGR 1 (ensaio 1)	GGR (geogrelha convencional)
GGR 2 (ensaio 2)	
GGR 3 (ensaio 3)	
GTX-C (ensaio 4)	GTX-C (geotêxtil não tecido convencional)
GTX-1 (ensaio 5)	GTX-1 (tela de tapeçaria)
GTX-2 (ensaio 6)	GTX-2 (tela de mosquito)



Figura 3.22. Visão geral do ensaio 2 em andamento: aquisição de dados.



Figura 3.23. Visão geral do ensaio 2 em andamento: alimentação de água sob pressão.

4. APRESENTAÇÃO, ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentados os resultados da avaliação experimental de diferentes aterros instrumentados reforçados com geossintéticos sobre estacas, obtidos a partir de ensaios em modelos realizados no laboratório. Inicialmente, serão apresentados os resultados dos ensaios preliminares (caracterização dos materiais usados neste trabalho) abordados nos subitens 3.5.1 e 3.5.2 do capítulo anterior. Em seguida, serão apresentados os resultados dos ensaios executados com a finalidade de garantir a repetibilidade dos dados obtidos. Serão discutidos aspectos relacionados às variações de força (carga) vertical transferida ao capitel central dos modelos e de recalques máximos dos elementos de reforço usados. Todas as variações devem-se aos incrementos de tensão vertical correspondentes à construção das 03 (três) camadas do aterro, mas também às tensões verticais monotônicas, uniformemente distribuídas, aplicadas nas superfícies dos aterros instrumentados, com a finalidade de se produzir tensões verticais equivalentes iguais às de aterros, com alturas de 5, 10 e 15 m. Comentários sobre a variação das tensões totais verticais no interior do maciço granular também serão feitos.

A avaliação dos valores medidos nos ensaios realizados em modelos será apresentada na sequência. Comparações entre valores medidos por meio de ensaios em modelos e valores previstos a partir de algumas metodologias de cálculo para projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos também serão apresentadas e discutidas.

Na busca de uma melhor compreensão dos resultados obtidos por meio da metodologia adotada neste trabalho, foram realizadas análises estatísticas (ferramenta “Ranking Distance”, *RD*). Por meio destas análises foi possível concluir, de modo mais claro, uma série de aspectos relacionados às metodologias de projeto estudadas nesta tese. Adicionalmente, a avaliação dos prováveis danos mecânicos nos elementos de reforço, no contato com os cantos dos capitéis, foi também feita mediante análises estatísticas (análise de variância, ANOVA).

4.2. RESULTADOS DE ENSAIOS PRELIMINARES

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO E COMPORTAMENTO MECÂNICO DO MATERIAL DE ATERRO

Um pedregulho malgraduado foi usado como material de aterro. As principais características do material de aterro estão sumariadas na Tabela 4.1. A Figura 4.1 mostra a distribuição

granulométrica deste material, obtida a partir de ensaios que seguiram as recomendações da norma DNER-ME 083/98.

Tabela 4.1. Principais características do pedregulho usado.

<i>Característica</i>	<i>Norma</i>	<i>Valor</i>
D_{10} (mm) diâmetro efetivo dos grãos		2,58
D_{30} (mm)		4,37
D_{50} (mm) diâmetro médio dos grãos	DNER-ME 083/1998	6,02
D_{60} (mm)		6,77
C_u (-) coeficiente de uniformidade		2,63
C_c (-) coeficiente de curvatura		1,10
e_{max} (-) índice de vazios máximo	NBR 12004 (1990)	0,74
e_{min} (-) índice de vazios mínimo	NBR 12051 (1991)	0,61
$\gamma_{d,min}$ (kN/m ³) peso específico aparente seco mínimo	NBR 12004 (1990)	15,3
$\gamma_{d,max}$ (kN/m ³) peso específico aparente seco máximo	NBR 12051 (1991)	16,6
$\gamma_{d,ens}$ (kN/m ³) peso específico aparente seco nos ensaios	-	16,1
G_s (-) densidade relativa média dos grãos	DNER-ME 081/98	2,67

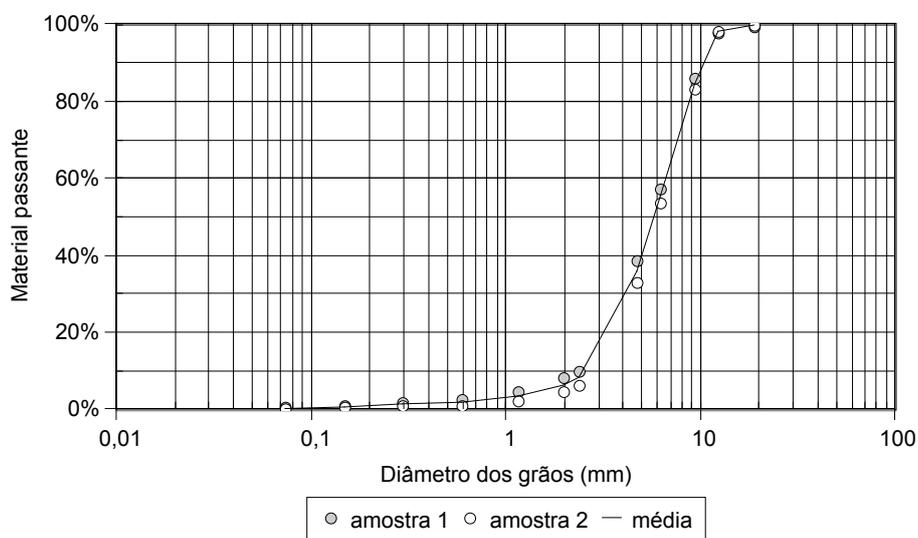


Figura 4.1. Distribuição granulométrica do pedregulho usado.

Os resultados das análises granulométricas do material de preenchimento revelaram que as amostras selecionadas apresentam baixa variabilidade entre suas curvas granulométricas. Este material foi classificado como um pedregulho malgraduado, GP, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS). Oitenta por cento, em massa, dos grãos desse material possuem diâmetros que variam de 3 mm a 12,5 mm. O diâmetro médio dos grãos de pedregulho é 6 mm e seus coeficientes de uniformidade e curvatura são iguais a 2,6 e 1,1,

respectivamente. O peso específico das camadas de aterro foi controlado por meio da altura de lançamento (300 mm) do material granular, de modo a se atingir densidade igual a 16,1 kN/m³. A compactidade deste material, nos ensaios em modelo, foi classificada como média.

Para a caracterização mecânica do pedregulho foram realizados ensaios de cisalhamento direto com uso de um equipamento de médio porte (disponível no Laboratório de Geotecnia da UnB), o qual possui caixas com dimensões 300 mm x 300 mm x 175 mm. Este equipamento foi empregado de modo a garantir a representatividade da amostra ensaiada, já que a dimensão do maior grão de pedregulho presente na amostra era 12,5 mm. Maiores detalhes sobre este equipamento podem ser encontrados em Chrusciak (2013). As tensões normais aplicadas nas amostras foram idênticas àquelas aplicadas nos ensaios realizados em modelo (10, 25 e 40 kPa), as quais são equivalentes às tensões verticais provocadas por aterros de 5, 10 e 15 m de altura, respectivamente. Um ensaio com tensão normal de 80 kPa foi realizado com a finalidade de auxiliar a verificação da forma da envoltória de resistência/ruptura do pedregulho, isto é, se a mesma resultava em uma reta ou uma curva.

A Figura 4.2 mostra que o comportamento força cisalhante versus deslocamento horizontal de todas as amostras ensaiadas não apresentou pico de resistência. As forças cisalhantes aumentaram até dados valores, a partir dos quais os deslocamentos horizontais aumentaram sem incremento de tensão vertical. As oscilações nas curvas apresentadas, principalmente para 40 e 80 kPa, deve-se a dificuldade encontrada para manter as tensões normais constantes por meio do macaco hidráulico, ao longo dos ensaios.

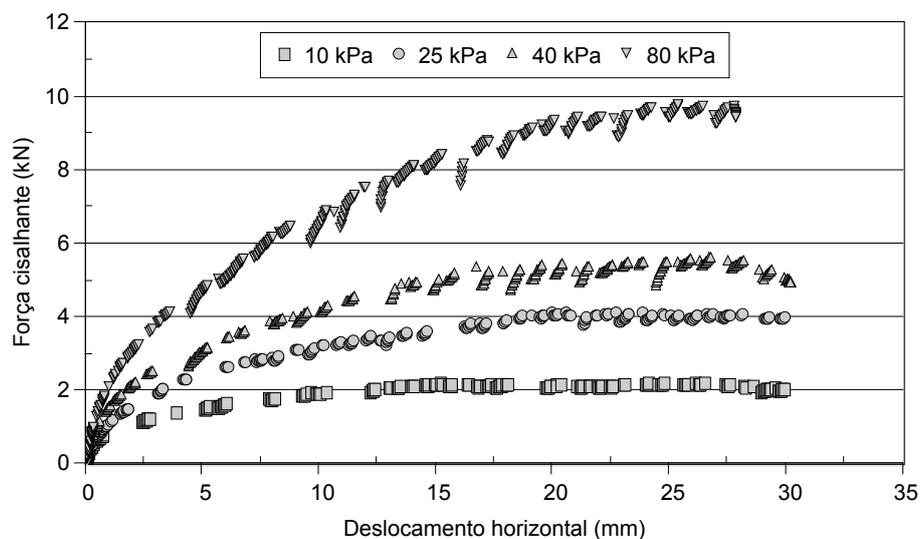


Figura 4.2. Força cisalhante versus deslocamento horizontal.

O pedregulho apresentou dilatância para as tensões normais de 10, 25 e 40 kPa. Para a tensão normal de 80 kPa, foi verificada a contração da amostra com tendência a expansão próximo ao final do curso do cilindro hidráulico. A Figura 4.3 apresenta as curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal, obtidas mediante os ensaios de cisalhamento direto.

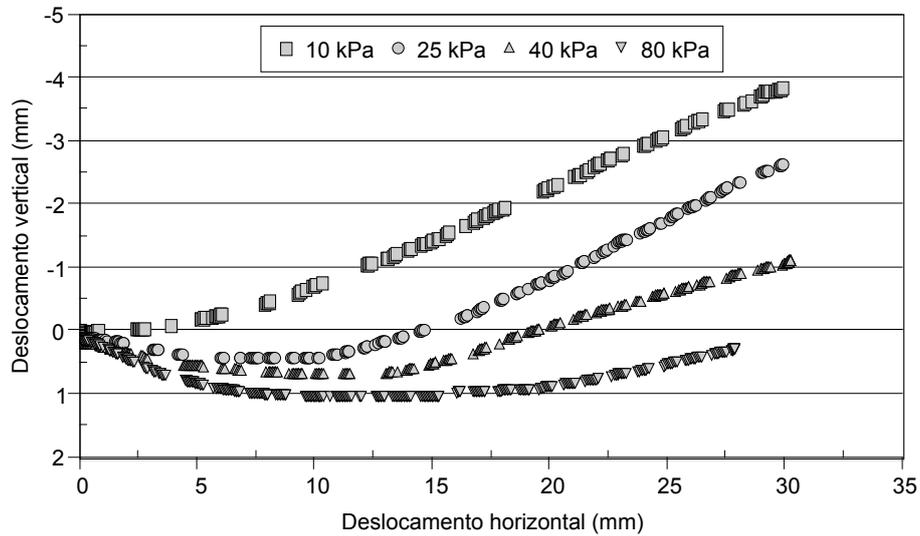


Figura 4.3. Deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.

A partir das curvas força cisalhante versus deslocamento horizontal, a envoltória de resistência/ruptura do material de aterro foi traçada. A Figura 4.4 apresenta a envoltória de resistência/ruptura do pedregulho, obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto.

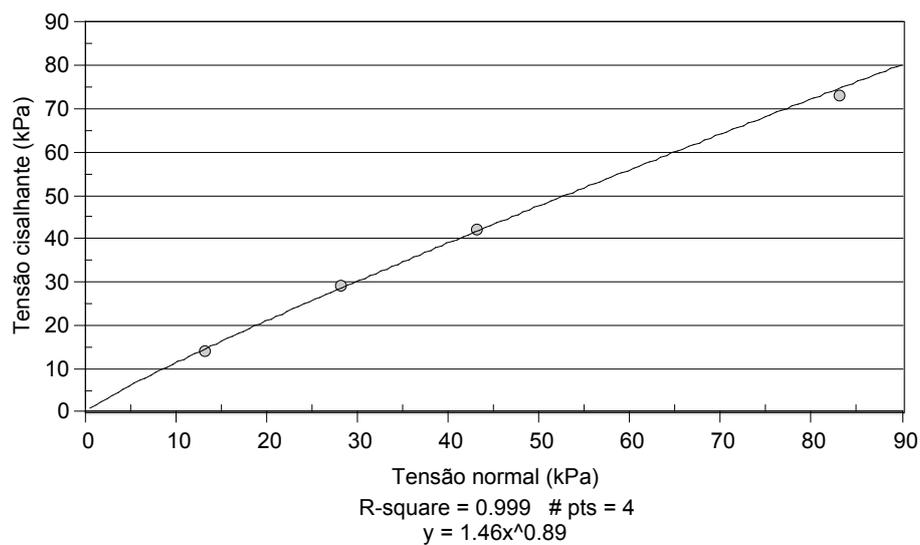


Figura 4.4. Envoltória (curva) de resistência/ruptura do pedregulho.

O valor do ângulo de atrito depende, dentre outros fatores, dos níveis de tensão ao qual a amostra encontra-se submetida. Para baixos níveis de tensão, como os aplicados neste estudo, obteve-se uma envoltória de resistência/ruptura curva, com coesão igual a zero e ângulo de atrito secante que varia de 47,8° a 42,0°. A Tabela 4.2 apresenta os valores de ângulo de atrito secante, correspondentes aos distintos níveis de tensão usados nos ensaios de cisalhamento direto. As σ_{cor} apresentadas na Tabela 4.2 foram determinadas a partir das recomendações de Palmeira (2009).

Tabela 4.2. Valores de ângulo de atrito secante correspondentes aos níveis de tensão vertical aplicados nos ensaios de cisalhamento direto.

$\sigma_{aplic} (kPa)$	$\sigma_{cor} (kPa)$	$\tau (kPa)$	$\varphi_{sec} (^\circ)$
10,0	13,1	14,1	47,8
25,0	28,1	29,2	45,4
40,0	43,1	42,4	44,0
80,0	83,1	73,2	42,0

4.2.2. PRINCIPAIS CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES À TRAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Quatro tipos de materiais foram selecionados para simular diferentes tipos de geossintéticos nos ensaios em modelo. A Tabela 4.3 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização realizados nos elementos de reforço selecionados para este estudo.

Tabela 4.3. Propriedades e resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga dos elementos de reforço selecionados.

<i>Reforço</i>	<i>Espessura (mm)</i>	<i>Gramatura (g/m²)</i>	<i>J_{5%} (kN/m)</i>	<i>ϵ_{max} (%)</i>	<i>T_{max} (kN/m)</i>
GGR MD	1,03	-	280	6,4	17,2
GGR CMD			152	7,1	10,5
GTX-C MD	1,46	≈ 300	30	60,6	13,2
GTX-C CMD			27	69,7	19,8
GTX-1 MD	0,80	≈ 185	113	9,6	10,1
GTX-1 CMD			34	13,2	6,0
GTX-2 MD	0,51	≈ 75	38	71,1	5,6
GTX-2 CMD			29	53,7	5,1

As Figuras 4.5 e 4.6 apresentam as médias aritméticas dos resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga, realizados em 06 (seis) corpos de prova, em cada direção de trabalho, de cada um dos quatro elementos utilizados como reforço. Pode-se observar que os valores de

rigidez à tração dos elementos de reforço utilizados nesta pesquisa são maiores na direção de fabricação (MD). Entretanto, no caso do GTX-C, a direção perpendicular à direção de fabricação (CMD) apresenta maior valor de resistência à tração, apesar de possuir praticamente a mesma rigidez à tração em ambas as direções de trabalho. O objetivo dos ensaios com uso dos GTXs foi avaliar o desempenho de aterros estaqueados reforçados com geotêxteis, já que a interação destes elementos com o material granular se dá de forma diferente, quando comparado com geogrelhas.

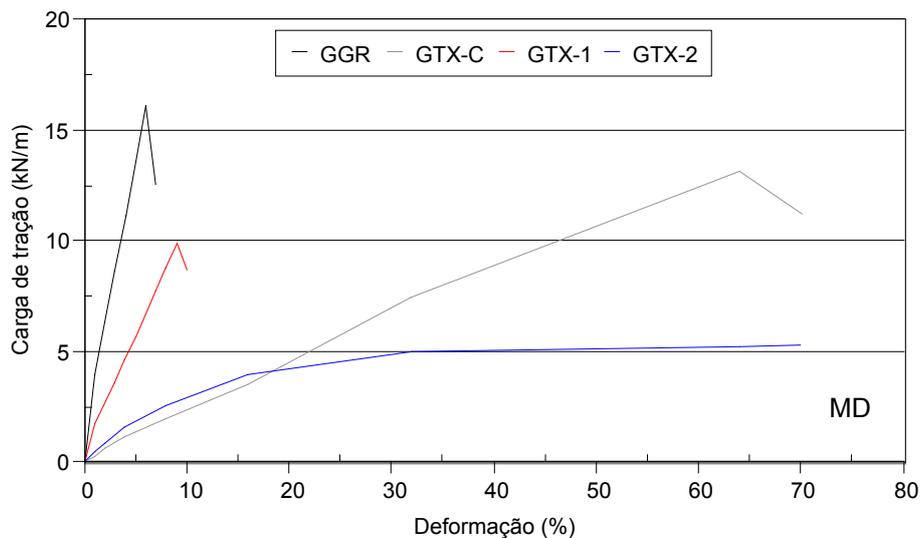


Figura 4.5. Resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga (direção MD) dos materiais selecionados para simular reforços geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.

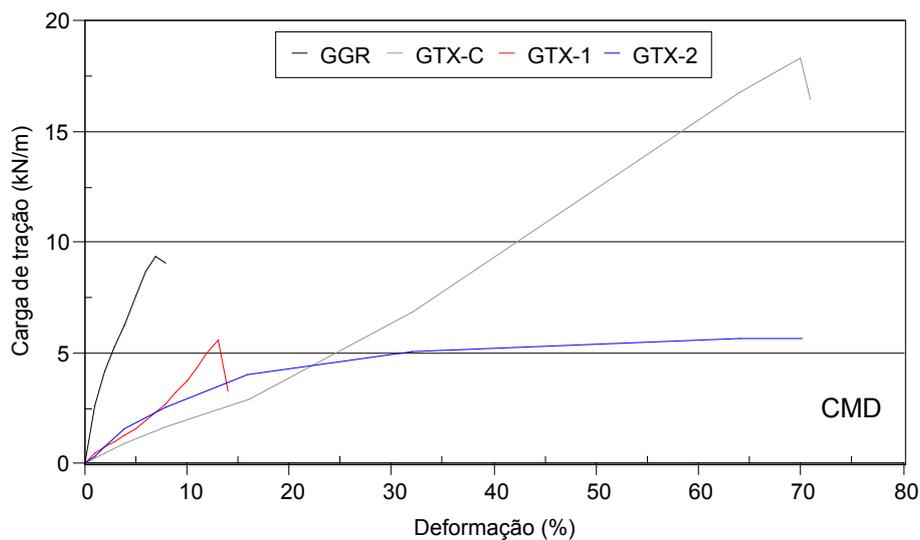


Figura 4.6. Resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga (direção CMD) dos materiais selecionados para simular reforços geossintéticos nas bases dos aterros instrumentados.

4.3. REPETIBILIDADE DOS DADOS OBTIDOS

A repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelos foi avaliada por meio da observação de dois ensaios realizados sob as mesmas condições, ambos reforçados com a GGR já apresentada. Nos subitens a seguir, alguns dados obtidos por meio da repetição de ensaios são apresentados e comentados.

4.3.1. FORÇA (CARGA) VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL DOS MODELOS

As diferenças entre os resultados de ensaios repetidos (ensaios GGR 2 e GGR 3), relacionadas às cargas verticais transferidas ao capitel central, variaram tipicamente entre 5% e 10%, o que pode ser considerado satisfatório para as condições de ensaio. A Figura 4.7 mostra a variação da carga vertical transferida ao capitel central em função da altura de aterro no modelo.

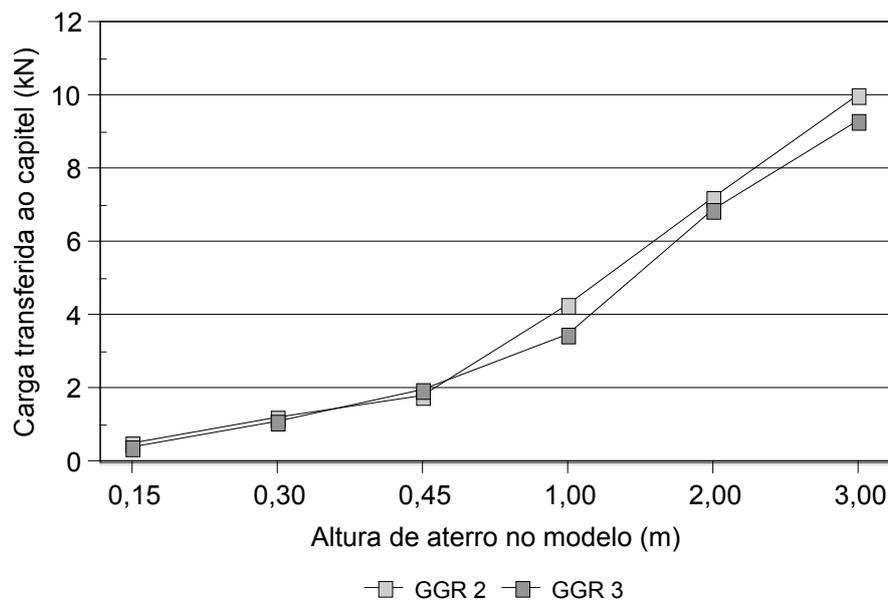


Figura 4.7. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo – Força vertical transferida ao capitel central.

Pode-se observar que os incrementos de cargas transferidas ao capitel passam a ser mais elevados a partir do momento em que o aterro atinge 0,45 m de altura, sugerindo que o arqueamento completo foi desenvolvido no interior do material granular a partir desta altura de aterro. De acordo com a norma britânica (BS 8006), o arqueamento completo do material de aterro desenvolve-se quando a relação $H/(s - a) \geq 1,4$ é satisfeita. Portanto, pode-se afirmar que os resultados obtidos nestes ensaios são coerentes com o que sugere a norma britânica.

4.3.2. RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES

Os recalques máximos dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes foram medidos pelos LVDTs nas posições mostradas na Figura 3.1(b). As diferenças entre resultados de ensaios repetidos (GGR 2 e GGR 3), relacionadas aos recalques máximos dos elementos de reforço nas bases dos aterros, variaram de 6% a 11% na direção MD e de 1% a 6% na direção CMD, o que também pode ser considerado satisfatório para as condições de ensaio. As Figuras 4.8 e 4.9 mostram os resultados destes ensaios em termos de recalques máximos da GGR nas bases dos aterros instrumentados em função da altura de aterro no modelo.

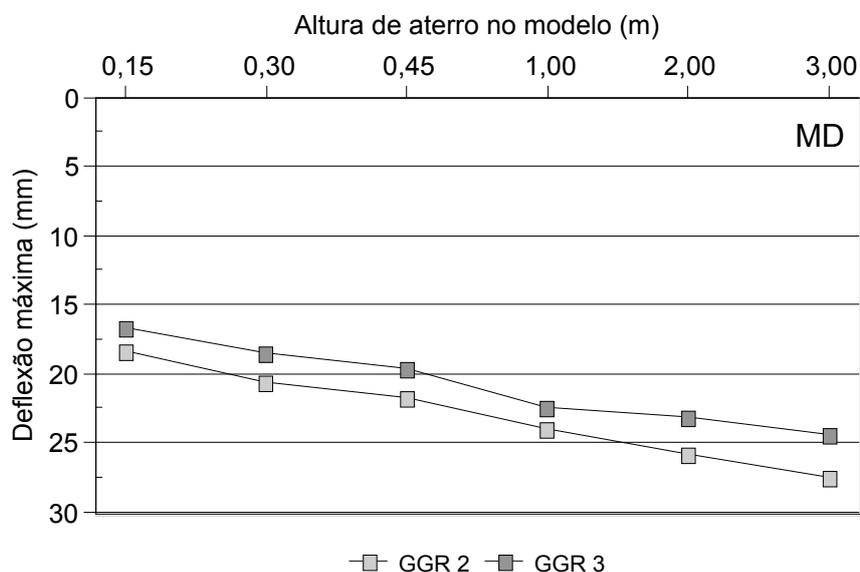


Figura 4.8. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo. Recalque máximo da GGR na direção MD.

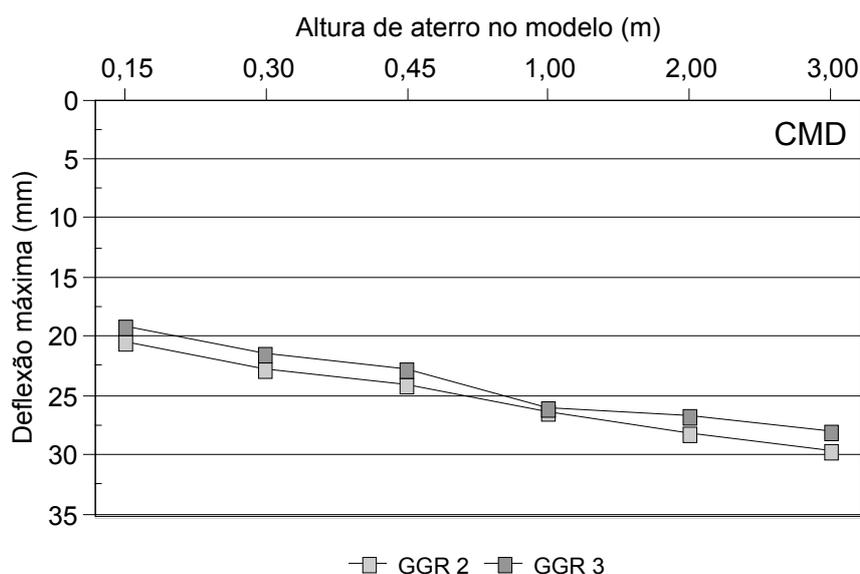


Figura 4.9. Repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios em modelo. Recalque máximo da GGR na direção CMD.

Note-se que os recalques máximos são mais elevados na direção CMD, conforme esperado, já que a GGR é mais extensível (possui menor rigidez à tração) nesta direção. Esses recalques foram medidos na metade do vão entre as faces de capitéis adjacentes. O maior recalque medido (na direção CMD) foi de aproximadamente 30 mm, a qual corresponderia a 150 mm no campo (fator escala 1:5).

4.3.3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES TOTAIS VERTICAIS NO INTERIOR DO MACIÇO

As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam os perfis de distribuição de tensões totais verticais medidas nos ensaios (repetidos) realizados com os reforços GGR (ensaios GGR 2 e GGR 3, respectivamente), ao longo das cotas de localização das CTTs (01, 03 e 05) no interior dos aterros. As medições foram efetuadas no eixo vertical central dos aterros (em pontos localizados acima do capitel central) e correspondem aos incrementos de tensão total vertical ocorridos devido aos acréscimos de tensões aplicados na superfície dos aterros. Estes resultados representam os valores de tensão total vertical medidos após a estabilização das cargas verticais aplicadas.

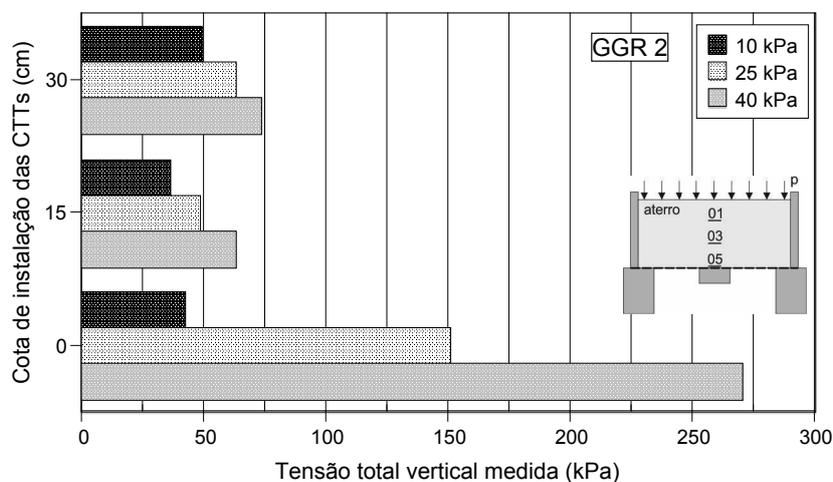


Figura 4.10. Perfis das tensões totais verticais no interior do aterro granular (GGR 2).

Pode-se observar que, no ensaio GGR 2, houve maiores incrementos de tensão total vertical na base do aterro, isto é, acima do capitel central do modelo, conforme esperado, por conta do arqueamento do material usado como aterro. Note-se também que, em todas as cotas onde as tensões foram medidas, houve aumento das mesmas, à medida que a tensão aplicada na superfície do aterro foi aumentada. Destaca-se que a relação $\frac{\sigma_{med}}{\sigma_{sup} + (\gamma \cdot H)}$ chegou a 5,7 na base do aterro, quando a tensão aplicada na superfície do mesmo foi 40 kPa. Para as tensões de 10

kPa e 25 kPa, esta razão foi igual a 2,5 e 4,7 respectivamente. Observe-se também que as medidas obtidas a partir da CTT-03 (localizada a 0,15 m da base do aterro) foram sempre inferiores às medidas obtidas a partir das CTT-01 (localizada próxima da superfície do aterro) e CTT-05 (localizada próxima da base do aterro), fato que demonstra o arqueamento do material de aterro. De uma forma geral, pode-se afirmar que os resultados obtidos neste ensaio caracterizam a ocorrência do fenômeno de arqueamento e, portanto, estes resultados mostram-se coerentes com o comportamento esperado para o sistema estudado.

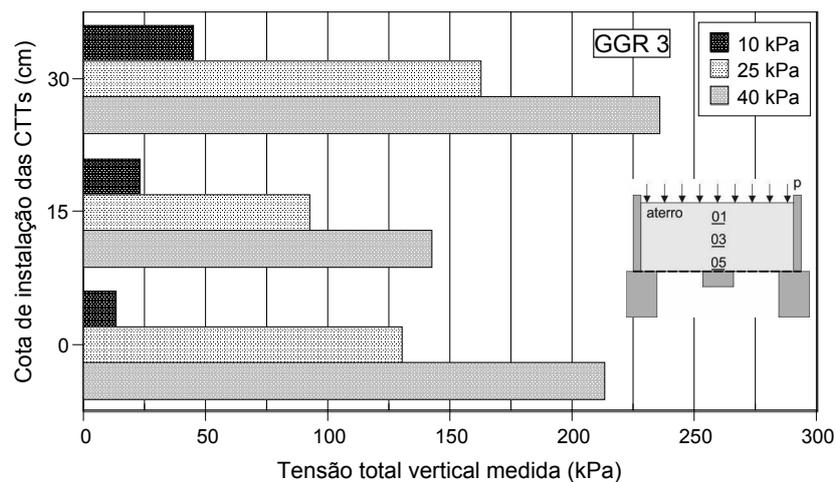


Figura 4.11. Perfis das tensões totais verticais no interior do aterro granular (GGR 3).

Os resultados obtidos no ensaio GGR 3 mostram-se incoerentes com o comportamento esperado. Note-se que as tensões totais verticais correspondentes aos incrementos de 25 kPa e 40 kPa na superfície do aterro foram mais elevadas próximo da superfície. É possível que as CTTs tenham se movimentado no interior do maciço terroso durante a realização dos ensaios, de modo a registrar valores de tensões verticais que não correspondem ao comportamento esperado para o sistema estudado. No entanto, este ensaio não foi realizado novamente, uma vez que se sabe que a repetibilidade de dados relacionados às tensões no interior de um maciço terroso é difícil, principalmente para situações onde CTTs são instaladas em um meio granular, como no caso desta tese.

As Figuras 4.12 a 4.17 apresentam as variações de tensões totais verticais, medidas nas CTTs (03 e 04) localizadas 0,15 m acima da base dos aterros instrumentados nesta pesquisa. Observa-se a ocorrência do arqueamento do material granular usado como aterro, uma vez que as tensões medidas na projeção vertical do ponto sobre o capitel foram maiores do que as tensões medidas na projeção vertical do ponto no meio do vão livre entre capitéis adjacentes. Além disto, destaca-se o contínuo aumento das tensões totais medidas pela CTT-03 durante o

aumento da altura de aterro no modelo, enquanto as tensões medidas pela CTT-04 permaneceram praticamente constantes na maioria dos casos. Nas figuras a seguir, as diferenças entre as tensões verticais registradas pelos instrumentos variaram de 29,1 kPa (GGR 1) a 84,8 kPa (GTX-C). Nota-se, portanto, que o efeito da deformabilidade do reforço mais extensível parece favorecer o arqueamento do interior do aterro.

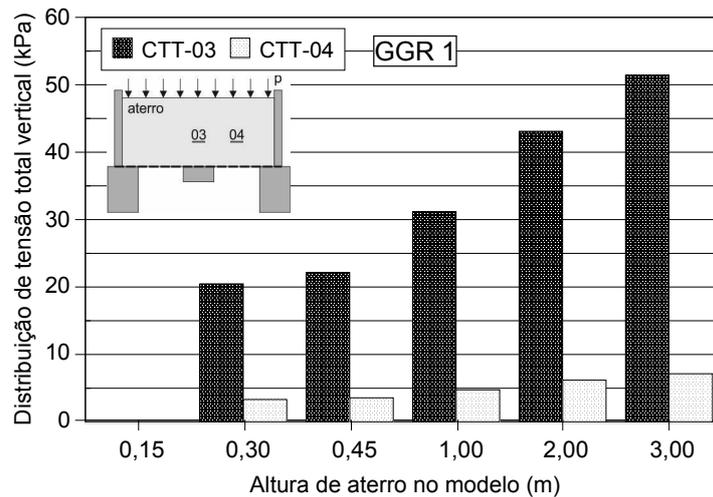


Figura 4.12. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 1).

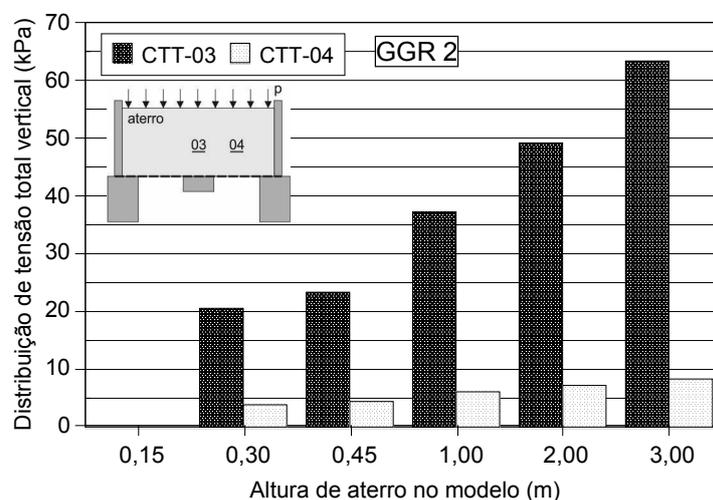


Figura 4.13. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 2).

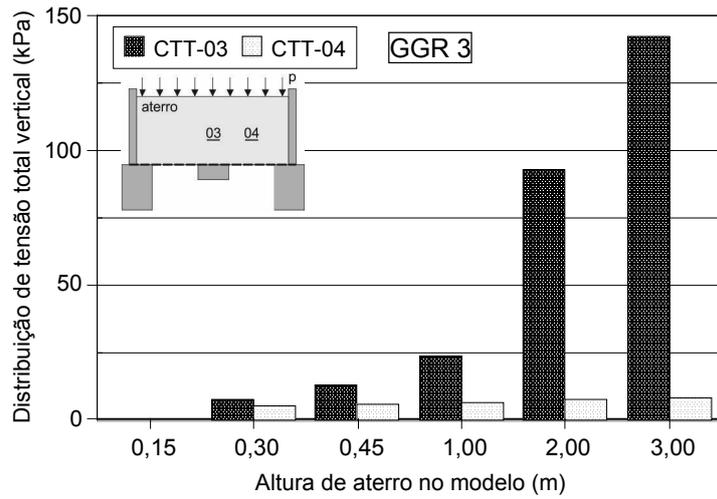


Figura 4.14. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GGR 3).

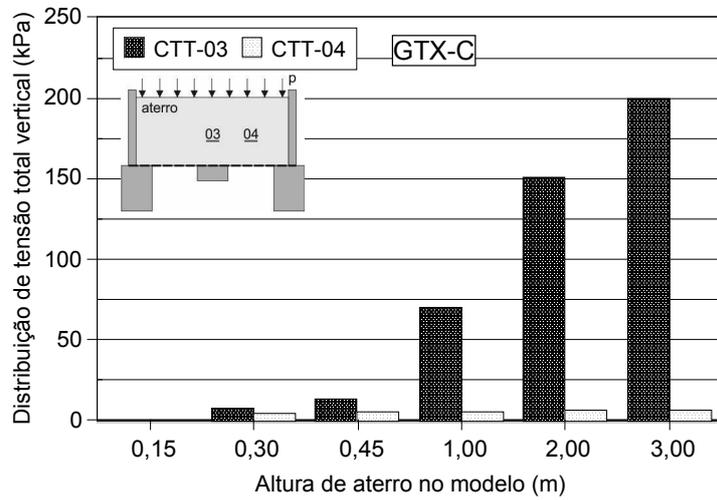


Figura 4.15. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-C).

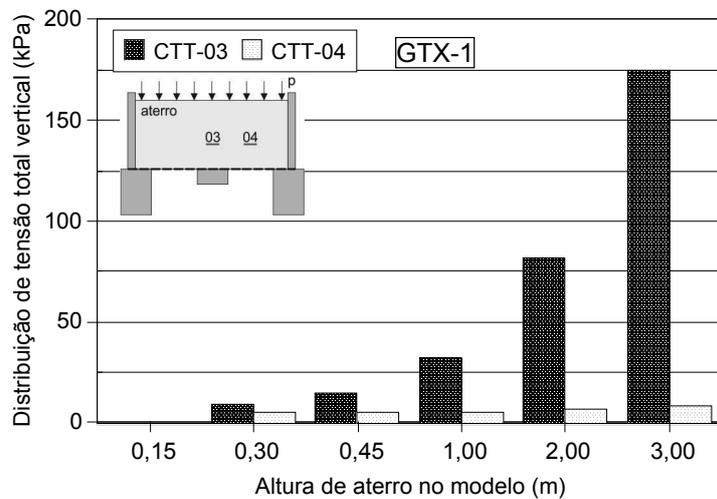


Figura 4.16. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-1).

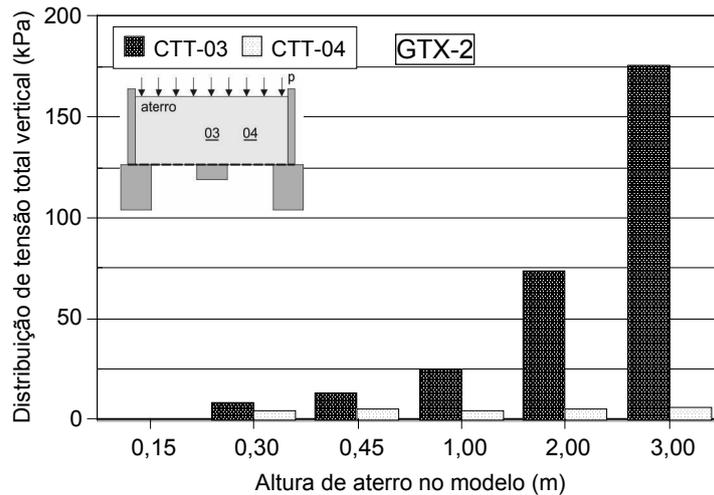


Figura 4.17. Tensões totais verticais medidas a 0,15 m da base do aterro (reforço GTX-2).

4.4. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS EM MODELOS

4.4.1. FORÇA (CARGA) VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL

A Figura 4.18 mostra a variação da carga vertical transferida ao capitel central para os 6 ensaios realizados neste trabalho.

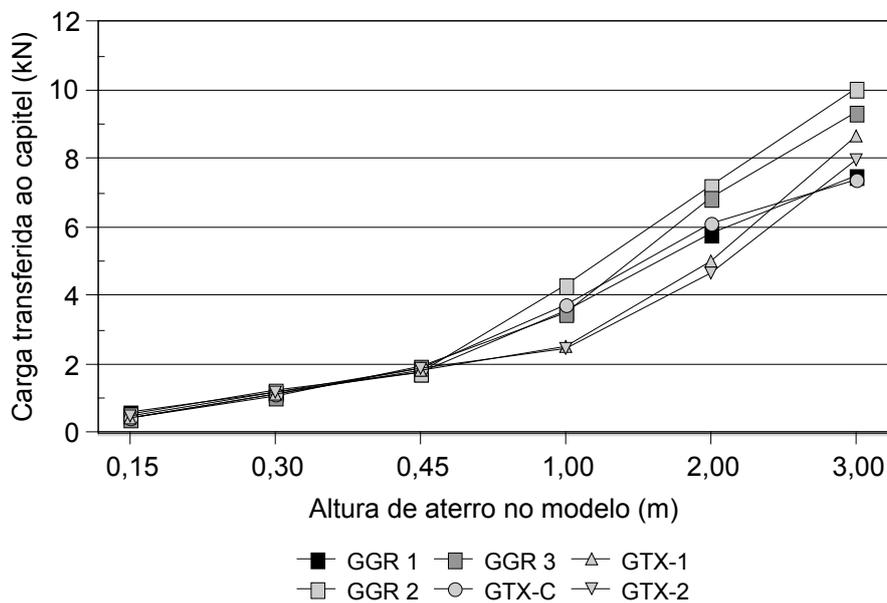


Figura 4.18. Cargas verticais transferidas ao capitel central, medidas nos ensaios em modelo.

Observa-se que para alturas de aterro no modelo até 0,45 m (fase de construção das 3 camadas de pedregulho) há excelente concordância de resultados, independente do reforço considerado, com variação entre 4% e 9%, para os valores extremos obtidos para GGR 2 e GTX-2. Na fase de aplicação de tensões verticais equivalentes a aterros de 1 m, 2 m e 3 m de

altura nos modelos (5 m, 10 m e 15 m de altura no campo), houve certa variação entre os resultados obtidos, com variação entre 21% e 42%, considerando-se os mesmos ensaios já citados. Observa-se que a transferência de cargas para o capitel é levemente mais intensa quando os aterros são reforçados com elementos mais rígidos (GGR 2 e GGR 3), visto que as cargas absorvidas por estes elementos são mais elevadas. Estas cargas são, portanto, transferidas ao capitel através dos reforços. Esta constatação é mais nítida para os aterros (no modelo) mais altos (2 m e 3 m), já que a eficiência do arqueamento do solo é proporcional à altura de aterro. No entanto, é importante destacar que a variação de carga transmitida ao capitel, para qualquer altura de aterro avaliada foi relativamente pequena, isto é, mais ou menos 15% de 8,7 kN (valor médio das medidas para o aterro de 3 m de altura), de modo a sugerir que a transferência de carga ao capitel independe do tipo de reforço empregado, conforme sugerem as metodologias de projeto.

As denominações GGR 1, GGR 2 e GGR 3 dizem respeito a aterros reforçados com a mesma geogrelha (repetições de ensaios). Entretanto, note-se que o resultado de GGR 1 diverge dos resultados de GGR 2 e GGR 3, principalmente para os acréscimos de tensões verticais de 25 kPa e 40 kPa (equivalentes a aterros com 2 m e 3 m de altura nos modelos, respectivamente), aplicados na superfície do aterro. A causa desta divergência nos resultados deve-se ao fato que a base de concreto simples, usada para apoiar a célula de carga no ensaio GGR 1, sofreu “esmagamento” devido à transferência de carga vertical ao capitel central (Figura 4.19).

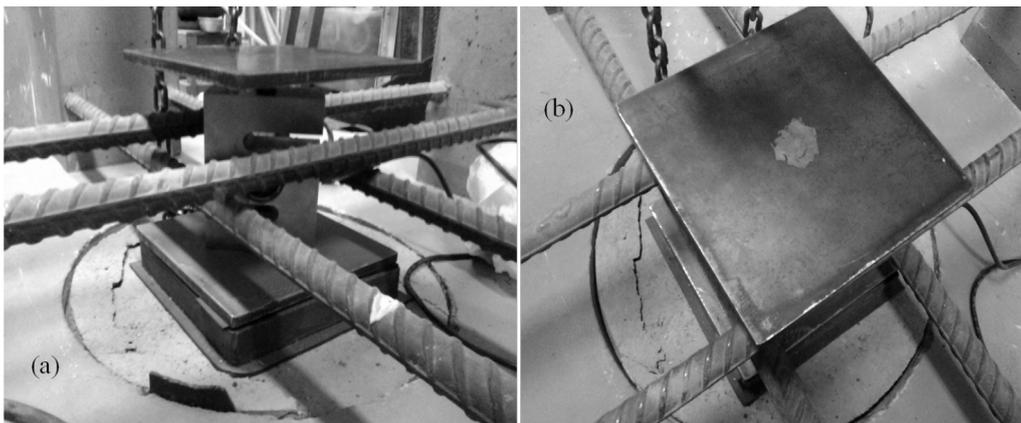


Figura 4.19. Base (de concreto simples) da célula de carga esmagada. Aterro reforçado com a GGR 1. (a) vista frontal; (b) vista superior.

Este fato poderia ser comparado ao caso de campo no qual a estaca rompesse ou se deslocasse na vertical subitamente, o que aliviaria as cargas verticais sobre os capitéis e sobrecarregaria o reforço na base do aterro. Nos ensaios GGR 2 e GGR 3, uma base de aço foi empregada para

apoiar a célula de carga. A única diferença entre os ensaios GGR 2 e GGR 3 é que neste último não se empregou geotêxtil não tecido para proteger a geogrelha da abrasão nos contatos com os capitéis. No subitem 5.1 será mostrado que todas as metodologias avaliadas neste estudo superestimaram as cargas transferidas ao capitel.

4.4.2. RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES

A influência da rigidez à tração dos elementos de reforço na variação do recalque máximo entre capitéis adjacentes, nas duas direções (MD e CMD), pode ser visualizada nas Figuras 4.20 e 4.21, em função da altura de aterro no modelo. Podem-se observar menores valores de recalque para reforços mais rígidos (GGR e GTX-1). Nestas figuras pode-se notar também o efeito do esmagamento da base de concreto simples na variação do recalque máximo da geogrelha no ensaio denominado GGR 1. Verifica-se, ainda, que o efeito do esmagamento da base foi mais intenso na direção CMD, devido ao fato de a GGR ser mais extensível nesta direção.

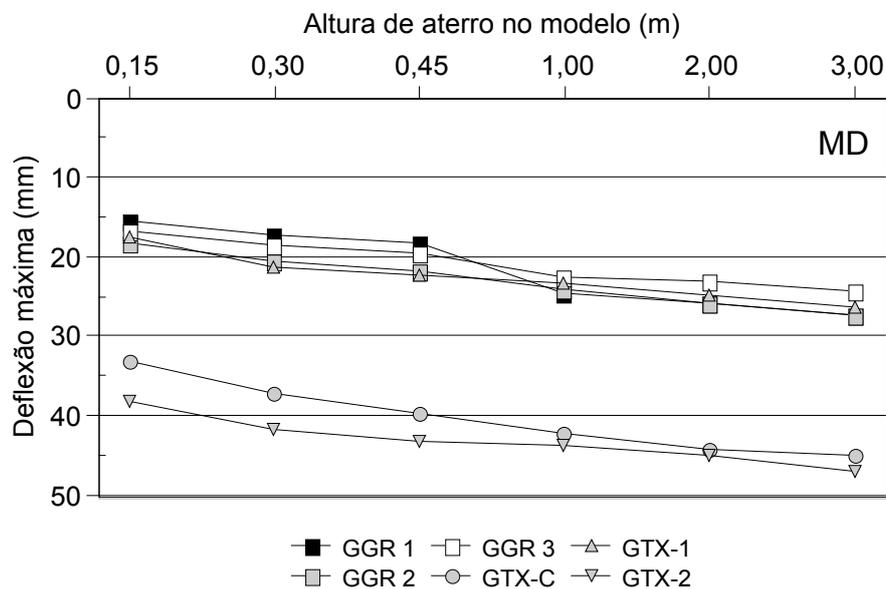


Figura 4.20. Variação do recalque máximo dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes (direção MD).

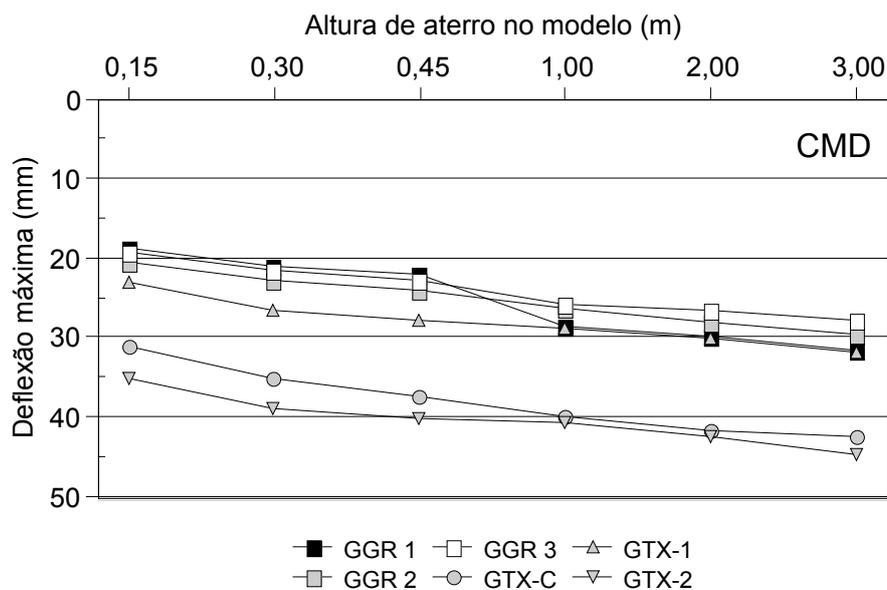


Figura 4.21. Variação do recalque máximo dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes (direção CMD).

Note-se que o aterro reforçado com GTX-2 apresentou valores de recalques mais elevados na sua base, se comparado com o aterro reforçado com GTX-C. O fato de o reforço um pouco mais rígido ter sofrido maiores recalques pode ter relação com aspectos de sua modelagem, já que as regras de similitude relacionadas aos elementos de reforço não foram satisfeitas por completo, o que leva a uma modelagem distorcida dos reforços. Um dos aspectos relacionados a isto que pode ser citado como exemplo é a abertura da malha dos reforços.

4.4.3. DISTRIBUIÇÃO DE TENSÕES TOTAIS VERTICAIS SOBRE O CAPITEL CENTRAL

As Figuras 4.22 e 4.23 apresentam as tensões verticais medidas pelas CTT-02 (localizada no meio do vão livre entre capitéis adjacentes, imediatamente sobre os reforços na base dos aterros) e CTT-04, respectivamente. As medidas de tensão total realizadas por meio da CTT-02 apresentaram-se inconsistentes, possivelmente devido à movimentação, mesmo que pequena, desta célula no interior do aterro, durante a realização dos ensaios. É grande a probabilidade desta ocorrência, uma vez que a CTT-02 está localizada praticamente acima dos elementos empregados como reforço. Durante os ensaios com reforços GGR 1 e GGR 2 este instrumento parou de funcionar. Por outro lado, as medidas de tensão total registradas pela CTT-04 foram da ordem de 3 a 9 kPa em todos os testes realizados, demonstrando a ocorrência do arqueamento do material de aterro.

As tensões totais verticais medidas imediatamente sobre o capitel central em todos os aterros estaqueados modelados neste estudo são mostradas na Figura 4.24. Observa-se o incremento das medidas de tensão à medida que a altura de aterro no modelo aumenta, conforme o esperado.

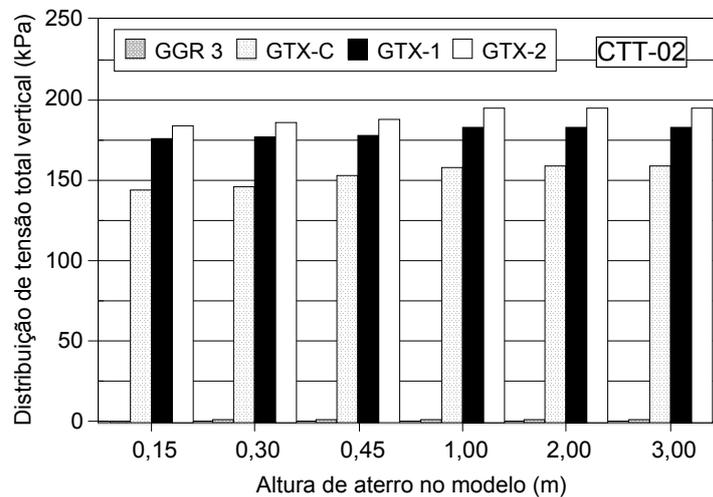


Figura 4.22. Tensões totais verticais medidas pela CTT-02, no nível dos reforços. Medidas efetuadas no meio do vão livre entre capitéis adjacentes com a CTT sobre os reforços.

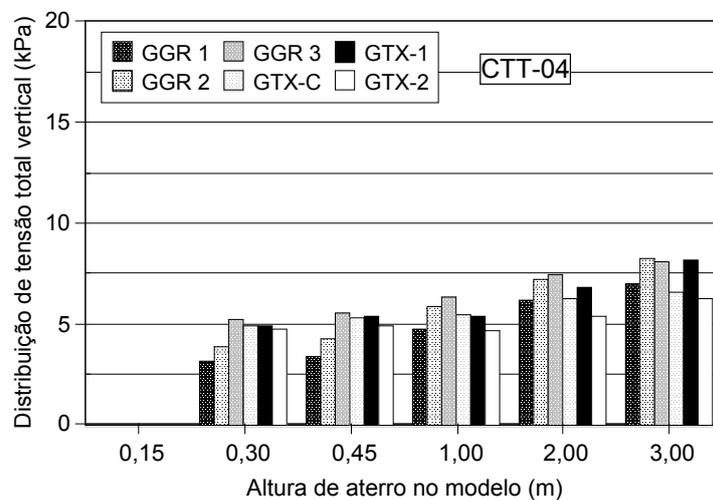


Figura 4.23. Tensões totais verticais medidas pela CTT-04, no nível a 0,15 m acima das bases dos aterros instrumentados, na projeção vertical do ponto no meio do vão livre entre capitéis adjacentes.

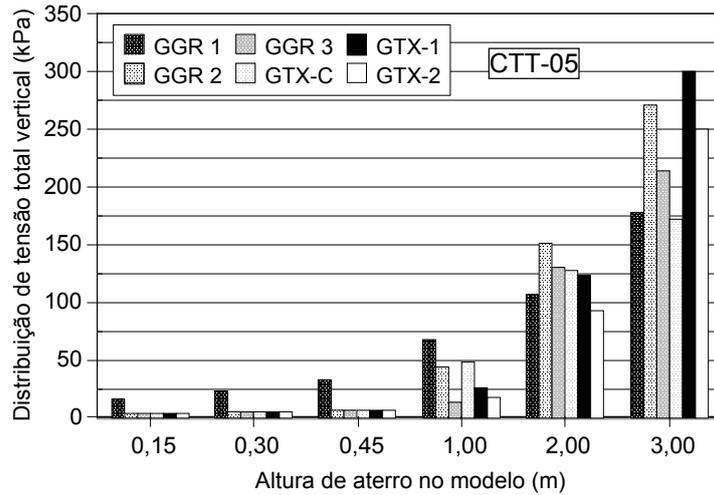


Figura 4.24. Tensões totais verticais medidas pela CTT-05 nas bases dos aterros instrumentados. Medidas efetuadas imediatamente sobre o capitel central dos modelos.

Comparando-se os resultados mostrados nas Figuras 4.23 e 4.24, observa-se que os incrementos de tensão medidos pela CTT-05 são muito maiores do que os medidos pela CTT-04, principalmente para os aterros de 1 m, 2 m e 3 m de altura, certamente devido a influência do arqueamento do material de aterro. O Apêndice C mostra resultados complementares de distribuição de tensões totais verticais obtidos nesta pesquisa como, por exemplo, os valores de tensões totais verticais ao longo do eixo vertical que passa pelo centro da caixa de ensaios, onde estão localizadas as CTT-05, CTT-03 e CTT-01.

A Figura 4.25 apresenta a comparação dos valores de tensão total vertical obtidos a partir das leituras dos distintos instrumentos geotécnicos.

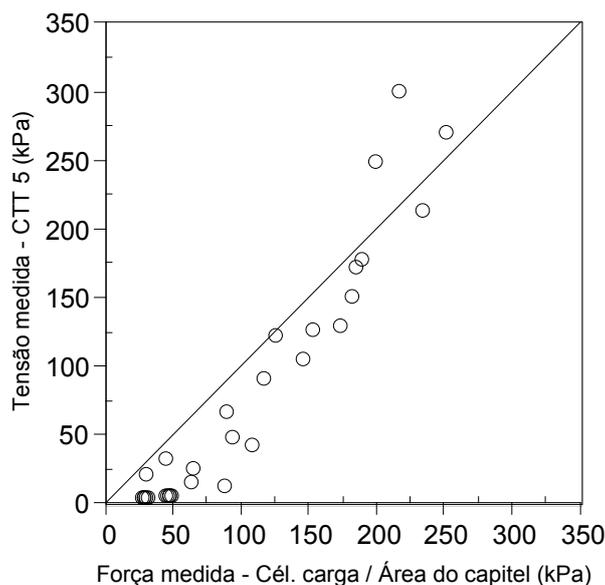


Figura 4.25. Comparação entre tensões totais verticais transferidas ao capitel central, obtidas a partir de célula de carga e células de tensão total.

Os valores de tensão total vertical registrados pela CTT-05, localizada imediatamente acima do capitel central, em todos os ensaios realizados neste trabalho foram comparados com os valores de força (carga) vertical medidos pela célula de carga localizada abaixo do capitel central, dividida pela área do capitel em planta.

Observa-se que, de forma geral, os valores de tensão total vertical medidos pela CTT-05 tendem a ser menores do que os valores medidos por meio da célula de carga. Estes resultados sugerem que os valores medidos pela célula de carga podem ter sido um tanto influenciados pelos reforços, já que a CTT-05 foi instalada acima dos elementos de reforço em contato com a superfície do capitel central. Desta forma, a célula de carga registrou as cargas resultantes da concentração de tensões verticais sobre o capitel mais a carga transferida pelos elementos de reforço ao longo da periferia do capitel, enquanto que a CTT-05 registrou apenas a parcela de tensão devido à transferência (concentração) de tensões diretamente ao capitel pelo material de aterro.

4.4.4. DEFORMAÇÃO MÉDIA DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Assim como os recalques máximos, as deformações médias dos elementos de reforço foram determinadas a partir da medição de alongamentos realizadas no meio do vão entre capitéis adjacentes. No entanto, ressalta-se que essas deformações foram determinadas apenas nos ensaios denominados aqui como GGR 3, GTX-C, GTX-1 e GTX-2. A variação das deformações médias dos elementos de reforço, em função da altura de aterro foi medida de forma visual/manual, por meio de uso de uma fita métrica. Na realidade, após a estabilização das cargas/tensões verticais devidas à construção das camadas de aterro e das sobrecargas aplicadas na superfície, foram registrados os alongamentos de uma faixa (pré-estabelecida) dos reforços, localizadas entre capitéis adjacentes.

As Figuras 4.26 e 4.27 apresentam as variações de deformação média dos elementos de reforço empregados nas direções MD e CMD, respectivamente. Pode-se observar que os valores de deformação média determinados estão diretamente relacionados com a rigidez à tração dos reforços.

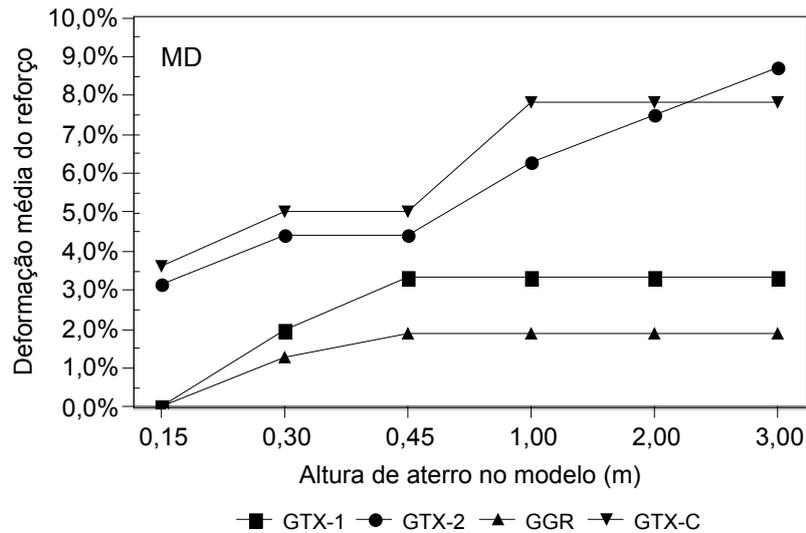


Figura 4.26. Variação das deformações médias dos reforços em função da altura de aterro (MD).

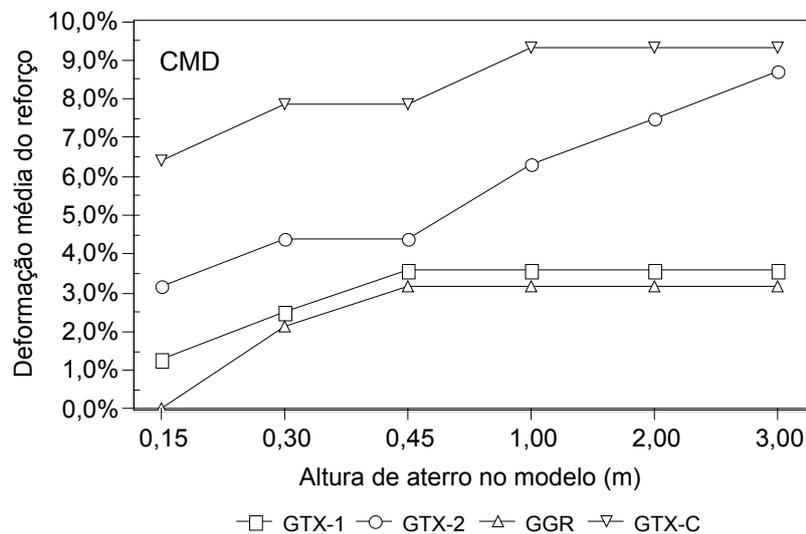


Figura 4.27. Variação das deformações médias dos reforços em função da altura de aterro (CMD).

Deformações mais elevadas ocorreram nos reforços mais extensíveis. Além disto, menores deformações ocorreram na direção em que o reforço é mais rígido. Vale notar também que, exceto para o GTX-2, as deformações cessaram a partir de certa altura de aterro. Este fato demonstra a ocorrência do arqueamento no material de preenchimento. Por outro lado, a não estabilização das deformações do GTX-2 parece está associada ao comportamento de fluência deste material. A partir dos dados das Figuras 4.5 e 4.6, pode-se afirmar que a máxima carga de tração que atuou no GTX-2 foi aproximadamente 2,5 kN/m, isto é, cerca de 50% da carga de ruptura deste material. As comparações entre previsões e medições das deformações nos reforços são apresentadas no subitem 5.3.

4.4.5. RECALQUES DA SUPERFÍCIE DOS ATERROS

As Figuras 4.28 e 4.29 apresentam os recalques medidos na superfície dos aterros. Estes recalques foram medidos nos pontos correspondentes às projeções verticais dos pontos onde os LVDTs (na base dos aterros) foram instalados. Para a faixa de valores ensaiada, a rigidez à tração dos elementos de reforço empregados não teve efeito significativo sobre o recalque medido na superfície dos aterros instrumentados, já que estes valores foram inferiores a 6 mm para todos os aterros, isto é, o diâmetro médio do pedregulho usado como material de aterro.

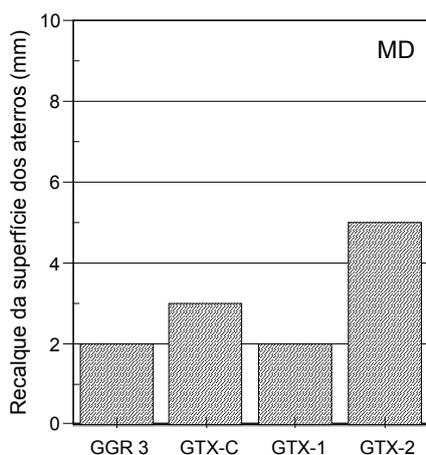


Figura 4.28. Recalques medidos na superfície dos aterros (direção MD).

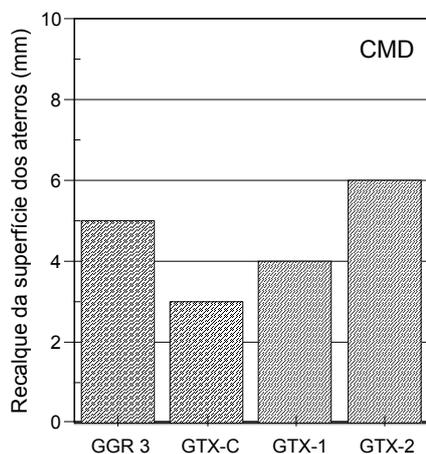


Figura 4.29. Recalques medidos na superfície dos aterros (direção CMD).

Na direção MD, observaram-se maiores recalques superficiais quando reforços mais extensíveis foram utilizados. Todavia, este efeito não foi observado na direção CMD. Neste contexto, vale destacar que, na prática, reforços biaxiais são empregados na base de aterros estaqueados, com o objetivo de se ter o mesmo efeito nas duas direções. É importante notar que o aterro reforçado com o GTX-C apresentou a mesma magnitude de recalque nas duas

direções, possivelmente por ser um material com características biaxiais (ver Tabela 4.3). Os maiores recalques superficiais foram medidos no aterro reforçado com o GTX-2. Como descrito no subitem 4.4.4, o fato de as deformações deste reforço não se estabilizarem com o aumento da altura de aterro pode ter favorecido a ocorrência de recalques mais significativos na superfície deste maciço.

Os valores medidos podem ser resultado do rearranjo dos grãos de pedregulho durante a aplicação das tensões verticais. O possível deslocamento relativo entre os grãos localizados na superfície dos aterros pode também ter interferido nos valores obtidos, durante a retirada do sistema de aplicação de tensão vertical (bolsa de borracha), o que é pouco provável, porque este procedimento foi feito com muito cuidado.

Sá *et al.* (2001), a partir de análises numéricas de aterros estacados reforçados com geossintéticos, destacaram que nos casos em que a rigidez à tração dos elementos de reforço é maior do que 1000 kN/m, o número de camadas de reforço tem mais influência nos recalques da superfície dos aterros do que a rigidez à tração. Nos casos avaliados nesta tese, as variações de rigidez à tração dos reforços empregados, nas direções MD e CMD, foram de 30 kN/m a 280 kN/m e 27 kN/m a 152 kN/m, respectivamente. Considerando-se o efeito do fator escala na rigidez dos elementos de reforço, no campo, nas direções MD e CMD, teriam-se valores da ordem de 750 kN/m a 7000 kN/m e 675 kN/m a 3800 kN/m, respectivamente. Todavia, mesmo os aterros reforçados com materiais mais extensíveis não apresentaram recalques superficiais consideráveis.

5. COMPARAÇÕES ENTRE RESULTADOS MEDIDOS NOS ENSAIOS E PREVISTOS POR MÉTODOS ANALÍTICOS

Nos subitens a seguir, serão apresentadas comparações entre resultados previstos por meio de métodos analíticos, usualmente empregados para projeto de aterros estaqueados sobre estacas, e resultados medidos nos ensaios. Serão abordadas comparações entre força vertical transferida ao capitel, recalques máximos e deformações médias dos elementos de reforço, no meio do vão entre capitéis adjacentes. Análises realizadas com uso da ferramenta estatística *RD* também serão apresentadas e discutidas.

5.1. FORÇA VERTICAL TRANSFERIDA AO CAPITEL CENTRAL

A Figura 5.1 apresenta as variações das previsões de força vertical transferida ao capitel central dos modelos por meio de 05 (cinco) métodos analíticos disponíveis na literatura. Pode-se observar que os métodos avaliados nesta tese fornecem, de forma geral, a mesma tendência de variação da carga vertical transferida ao capitel central, em função da altura de aterro no modelo. Note-se que o método britânico (BS 8006) prevê cargas mais baixas, se comparado com as estimativas dos demais métodos. No entanto, é importante ressaltar que a BS 8006 sugere que o dimensionamento das estacas seja feito utilizando-se a tensão vertical oriunda do peso próprio do aterro mais a sobrecarga na superfície do mesmo ($\gamma \cdot H + p$), atuantes na área de influência daquela estaca (s^2). Assim sendo, o fato de a BS 8006 prever carga vertical menor sobre o capitel não implica que as estacas serão dimensionadas de forma não conservadora. A legenda BS 8006* apresenta a estimativa de carga transmitida ao capitel considerando-se a área de influência da estaca ao invés da área do capitel. Note-se, portanto, que todas as metodologias avaliadas superestimam a carga transferida ao capitel.

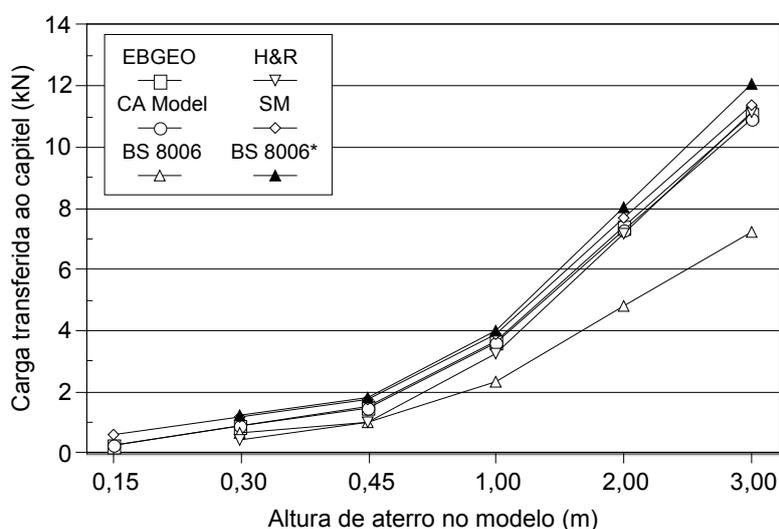


Figura 5.1. Previsão da força (carga) vertical transferida ao capitel a partir dos métodos analíticos avaliados.

Note-se que os métodos BS 8006 e H&R não são capazes de prever valores de carga vertical transferida ao capitel quando a altura de aterro no modelo é igual 0,15 m. Isto ocorre porque a condição para cálculo da carga vertical, por meio destes métodos, não é satisfeita. Tal condição é que a altura de aterro seja, pelo menos, 70% de $(s - a)$. Em outras palavras, a razão entre a altura de aterro e a distância entre as faces de capitéis adjacentes deve ser, no mínimo, 0,7 para que o arqueamento completo do material usado como aterro possa ocorrer. Por outro lado, métodos como EBGEO e CA Model são capazes de estimar a carga vertical transferida ao capitel, ainda que a condição para a ocorrência do arqueamento completo não seja satisfeita.

A Figura 5.2 apresenta a comparação entre valores, medidos e previstos, de força vertical transferida ao capitel. Os resultados apresentados referem-se aos ensaios realizados com os reforços GGR 1, GGR 2 e GGR 3. De forma geral, podem-se observar boas concordâncias entre os valores comparados, principalmente para aterros (no modelo) com altura até 1 m. Para aterros mais altos observam-se certos desvios, principalmente para o GGR 1, devido ao esmagamento da base da célula de carga. Os resultados do GGR 1 sugerem que este esmagamento se deu a partir do segundo incremento de tensão (25 kPa) na superfície do aterro.

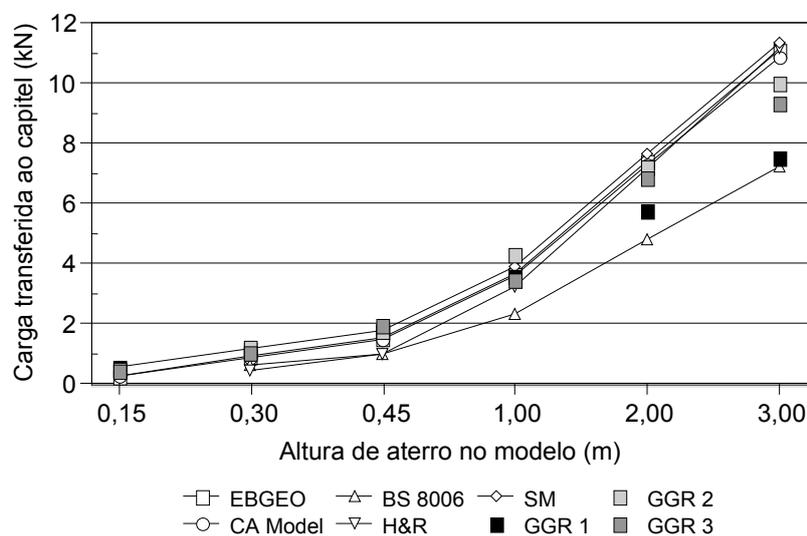


Figura 5.2. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GGR 1, GGR 2 e GGR 3).

A Figura 5.3 apresenta comparação semelhante à anterior, porém para os resultados obtidos por meio do ensaio realizado com o reforço GTX-C. De forma similar, pode-se observar boa concordância entre os valores medidos e previstos, principalmente para os casos de aterros

com até 1 m de altura, no modelo. Dispersões foram observadas quando a altura de aterro foi superior a 1 m.

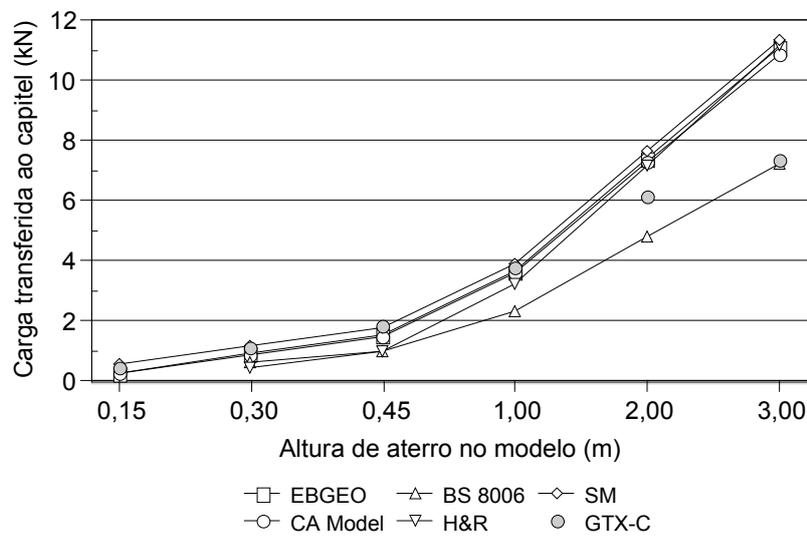


Figura 5.3. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-C).

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam comparações semelhantes às mostradas nas últimas figuras acima. Entretanto, os resultados a seguir se referem aos ensaios realizados com uso dos reforços GTX-1 e GTX-2, respectivamente. Em ambos os casos, note-se que as medições realizadas durante os ensaios possuem excelente concordância com os valores previstos pelos métodos EBGEO, CA Model e SM, principalmente para aterros (no modelo) com altura até 0,45 m.

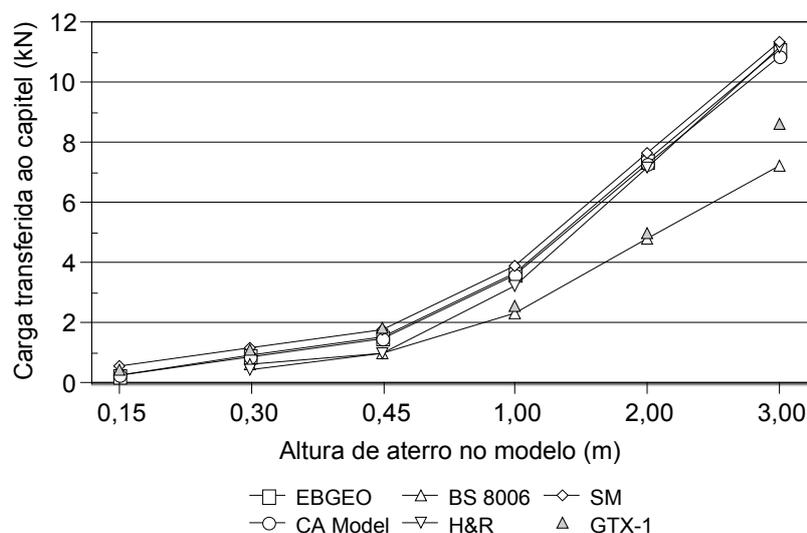


Figura 5.4. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-1).

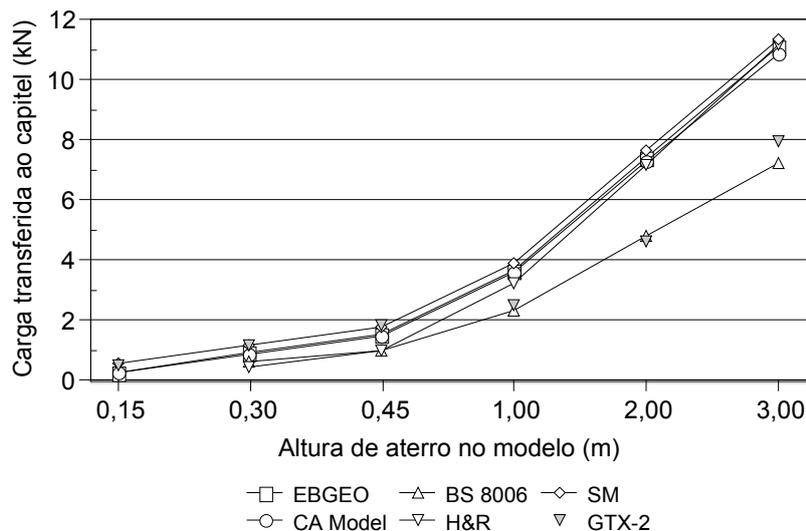


Figura 5.5. Comparação entre valores de carga vertical transferida ao capitel, previstos e medidos (ensaios GTX-2).

5.2. RECALQUE MÁXIMO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES

As Figuras 5.6 a 5.11 apresentam as variações de recalque máximo sofrido pelos reforços empregados nesta tese em função da altura de aterro no modelo, na direção MD. Os resultados obtidos na direção CMD são apresentados nas Figuras 5.12 a 5.17.

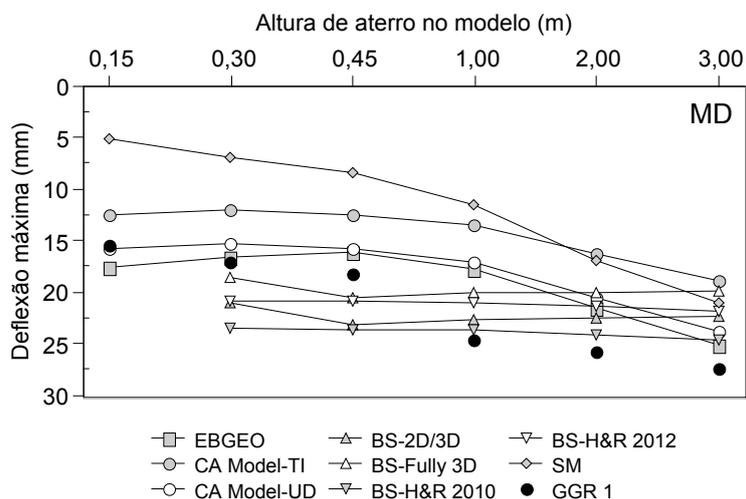


Figura 5.6. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 1 entre capitéis adjacentes (direção MD).

Pode-se observar que, de forma geral, os valores medidos em ambas as direções encontram-se dentro da faixa de variação estimada pelos distintos métodos para projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos avaliados neste estudo, embora desvios

significativos entre medições e previsões possam ser notados, a depender do método considerado.

Vale ressaltar que os valores de recalque máximo previstos para os reforços GGR 1 e GGR 2 na direção MD, para aterros de 1 a 3 m de altura, foram menores do que os valores medidos nos ensaios. Na direção CMD, para aterros com alturas iguais a 2 e 3 m, a maioria dos métodos de cálculo superestimaram os valores medidos de recalque máximo do reforço GTX-1.

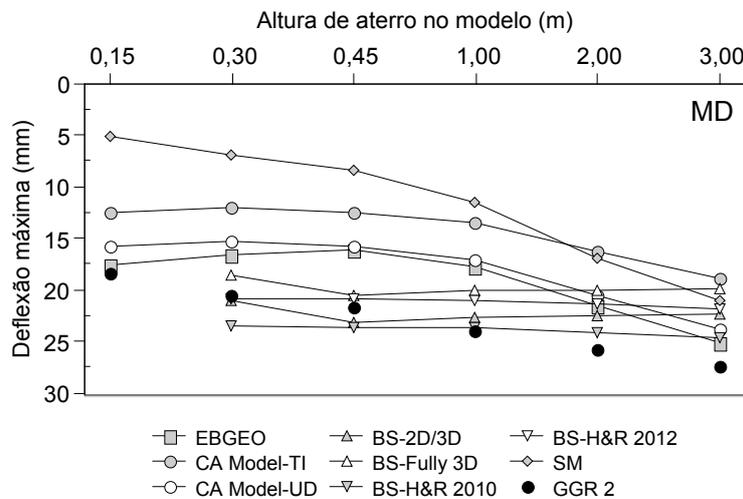


Figura 5.7. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 2 entre capitéis adjacentes (direção MD).

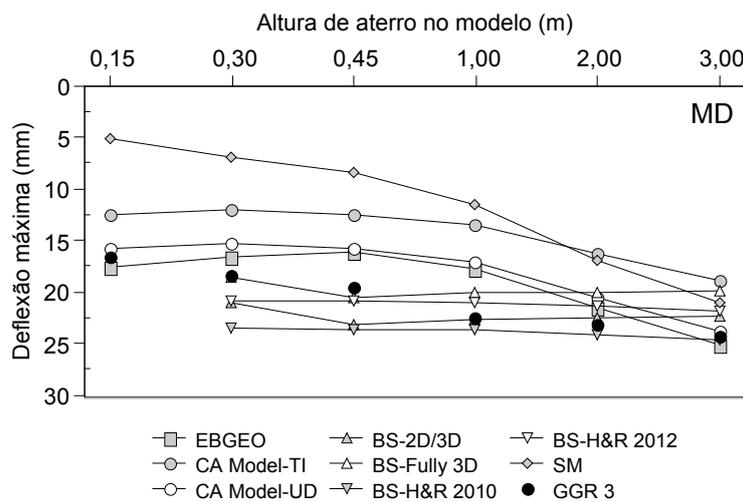


Figura 5.8. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção MD).

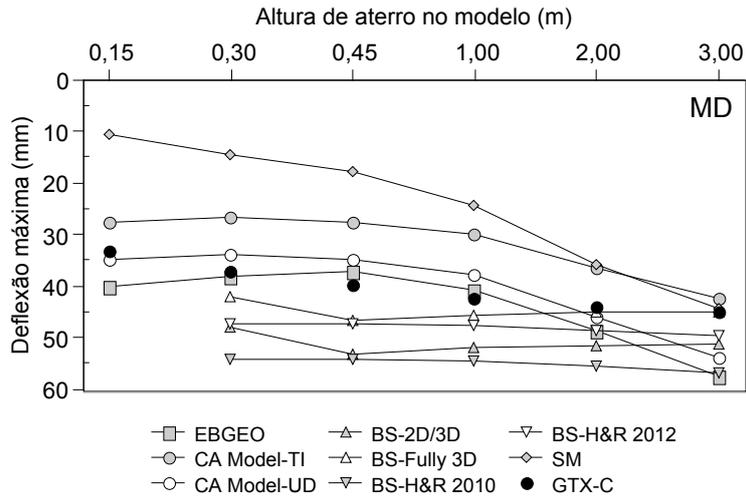


Figura 5.9. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção MD).

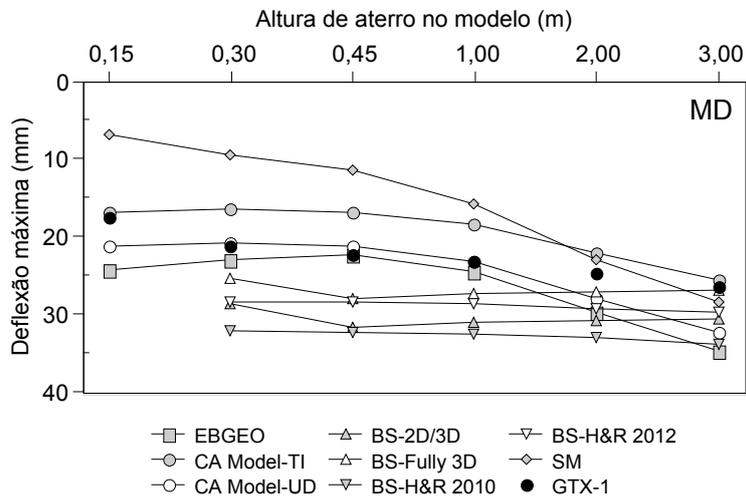


Figura 5.10. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção MD).

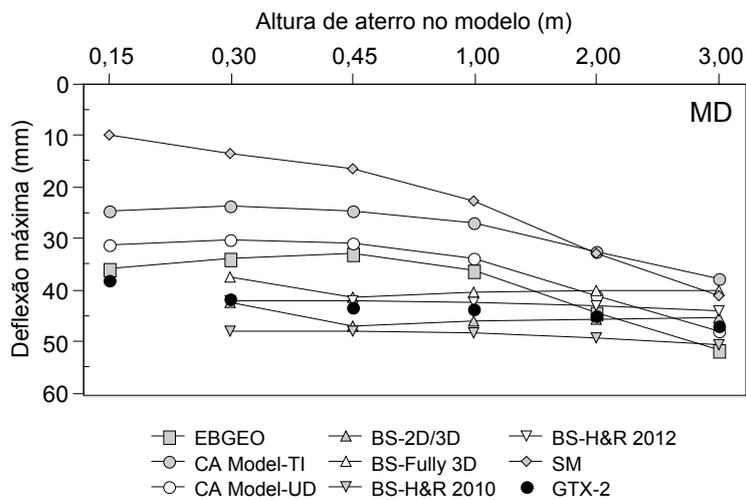


Figura 5.11. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção MD).

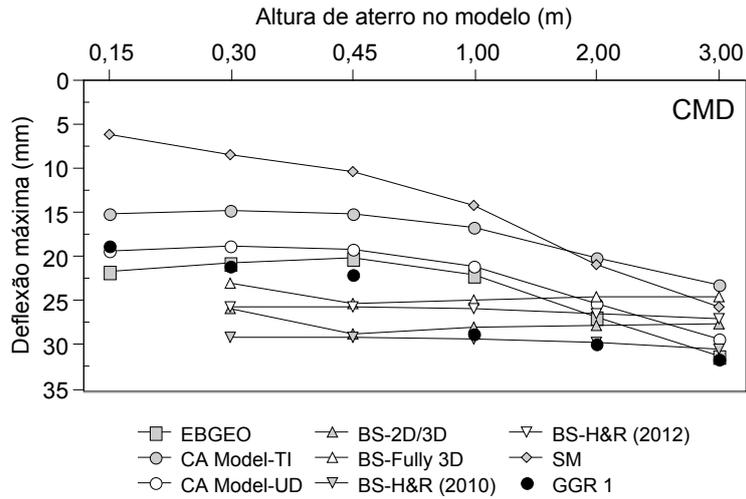


Figura 5.12. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

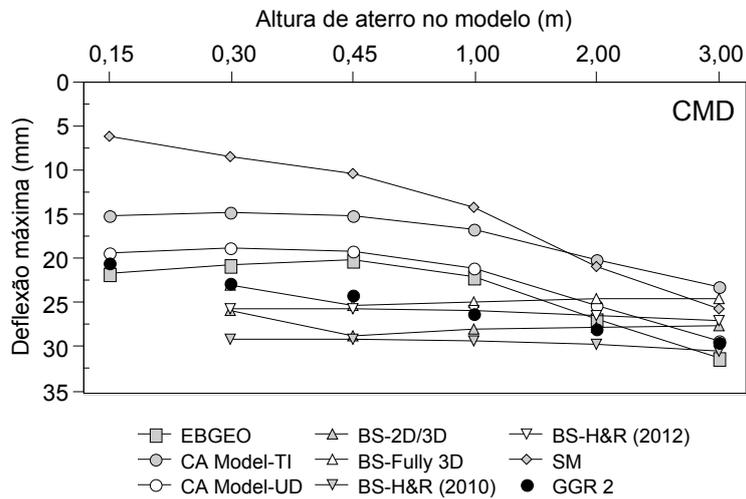


Figura 5.13. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

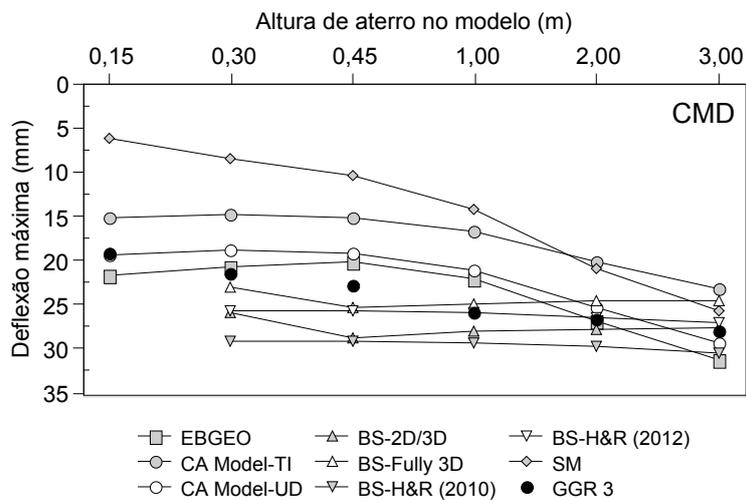


Figura 5.14. Variação dos recalques máximos do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

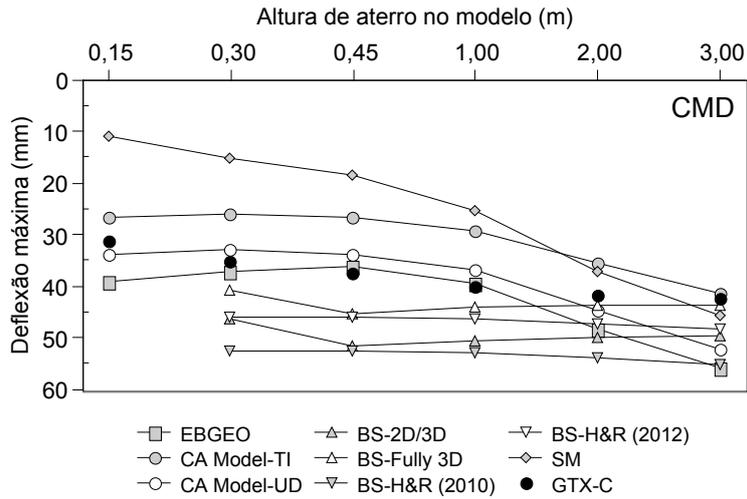


Figura 5.15. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção CMD).

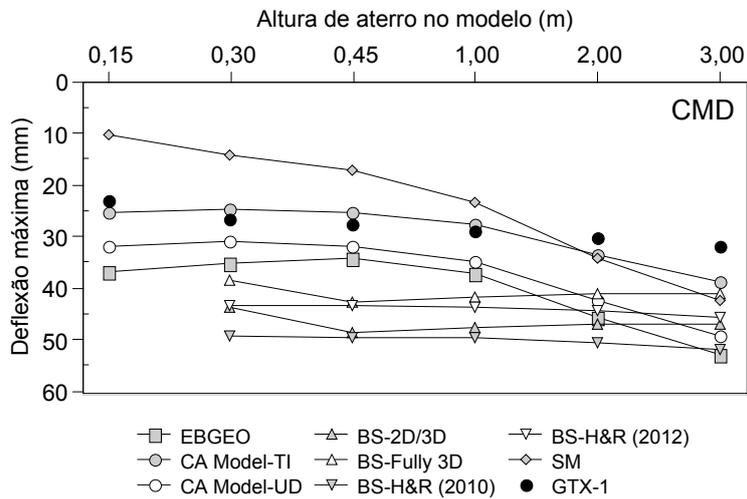


Figura 5.16. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

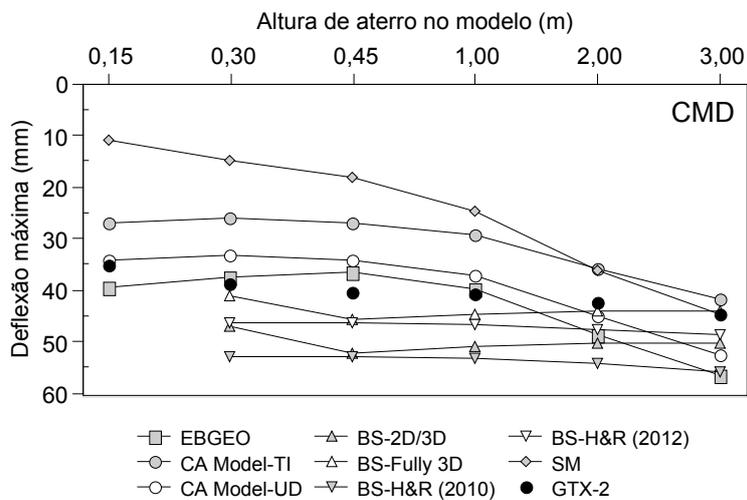


Figura 5.17. Variação dos recalques máximos do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

A partir das figuras apresentadas neste subitem, não é possível afirmar qual dos métodos de cálculo avaliados é capaz de fazer a melhor previsão do recalque máximo sofrido pelos reforços empregados neste estudo. Portanto, para investigar a precisão e acurácia dos métodos avaliados para previsão dos recalques dos reforços, foram realizadas análises dos resultados obtidos, a partir da ferramenta estatística *RD*, conforme apresentado no subitem 5.4.

5.3. DEFORMAÇÃO MÉDIA DOS ELEMENTOS DE REFORÇO ENTRE CAPITÉIS ADJACENTES

As distintas tendências de variação das deformações médias medidas nos reforços, no meio do vão entre capitéis adjacentes e em ambas as direções, podem ser visualizadas nas Figuras 5.18 a 5.25. Vale ressaltar que estas medidas foram realizadas apenas a partir do ensaio com o reforço GGR 3.

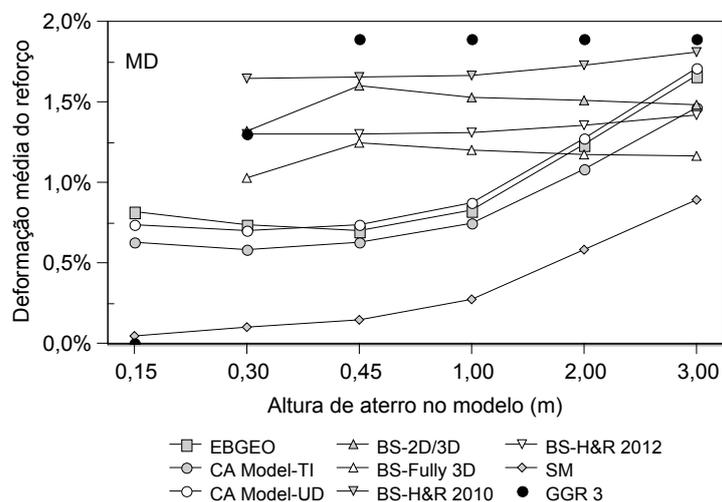


Figura 5.18. Variação da deformação média do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção MD).

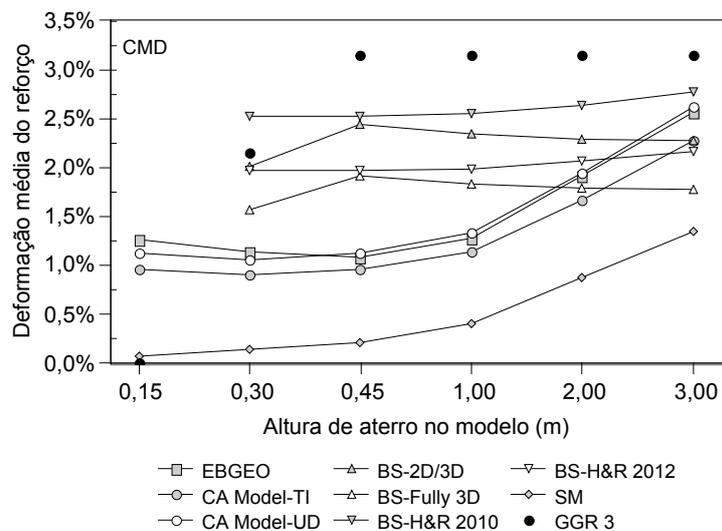


Figura 5.19. Variação da deformação média do reforço GGR 3 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

Nas Figuras 5.18 e 5.19 mostram-se os resultados de deformação obtidos no ensaio GGR 3, para as direções MD e CMD, respectivamente. De forma geral, pode-se observar que as metodologias de projeto avaliadas subestimaram as deformações médias do reforço, principalmente para aterros mais altos. De acordo com van Eekelen & Bezuijen (2012), a prática de engenharia mostra que as deformações medidas no campo são menores do que as estimativas dos métodos disponíveis na literatura. Entretanto, o fato de os reforços empregados nesta tese estarem sem suporte do solo de fundação desde o início da construção do aterro pode justificar as elevadas deformações medidas.

As Figuras 5.20 e 5.21 mostram que a variação (medida) das deformações médias no meio do vão entre capitéis adjacentes para o reforço GTX-C, em ambas as direções, encontra-se dentro da faixa de variação estimada pelos métodos destinados a projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos.

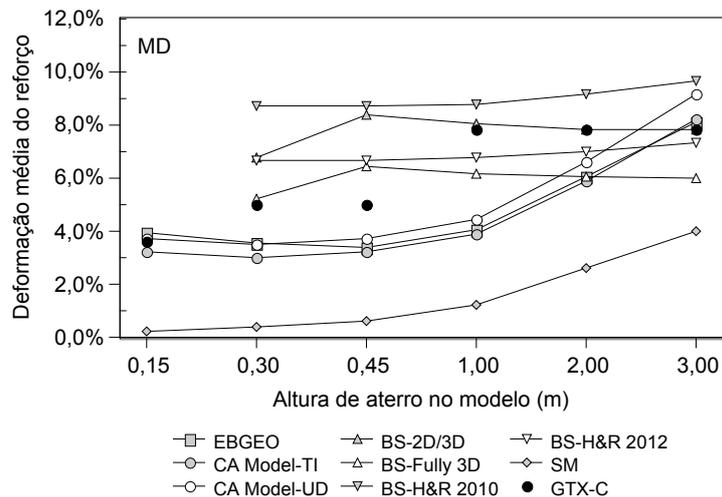


Figura 5.20. Variação da deformação média do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção MD).

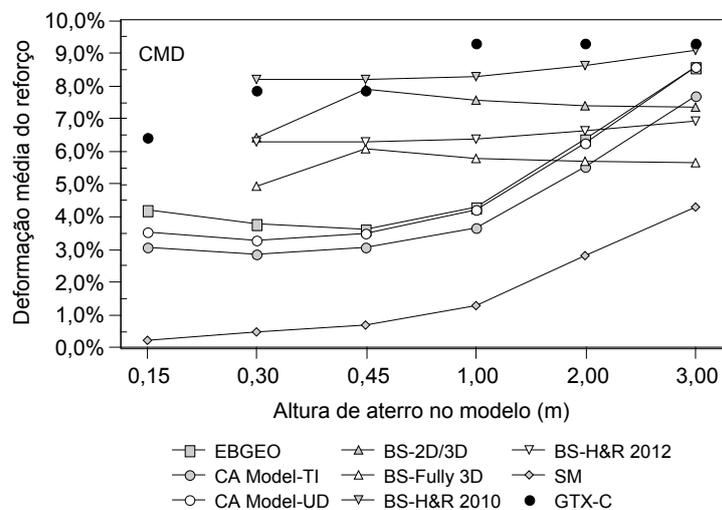


Figura 5.21. Variação da deformação média do reforço GTX-C entre capitéis adjacentes (direção CMD).

Pode-se observar, de forma geral, que o método SM subestimou muito os valores de deformação do reforço para todas as alturas de aterro (no modelo) avaliadas, enquanto o método BS 8006-H&R (2010) os superestimou. Estes fatos eram esperados, já que o método de cálculo SM não é capaz de desconsiderar por completo o suporte do solo de fundação, enquanto o método britânico o faz. Os métodos EBGEO e CA Model, (TI e UD) demonstraram tendências de previsões interessantes para a estimativa das deformações médias do reforço. Destaca-se, porém, que estes métodos também subestimaram as deformações médias dos reforços na maioria dos aterros avaliados.

As Figuras 5.22 e 5.23 mostram variações semelhantes às apresentadas anteriormente, porém, neste caso, para o ensaio com o reforço GTX-1, em ambas as direções, respectivamente.

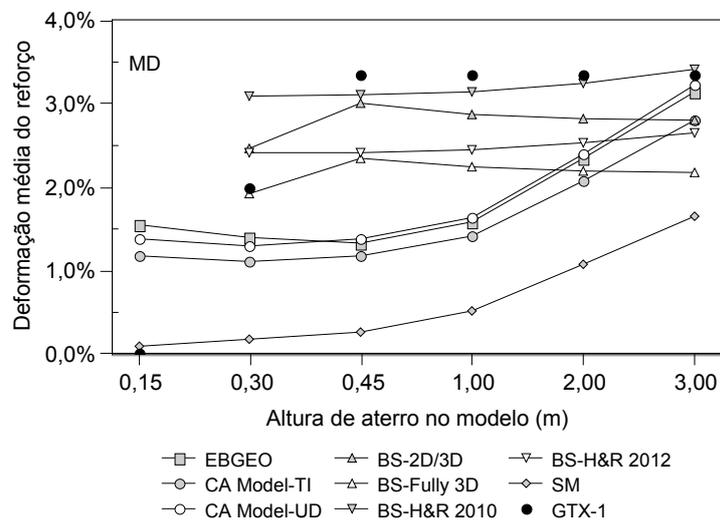


Figura 5.22. Variação da deformação média do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção MD).

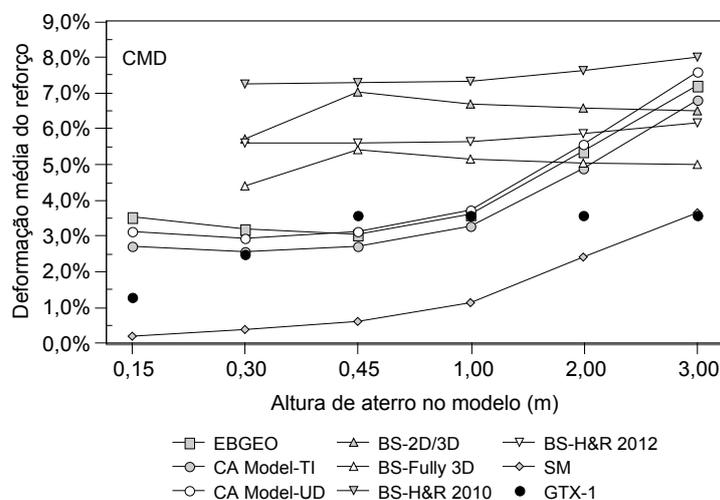


Figura 5.23. Variação da deformação média do reforço GTX-1 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

Novamente, a faixa de variação medida nos ensaios encontra-se dentro do intervalo de variação estimado pelos métodos considerados. Observa-se também, mais uma vez, que o método SM subestimou os valores de deformação média deste reforço, enquanto os métodos BS 8006-H&R e BS 8006 os superestimaram. Aspectos semelhantes aos já comentados neste subitem podem ser observados também nas Figuras 5.24 e 5.25, as quais apresentam os resultados de ensaios com o reforço GTX-2.

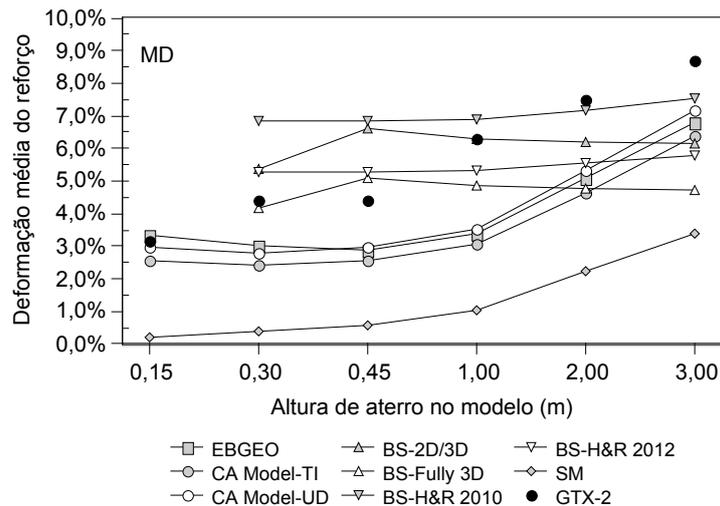


Figura 5.24. Variação da deformação média do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção MD).

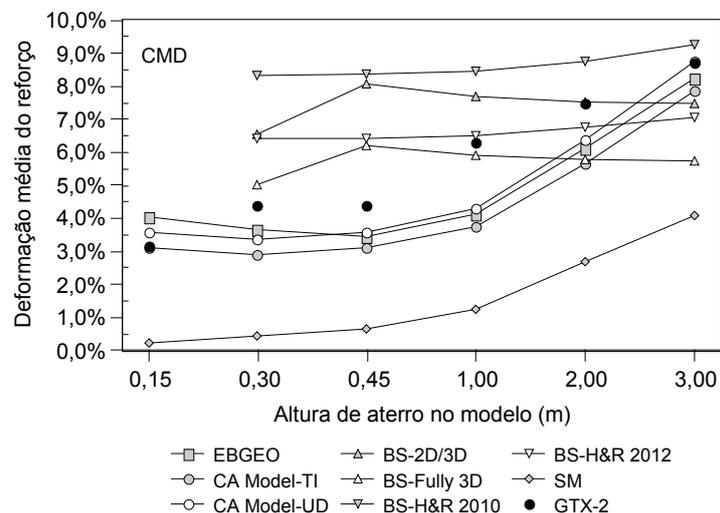


Figura 5.25. Variação da deformação média do reforço GTX-2 entre capitéis adjacentes (direção CMD).

A partir dos resultados de deformação média apresentados acima, é muito difícil concluir a respeito de qual dos métodos avaliados neste trabalho prevê de forma mais precisa e acurada as deformações médias dos elementos de reforço. Portanto, análises *RD* destes resultados

também seriam interessantes. Todavia, nesta tese foram obtidos poucos resultados de deformação média, se comparados com os resultados de recalque máximo, uma vez que as medições de alongamentos, para os cálculos de deformações, iniciaram-se somente a partir do ensaio com o reforço GGR 3. Por conta disto, não foram realizadas análises *RD* a partir dos valores de deformações médias.

As Figuras 5.26 e 5.27 mostram comparações entre as medidas de deformação média efetuadas neste estudo e as realizadas em 02 (dois) aterros experimentais instrumentados no campo (Rogbeck *et al.*, 1998 e Spotti, 2006). Estes casos foram selecionados para comparação, já que possuem características similares aos modelos empregados nesta pesquisa, conforme apresenta a Tabela 5.1.

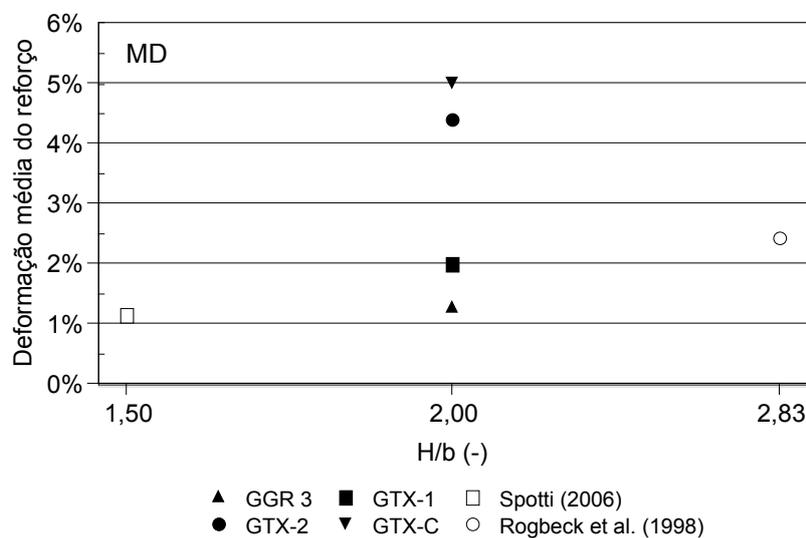


Figura 5.26. Comparação entre deformações médias (direção MD).

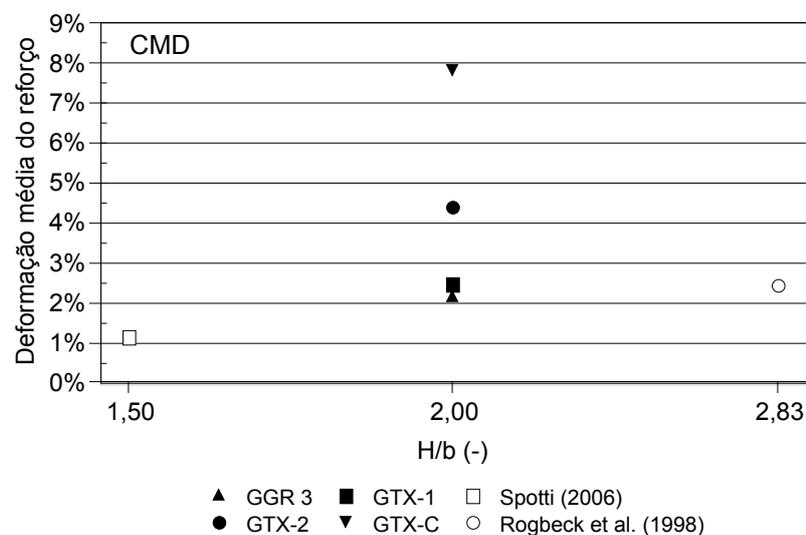


Figura 5.27. Comparação entre deformações médias (direção CMD).

Além disto, ambos os trabalhos adotaram escavação entre capitéis adjacentes para mobilização mais rápida (durante a construção) do reforço, ou seja, condição também semelhante à adotada nesta tese. Nas Figuras 5.26 e 5.27, H é a altura de aterro e b é igual a $(s - a) \cdot 0,5$ (metade do vão livre entre capitéis adjacentes). Destaca-se, portanto, que somente as medidas feitas no aterro com 0,30 m de altura no modelo (equivalente a 1,50 m de altura no campo) foram comparadas, uma vez que as alturas dos aterros dos casos-históricos se situaram próximas a 1,50 m.

Tabela 5.1. Características de dois casos históricos de aterros estaqueados instrumentados no campo.

<i>Caso histórico</i>	<i>Configuração dos capitéis</i>	<i>s (m)</i>	<i>Capitel</i>	<i>Reforço</i>	<i>H (m)</i>
Rogbeck <i>et al.</i> (1998)	Quadrada	2,4	Quadrado (1,2 m x 1,2 m)	1 camada de geogrelha	1,70
Spotti (2006)	Quadrada	2,5 ^(a)	Quadrado (0,8 m x 0,8 m)	1 camada de geotêxtil ^(b) + 1 camada de geogrelha	1,23 ^(a)

^(a) para a configuração 3D avaliada. ^(b) camada usada entre o capitel e a camada geogrelha.

Observa-se que para reforços mais rígidos (geogrelhas usadas no campo e os reforços GGR e GTX-1) as deformações médias medidas não ultrapassaram 2,5%, independentemente da relação $\frac{H}{b}$. Entretanto, para reforços mais extensíveis (GTX-C e GTX-2) as mesmas podem atingir valores mais expressivos (4,4% a 7,8%), a depender da direção MD/CMD avaliada. Além disto, é importante ressaltar que, além da relação $\frac{H}{b}$, o tipo de material (granular ou coesivo) usado como aterro e o grau de compactação do mesmo influenciam nos valores de deformação do reforço.

5.4. ANÁLISE ESTATÍSTICA RD

As inúmeras metodologias de projeto que podem ser utilizadas para estimar a transferência de cargas e tensões verticais em obras de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, muitas vezes tornam a escolha do método mais adequado para cada caso muito difícil. Baseado no conjunto de dados obtidos por meio dos ensaios realizados nesta pesquisa, algumas metodologias de projeto foram analisadas.

Nos subitens 5.1 a 5.3 foram apresentadas algumas comparações entre valores, medidos e previstos, de carga vertical transferida ao capitel central, recalques máximos e deformações médias dos elementos de reforço entre capitéis adjacentes. No entanto, os diversos resultados apresentados resultaram na dificuldade de se concluir sobre alguns aspectos relacionados ao

comportamento dos aterros estaqueados reforçados com geossintéticos estudados no laboratório. Diante deste cenário, foi realizada uma avaliação estatística dos resultados obtidos neste trabalho, a fim de entender melhor o comportamento deste tipo de estrutura geotécnica.

5.4.1. AVALIAÇÃO DE PRECISÃO E ACURÁCIA DOS RESULTADOS OBTIDOS

A ferramenta estatística *RD* foi utilizada para avaliar a precisão e a acurácia dos distintos métodos analíticos empregados neste estudo. Estes métodos são destinados a projetos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos e podem ser encontrados na literatura técnica sobre o tema. No Apêndice D são apresentadas as comparações entre valores calculados e medidos de carga vertical transferida ao capitel central e recalque máximo dos elementos de reforço no meio do vão livre entre capitéis adjacentes, medidos nos ensaios. Estes foram os dados usados para avaliar a precisão e acurácia desses métodos.

As Figuras 5.28 e 5.29 mostram as médias e os desvios padrão dos valores de K (razão entre os valores previstos de carga vertical transferida ao capitel e os valores medidos em cada etapa dos ensaios realizados em modelo). Avaliando-se somente a acurácia por meio das médias obtidas com os valores de K , para cada método analítico, nota-se que os métodos CA Model e EBGEO mostraram-se os mais acurados dentre os métodos avaliados.

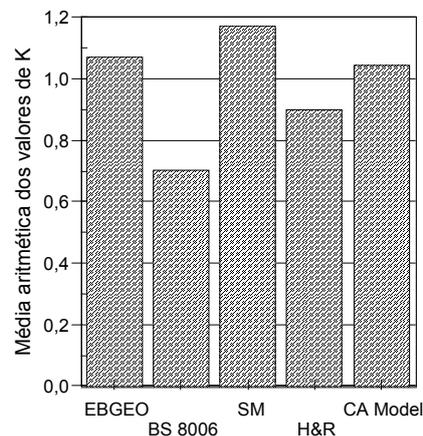


Figura 5.28. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).

As médias dos valores de K obtidas mediante uso dos métodos CA Model e EBGEO foram respectivamente 1,045 e 1,071, ou seja, valores muito próximos da unidade. No entanto, o

método BS 8006 mostrou-se o menos acurado dentre os métodos avaliados, devido apresentar média dos valores de K mais distante do valor unitário (0,705).

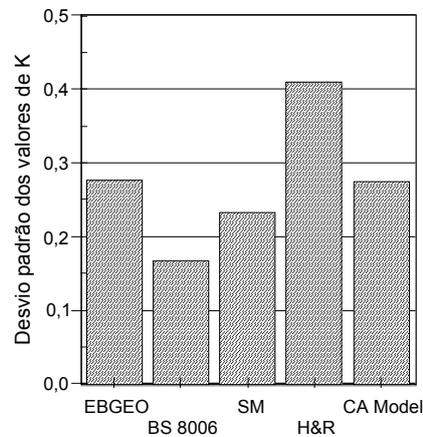


Figura 5.29. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).

A análise apenas da precisão foi feita por meio dos desvios padrão obtidos a partir dos valores de K determinados para cada método analítico avaliado. Pode-se notar que o método BS 8006 mostrou-se o mais preciso dentre os métodos avaliados (Figura 5.29). O desvio padrão dos valores de K mediante uso deste método foi 0,167, ou seja, o valor mais próximo de zero. Por outro lado, o método H&R mostrou-se o menos preciso, com desvio padrão dos valores de K de 0,409. As Figuras 5.30 e 5.31 apresentam, respectivamente, a porcentagem dos valores de K maiores do que a unidade e os valores de RD , obtidos a partir dos distintos métodos analíticos avaliados nesta tese. A Figura 5.32 mostra os $\sigma(K)$ em função da $\mu(K)$ para cada método avaliado.

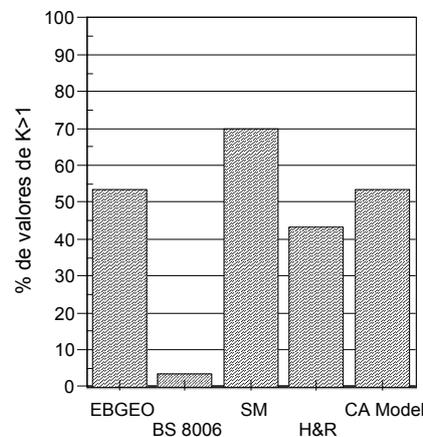


Figura 5.30. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).

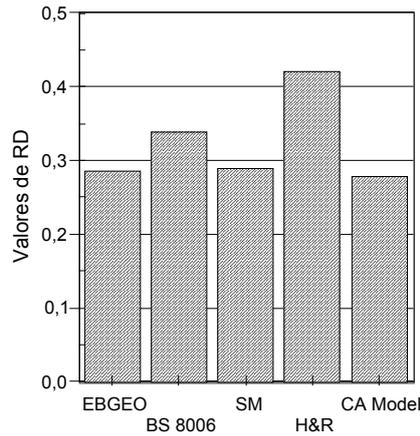


Figura 5.31. Valores de **RD** a partir dos métodos analíticos (carga vertical transferida ao capitel).

Note-se que o método BS 8006 tende a subestimar os valores de carga vertical transferida aos capitéis, visto que o percentual de valores de K maiores do que a unidade é cerca de 3%. Em contrapartida, o método SM tende a superestimar a carga vertical transmitida aos capitéis, pois 70% da estimativa de carga a partir deste método são maiores do que os valores medidos nos modelos ensaiados no laboratório.

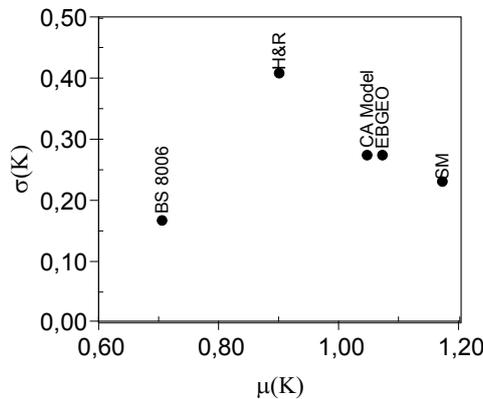


Figura 5.32. Análise dos métodos de projeto por meio do **RD** (carga vertical transferida ao capitel).

Considerando-se precisão e acurácia simultaneamente, é possível afirmar que os métodos CA Model, EBGEO e SM são os melhores métodos para previsão da força vertical transferida diretamente para as estacas/capitéis, visto que os valores de RD obtidos por meio da consideração destas metodologias de cálculo são muito próximos, da ordem de 0,280. O método que se mostrou como o pior para estimativa da transferência de carga vertical em aterros sobre estacas, segundo os dados obtidos neste trabalho, foi o H&R, com valor de RD igual a 0,421. Destaca-se que os métodos CA Model e SM são metodologias desenvolvidas recentemente e que, até certo ponto, são baseadas na EBGEO.

A Figura 5.32 mostra que os pontos que representam os métodos H&R e CA Model são, respectivamente, os pontos mais distante e mais próximo do ponto que representa a condição ideal de precisão e acurácia simultaneamente, isto é, ponto de coordenadas $\mu(K) = 1$ e $\sigma(K) = 0$.

As Figuras 5.33 a 5.36 mostram as médias e os desvios padrão dos valores de K (razão entre os valores previstos de recalque máximo entre capitéis adjacentes e os valores medidos em cada etapa dos ensaios realizados em modelo). Na direção MD, avaliando-se somente a acurácia por meio das médias obtidas com os valores de K para cada método analítico, nota-se que os métodos BS 8006-Fully 3D, BS 8006-H&R (2012) e EBGEO mostraram-se os mais acurados dentre os métodos avaliados.

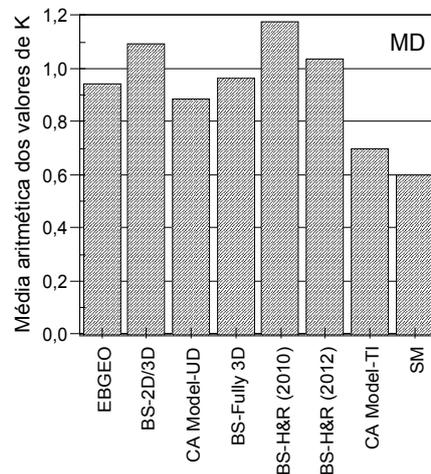


Figura 5.33. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).

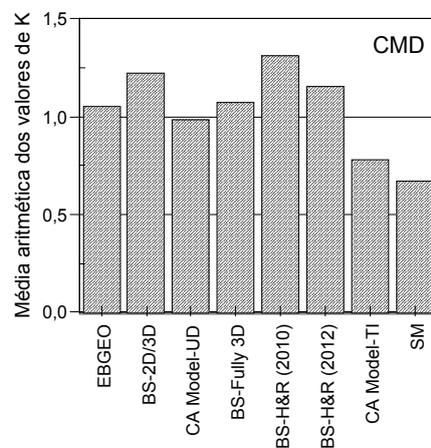


Figura 5.34. Média aritmética dos valores de K obtida a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).

As médias dos valores de K mediante uso destes métodos foram respectivamente 0,966, 1,036 e 0,944, ou seja, valores próximos à unidade. No entanto, o método SM mostrou-se o menos acurado, com média dos valores de K de 0,6. Na direção CMD, os métodos mais acurados foram CA Model-UD, EBGEO e BS 8006-Fully 3D, com médias dos valores de K de 0,984, 1,056 e 1,076, respectivamente.

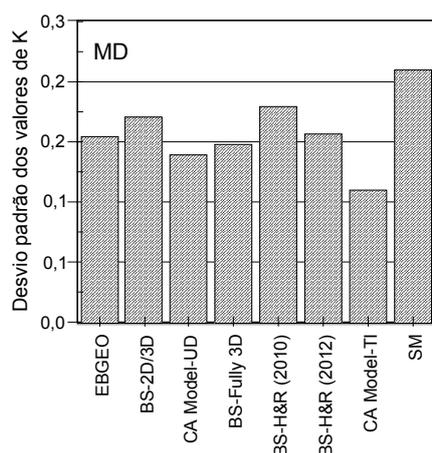


Figura 5.35. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).

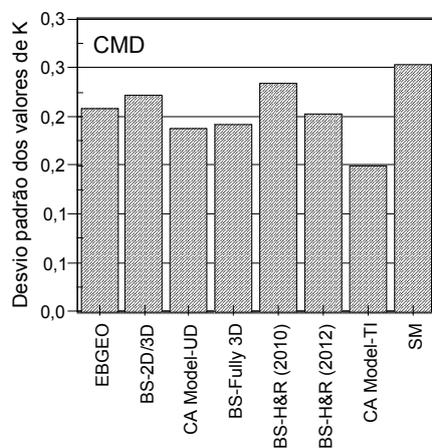


Figura 5.36. Desvio padrão dos valores de K obtido a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).

A análise apenas da precisão é feita por meio dos desvios padrão obtidos a partir dos valores de K para cada método analítico. Pode-se notar que, nas duas direções (MD e CMD), o método CA Model-TI mostrou-se o mais preciso dentre os métodos avaliados (Figuras 5.35 e 5.36). O desvio padrão dos valores de K mediante uso deste método foi 0,11 e 0,15, respectivamente. Por outro lado, o método SM mostrou-se o menos preciso, também para as duas direções, com desvio padrão dos valores de K de 0,209 e 0,253, respectivamente. As

Figuras 5.37 e 5.38 apresentam, respectivamente, a percentagem dos valores de K maiores do que a unidade nas direções MD e CMD. As Figuras 5.39 e 5.40 apresentam os valores de RD , obtidos para os distintos métodos analíticos avaliados nesta tese, nas direções MD e CMD, respectivamente.

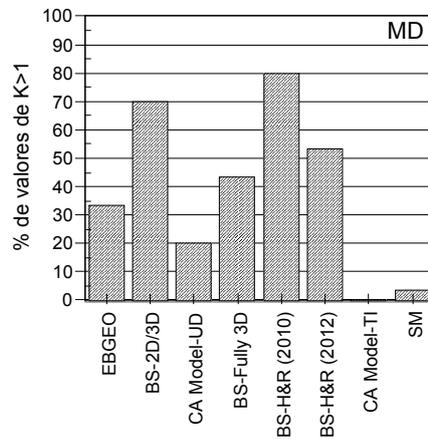


Figura 5.37. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).

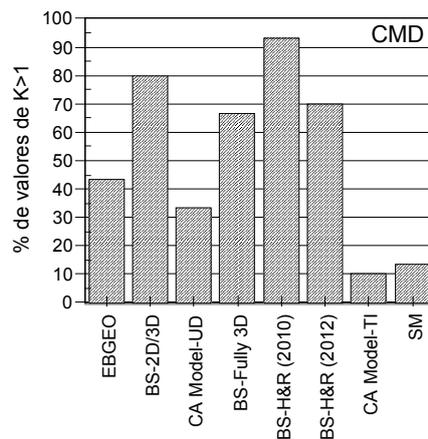


Figura 5.38. Percentual de valores de K maiores do que a unidade a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).

Note-se que o método CA Model-TI subestima os valores de recalque máximo entre capitéis adjacentes, visto que o percentual de valores de K maiores do que a unidade é 0% para a direção MD e 10% para a direção CMD. Em contrapartida, para a direção MD, os métodos BS 8006 e BS 8006-H&R (2010) tendem a superestimar o recalque máximo entre capitéis adjacentes, pois 70% e 80%, respectivamente, da estimativa de recalque a partir destes métodos são maiores do que os valores medidos nos modelos ensaiados no laboratório. Para o caso CMD, 80% e 93,3%, respectivamente, desta estimativa são maiores que os valores medidos.

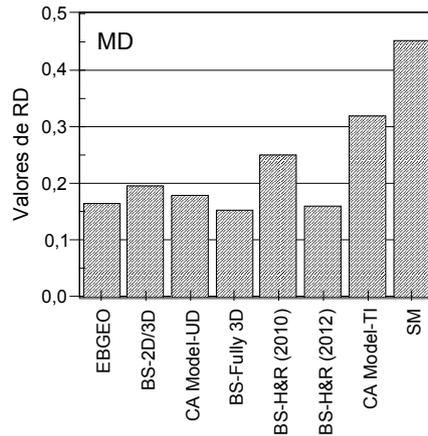


Figura 5.39. Valores de **RD** a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção MD).

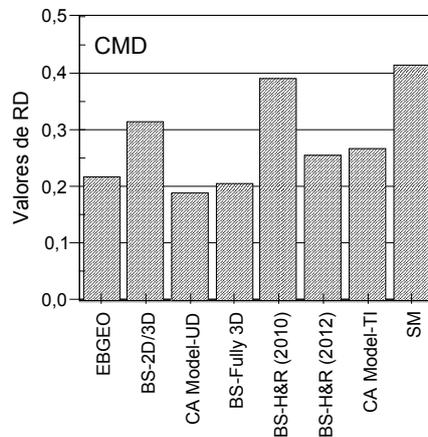


Figura 5.40. Valores de **RD** a partir dos métodos analíticos (recalque máximo entre capitéis adjacentes na direção CMD).

Na direção MD, considerando-se precisão e acurácia simultaneamente, é possível afirmar que os métodos BS 8006-Fully 3D, BS 8006-H&R (2012) e EBGEO foram os melhores métodos para previsão do recalque máximo entre capitéis adjacentes, visto que os valores de *RD* obtidos por meio da consideração destas metodologias de cálculo são muito próximos, da ordem de 0,16. Para a direção CMD, os melhores métodos para estimativa de recalque foram, respectivamente, CA Model-UD, BS 8006-Fully 3D e EBGEO, com valores de *RD* variando em torno de 0,2. O método que se mostrou como o pior para estimativa do recalque entre capitéis de aterros sobre estacas, segundo os dados obtidos neste trabalho, em ambas as direções, foi o SM, com valor de *RD* igual a 0,452 e 0,413, respectivamente. As Figuras 5.41 e 5.42 mostram os resultados da análise *RD* quando os valores de $\sigma(K)$ de cada um dos métodos avaliados são plotados em função dos valores de $\mu(K)$ dos mesmos, nas direções MD e CMD, respectivamente.

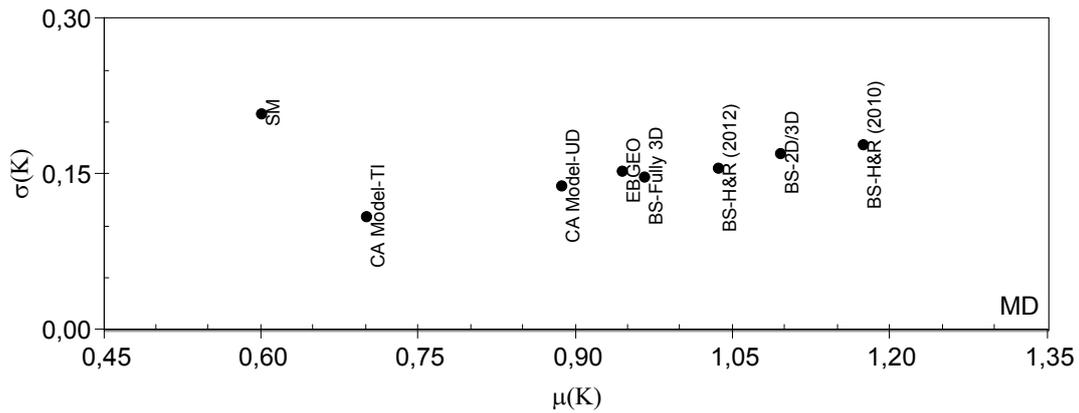


Figura 5.41. Comparação dos métodos de projeto para resultados de recalque máximo entre capitéis adjacentes a partir da análise **RD** (direção MD).

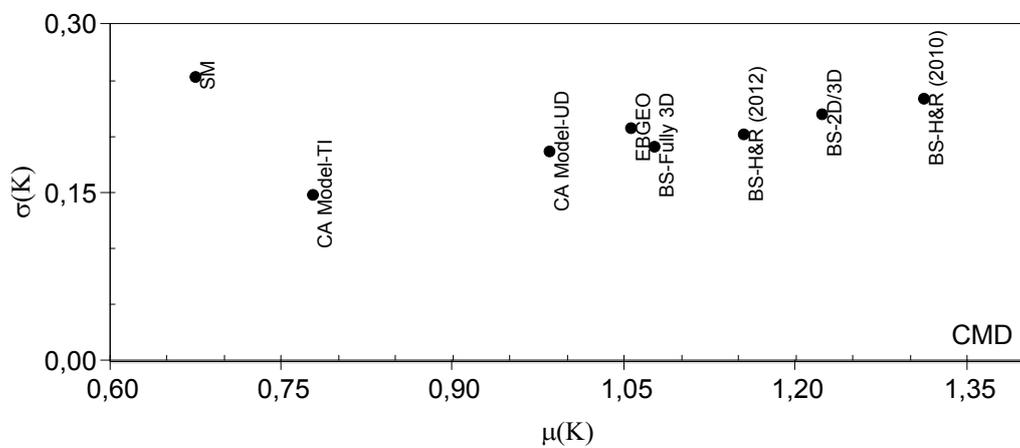


Figura 5.42. Comparação dos métodos de projeto para resultados de recalque máximo entre capitéis adjacentes a partir da análise **RD** (direção CMD).

Pode-se observar que os pontos que representam os métodos BS 8006-Fully 3D e CA Model-UD foram, respectivamente, os pontos mais próximos do ponto que representa a condição ideal ($\mu(K) = 1$ e $\sigma(K) = 0$). Por outro lado, em ambas as direções, o método SM foi o ponto mais distante da condição ideal.

6. ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS DANOS MECÂNICOS NOS REFORÇOS

6.1. INTRODUÇÃO

Após o fim de cada ensaio realizado neste trabalho, CPs dos elementos de reforço utilizados foram coletados nas proximidades das regiões onde houve contato dos reforços com as bordas dos capitéis. Estes CPs foram submetidos a ensaios de resistência à tração faixa larga, com a finalidade de avaliar o comportamento da resistência à tração dos materiais empregados para simular distintos geossintéticos, após ficarem sujeitos à abrasão com as bordas dos capitéis. As Figuras 6.1 e 6.2 apresentam as amostras usadas nos ensaios GTX-C e GTX-2, após a realização dos mesmos. A Figura 6.3 mostra a configuração da coleta de seis CPs (em cada direção) para ensaios de resistência à tração faixa larga da amostra GTX-2.



Figura 6.1. Amostra do elemento de reforço GTX-C (pós-ensaio).



Figura 6.2. Amostra do elemento de reforço GTX-2 (pós-ensaio).

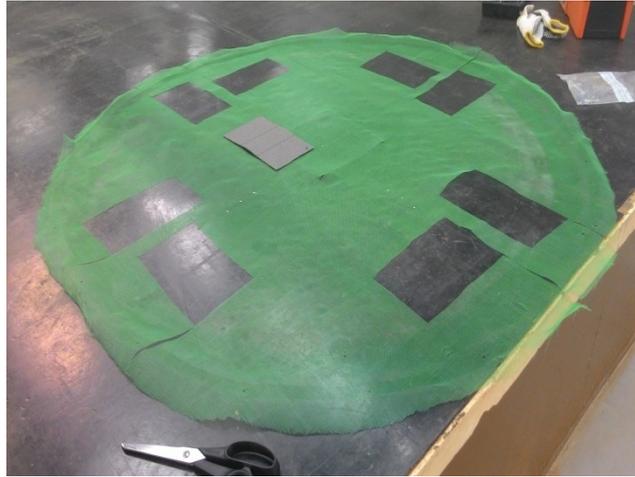


Figura 6.3. Configuração de coleta de CPs da amostra GTX-2 usada como elemento de reforço (pós-ensaio).

Nas Figuras 6.1 a 6.3, pode-se notar que os elementos de reforço utilizados foram mais solicitados onde houve contato com os cantos “vivos” dos capitéis. Ao longo das larguras dos capitéis certamente houve solicitações também, porém em proporções menores se comparadas com as solicitações nas quinas dos capitéis. A resposta dos reforços a estas solicitações pode ser a ruptura (rasgamento) dos reforços, como pode ser observado na Figura 6.2 e, de forma mais nítida, na Figura 6.4.

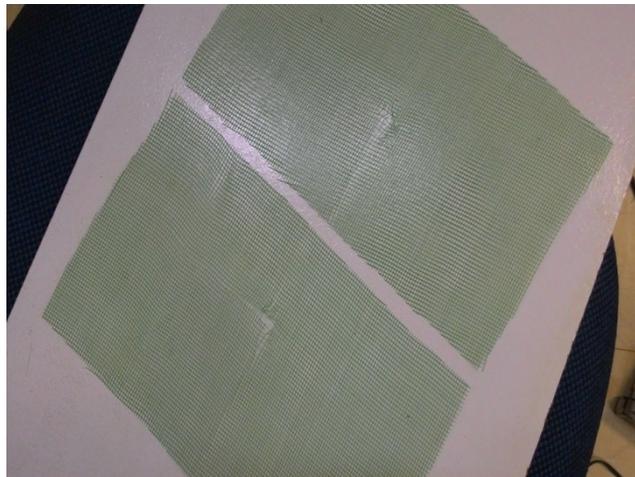


Figura 6.4. CPs coletados da amostra do elemento de reforço GTX-2, com danos mecânicos visíveis.

Durante a coleta supracitada, foi mais conveniente recortar CPs com dimensões diferentes daquelas estabelecidas pela NBR ISO 10319 (2013), com a finalidade de obter 01 (um) corpo de prova para cada quina dos capitéis. As dimensões dos CPs coletados para novos ensaios de resistência à tração (pós-ensaio em modelo) foram 120 mm de largura por 60 mm de comprimento, obedecendo-se a razão entre largura e comprimento, conforme a recomendação da norma citada acima. Para as análises de ocorrência de danos nos elementos de reforço

foram considerados os CPs com estas dimensões. Os resultados de resistência à tração apresentados no subitem 4.2.2 referem-se aos CPs com dimensões de 200 mm de largura por 100 mm de comprimento, isto é, aos CPs de referência, apresentados no subitem 3.4.2. Entretanto, para comparar a influência das diferentes dimensões entre CPs, as quais podem produzir mudanças sistemáticas nas médias das populações de resistência à tração dos elementos de reforço empregados nesta pesquisa, análises de variância (ANOVA) foram realizadas. Assim, foi possível concluir se este fator tem efeito apreciável sobre os valores de resistência à tração dos elementos de reforço.

As Tabelas 6.1 e 6.2 apresentam os resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga realizados com o reforço GGR 1 (oito CPs na condição virgem), com diferentes dimensões, nas direções MD e CMD, respectivamente. De forma geral, observa-se que os valores de resistência à tração do reforço GGR 1 sofreram decréscimos significativos quando suas dimensões foram reduzidas. Os fatores de redução, $R = \frac{T_{max\ CP-P}}{T_{max\ CP-G}}$ (onde, $T_{max\ CP-P}$ é a força de tração máxima, por metro, dos CPs pequenos e $T_{max\ CP-G}$ é a força de tração máxima, por metro, dos CPs grandes), da resistência à tração do reforço GGR 1 nas direções MD e CMD, obtidos a partir da média aritmética dos dados apresentados nas tabelas supracitadas foram, respectivamente, 0,87 e 0,75. Todos os elementos de reforço empregados nesta tese apresentaram redução de resistência à tração significativa, quando as dimensões de seus CPs foram diminuídas.

Tabela 6.1. Resultados de resistência à tração faixa larga dos CPs de GGR 1 (direção MD).

Dimensão dos CPs (mm)	Resistência à tração (kN/m)								
200x100	15,9	16,2	18,9	17,2	16,4	17,1	18,9	17,3	
120x60	15,5	16,6	14,9	16,0	15,3	16,1	12,4	13,7	

Tabela 6.2. Resultados de resistência à tração faixa larga dos CPs de GGR 1 (direção CMD).

Dimensão dos CPs (mm)	Resistência à tração (kN/m)								
200x100	11,0	10,2	9,5	10,6	10,1	11,3	9,9	12,5	
120x60	9,1	7,6	8,8	7,8	7,4	7,2	8,4	7,4	

As Tabelas 6.3 e 6.4 apresentam os resultados da análise de variância dos distintos valores de resistência à tração faixa larga mostrados nas Tabelas 6.1 e 6.2, respectivamente. Note-se que os valores de F (ver item 2.7.1) não são próximos de zero e, portanto, não há suspeita de tendenciosidade na coleta dos CPs, fato que indica que as conclusões obtidas a partir destas análises são apropriadas.

Tabela 6.3. Resultados da ANOVA para CPs de GGR 1 com diferentes dimensões (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	8	137,9	17,2375	1,302678571
Linha 2	8	120,5	15,0625	1,934107143

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	18,9225	1	18,9225	11,69215492	0,004149806	4,600109937
Dentro dos grupos	22,6575	14	1,618392857			
Total	41,58	15				

Tabela 6.4. Resultados da ANOVA para CPs de GGR 1 com diferentes dimensões (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	8	85,1	10,6375	0,908392857
Linha 2	8	63,7	7,9625	0,508392857

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	28,6225	1	28,6225	40,40483993	1,77896E-05	4,600109937
Dentro dos grupos	9,9175	14	0,708392857			
Total	38,54	15				

Como ocorreu que os valores de F são maiores do que o valor de F_c ($F > F_c$), admite-se com probabilidade de 95%, que existe diferença significativa entre as médias dos valores de resistência à tração, ou seja, há razão para acreditar que a redução das dimensões dos CPs produz resultados diferentes nos ensaios de resistência à tração faixa larga dos elementos de reforço. Portanto, os resultados de ensaios de resistência à tração faixa larga dos CPs coletados após a realização dos ensaios em modelos foram comparados com os resultados obtidos com os CPs virgens de mesmas dimensões (120 mm x 60 mm), para que as conclusões (relacionadas aos prováveis danos mecânicos ocorridos nos elementos de reforço após sofrerem abrasão com as quinas dos capitéis) obtidas possam ser consideradas realistas.

6.2. AVALIAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE DANOS MECÂNICOS NOS ELEMENTOS DE REFORÇO

Neste subitem serão apresentados os resultados das análises de variância para avaliação da ocorrência de danos mecânicos nos materiais empregados para simular diferentes geossintéticos, quando esses se encontram em contato direto com as quinas de capitéis na

base de aterros reforçados. A seguir, serão apresentados os resultados obtidos, em ambas as direções, para todos os elementos de reforço empregados nesta tese.

As Tabelas 6.5 a 6.10 mostram os resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga dos reforços, na direção MD, nas condições virgem e pós-ensaio. Resultados similares correspondentes à direção CMD são apresentados nas Tabelas 6.11 a 6.16.

Tabela 6.5. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 1 (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>			
Virgem	15,5	14,9	16,0	15,3
Pós-ensaio	15,5	15,4	16,2	15,4

Tabela 6.6. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 2 (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>			
Virgem	15,5	14,9	16,0	15,3
Pós-ensaio	15,3	15,1	14,3	18,0

Tabela 6.7. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 3 (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>			
Virgem	15,5	14,9	16,0	15,3
Pós-ensaio	17,8	15,2	15,1	15,4

Tabela 6.8. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-C (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	13,3	14,6	14,0	14,5	13,5
Pós-ensaio	14,0	12,5	12,8	13,8	20,4

Tabela 6.9. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-1 (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	10,6	10,2	10,3	10,6	10,2
Pós-ensaio	9,5	10,3	10,1	9,9	10,0

Tabela 6.10. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-2 (direção MD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	5,9	6,1	6,2	6,0	5,8
Pós-ensaio	3,8	3,9	3,8	3,8	3,6

Tabela 6.11. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 1 (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>			
Virgem	7,6	7,8	7,4	8,4
Pós-ensaio	9,0	9,3	7,4	9,1

Tabela 6.12. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 2 (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	7,6	7,8	7,4	8,4	
Pós-ensaio	9,6	10,8	10,8	10,1	

Tabela 6.13. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GGR 3 (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	7,6	7,8	7,4	8,4	
Pós-ensaio	11,0	10,1	10,5	10,9	

Tabela 6.14. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-C (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	19,2	19,5	19,7	19,3	21,2
Pós-ensaio	20,6	19,7	22,2	20,7	13,2

Tabela 6.15. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-1 (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	6,7	6,8	6,3	6,1	6,3
Pós-ensaio	7,0	6,7	6,8	6,6	6,9

Tabela 6.16. Resultados dos ensaios de resistência à tração faixa larga com o reforço GTX-2 (direção CMD).

<i>Condição dos CPs</i>	<i>Resistência à tração (kN/m)</i>				
Virgem	5,2	5,0	5,1	4,8	5,0
Pós-ensaio	2,4	2,7	3,3	3,0	3,0

Observe-se que, na direção MD, os fatores de redução, $R = \frac{T_{max\ CP-D}}{T_{max\ CP-V}}$ (onde, $T_{max\ CP-D}$ é a força de tração máxima, por metro, dos CPs danificados e $T_{max\ CP-V}$ é a força de tração máxima, por metro, dos CPs virgens), obtidos a partir dos valores médios de resistência à tração de cada reforço empregado, foram menores do que a unidade apenas para os reforços GTX-1 (0,96) e GTX-2 (0,63). Para os demais elementos de reforço os “fatores de redução” variaram de 1,01 (GGR 1) a 1,05 (GTX-C). Na direção CMD, os fatores de redução foram menores do que a unidade para os reforços GTX-C (0,97) e GTX-2 (0,57). Para os outros elementos de reforço os “fatores de redução” variaram de 1,06 (GTX-1) a 1,36 (GGR 3). As Tabelas 6.17 a 6.22 apresentam os resultados das ANOVA para avaliação e estimativa de dano mecânico causado aos reforços, após abrasão destes com as bordas dos capitéis na direção MD. As Tabelas 6.23 a 6.28 apresentam resultados similares correspondentes à direção CMD.

Tabela 6.17. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 1 (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	61,7	15,425	0,209166667
Linha 2	4	62,5	15,625	0,149166667

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,08	1	0,08	0,446511628	0,528848955	5,987377607
Dentro dos grupos	1,075	6	0,17917			
Total	1,155	7				

Tabela 6.18. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 2 (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	61,7	15,425	0,209166667
Linha 2	4	62,7	15,675	2,589166667

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,125	1	0,125	0,089338892	0,775101449	5,987377607
Dentro dos grupos	8,395	6	1,39917			
Total	8,52	7				

Tabela 6.19. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 3 (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	61,7	15,425	0,209166667
Linha 2	4	63,5	15,875	1,6625

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,405	1	0,405	0,432769368	0,535042474	5,987377607
Dentro dos grupos	5,615	6	0,93583			
Total	6,02	7				

Tabela 6.20. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-C (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	69,89	13,98	0,35572
Linha 2	5	73,38	14,70	10,53338

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	1,21801	1	1,21801	0,223711785	0,648862224	5,317655072
Dentro dos grupos	43,5564	8	5,44455			
Total	44,77441	9				

Tabela 6.21. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-1 (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	52	10,38	0,04285
Linha 2	5	49,73	9,96	0,08603

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,51529	1	0,51529	7,996430788	0,022225483	5,317655072
Dentro dos grupos	0,51552	8	0,06444			
Total	1,03081	9				

Tabela 6.22. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-2 (direção MD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	29,91	6,00	0,02157
Linha 2	5	18,84	3,78	0,01577

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	12,25449	1	12,25449	656,3733262	5,77659E-09	5,317655072
Dentro dos grupos	0,14936	8	0,01867			
Total	12,40385	9				

Tabela 6.23. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 1 (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	31,2	7,8	0,186666667
Linha 2	4	34,8	8,7	0,766666667

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	1,62	1	1,62	3,3986014	0,114815	5,987377607
Dentro dos grupos	2,86	6	0,476666667			
Total	4,48	7				

Tabela 6.24. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 2 (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	31,2	7,8	0,186666667
Linha 2	4	41,3	10,325	0,3425

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	12,75125	1	12,75125	48,1937008	0,0004430	5,98737761
Dentro dos grupos	1,5875	6	0,264583333			
Total	14,33875	7				

Tabela 6.25. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GGR 3 (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	4	31,2	7,8	0,186666667
Linha 2	4	42,5	10,625	0,169166667

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	15,96125	1	15,96125	89,7119438	7,887E-05	5,987377607
Dentro dos grupos	1,0675	6	0,177916667			
Total	17,02875	7				

Tabela 6.26. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-C (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	98,98	19,78	0,67403
Linha 2	5	96,39	19,28	12,41032

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,67081	1	0,67081	0,102536236	0,757010562	5,317655072
Dentro dos grupos	52,3374	8	6,542175			
Total	53,00821	9				

Tabela 6.27. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-1 (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	32,19	6,44	0,08552
Linha 2	5	34,04	6,80	0,02567

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	0,34225	1	0,34225	6,156129148	0,038043113	5,317655072
Dentro dos grupos	0,44476	8	0,055595			
Total	0,78701	9				

Tabela 6.28. Resultados da ANOVA, a partir dos valores de resistência à tração faixa larga, obtidos para o reforço GTX-2 (direção CMD).

Anova: fator único

RESUMO

<i>Grupo</i>	<i>Contagem</i>	<i>Soma</i>	<i>Média</i>	<i>Variância</i>
Linha 1	5	25,18	5,02	0,02488
Linha 2	5	14,45	2,88	0,1253

ANOVA

<i>Fonte da variação</i>	<i>SQ</i>	<i>gl</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>valor-P</i>	<i>F_c</i>
Entre grupos	11,51329	1	11,51329	153,3265415	1,68732E-06	5,317655072
Dentro dos grupos	0,60072	8	0,07509			
Total	12,11401	9				

Note-se que os valores de F obtidos para os reforços GGR 2 e GTX-C (nas direções MD e CMD, respectivamente) são muito baixos (aproximadamente zero) e que, portanto, pode-se suspeitar de tendenciosidade na coleta dos CPs avaliados, de modo a indicar que é imprópria qualquer conclusão sobre estas amostras.

Comparando-se os valores de F com F_c das tabelas, pode-se admitir com probabilidade de 95%, que existe diferença significativa entre as médias dos valores de resistência à tração do reforço GTX-2 (direções MD e CMD), ou seja, há razão para acreditar que a interação deste reforço com os cantos “vivos” dos capitéis produz resultados diferentes nos ensaios de resistência à tração faixa larga, quando os resultados deste ensaio (antes e após execução de ensaios em modelos) são comparados. Observe-se que todos os valores de resistência à tração referente a este reforço (Tabelas 6.22 e 6.28), após a realização de ensaios, apresentaram decréscimos de 63% e 57% nas direções MD e CMD, respectivamente. Seguindo-se o mesmo raciocínio, os resultados sugerem que o reforço GTX-1 sofreu danos mecânicos apenas na direção MD, uma vez que a razão de redução obtida foi menor do que a unidade e $F > F_c$.

Na direção CMD, em alguns casos (GGR 2, GGR 3 e GTX-1), o valor de F obtido foi maior do que o de F_c , sugerindo que houve danos mecânicos nestes reforços. Todavia, os valores de R destes reforços foram maiores do que a unidade, isto é, os reforços apresentaram leve acréscimo de resistência à tração após serem submetidos à abrasão com as quinas dos capitéis.

Merece destaque que as ANOVA realizadas para avaliação de danos no reforço GGR levaram em consideração apenas quatro CPs em cada direção, uma vez que a coleta dos mesmos foi feita na região da GGR em contato com as larguras dos capitéis e não nas quinas dos mesmos, conforme mostrado na Figura 6.5.

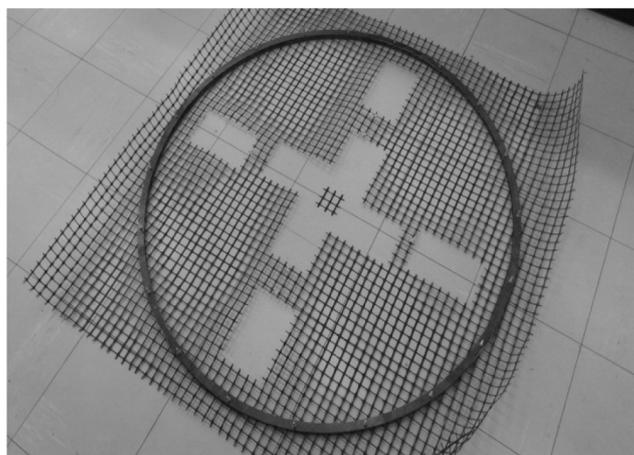


Figura 6.5. Configuração de coleta de CPs da amostra GGR 2 usada como elemento de reforço (pós-ensaio em modelo).

No caso dos reforços GTX, as coletas foram realizadas conforme a configuração mostrada na Figura 6.3.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

7.1. CONCLUSÕES

Este trabalho apresentou a avaliação experimental de 06 (seis) modelos de aterros (instrumentados) reforçados sobre estacas em escala 1:5. Foram realizados ensaios em modelos por meio de um equipamento de grande porte, o qual foi especialmente projetado, construído e montado para a realização deste estudo. Foram medidas grandezas tais como: força vertical transferida ao capitel central; distribuição das tensões totais verticais no interior do maciço granular; recalque e deformação dos reforços localizados na base dos aterros e recalque da superfície dos mesmos. Os resultados obtidos por meio das medições efetuadas foram comparados com as previsões a partir de alguns métodos analíticos destinados a projetos de aterros suportados por estacas reforçados com geossintéticos. Adicionalmente, foram analisados prováveis danos mecânicos nos elementos de reforço localizados em contato com os capitéis, ou próximo a eles. As principais conclusões deste trabalho estão sumariadas a seguir.

- Os resultados obtidos sugerem que o modelo físico idealizado para esta pesquisa, em escala reduzida (1:5), foi capaz de representar satisfatoriamente o comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos;
- A repetibilidade dos dados obtidos nos ensaios GGR 2 e GGR 3, referentes às cargas verticais transferidas ao capitel central dos modelos avaliados, foi considerada satisfatória para as condições dos ensaios, já que as diferenças obtidas a partir destes ensaios variaram de 5% a 10%. O mesmo pode-se afirmar com relação aos recalques máximos dos elementos de reforço nas bases dos aterros, uma vez que as variações foram de 6% a 11% na direção MD e de 1% a 6% na direção CMD;
- Apesar da boa repetibilidade obtida para os valores de forças verticais transferidas ao capitel central e recalques máximos dos elementos de reforço nas bases dos aterros, a variação das tensões totais verticais no interior dos maciços granulares mostrou-se insatisfatória. É possível que as CTTs tenham sofrido movimentações (mesmo que pequenas) no interior do maciço granular durante a realização dos ensaios em modelo, devido às características do material usado para preenchimento do aterro e às condições de ensaio. De qualquer forma, a variação de tensões totais verticais no interior do aterro evidenciou a ocorrência de arqueamento do mesmo. Com isto, pode-se afirmar que os capitéis/estacas desempenharam sua função;

- Os valores medidos de recalque máximo e deformação média dos elementos de reforço estão diretamente relacionados à rigidez à tração dos mesmos. Menores recalques e deformações ocorreram nos reforços mais rígidos;
- Para a faixa de valores investigada, a rigidez à tração dos elementos de reforço empregados não influenciou significativamente no recalque medido na superfície dos aterros instrumentados;
- Os métodos analíticos avaliados nesta tese forneceram, de forma geral, a mesma tendência de variação da carga vertical transferida ao capitel, em função da altura de aterro no modelo. Entretanto, merece destaque que o método britânico (BS 8006) previu cargas verticais mais baixas sobre os capitéis, se comparado com as estimativas dos demais métodos avaliados. Entretanto, vale destacar que esta estimativa foi feita considerando-se nos cálculos a área do capitel e não a área de influência do mesmo;
- Boas concordâncias foram observadas entre os valores (medidos e calculados) de carga vertical transferida ao capitel, principalmente para aterros (no modelo) com altura até 1 m. Para aterros mais altos foram observados certos desvios. O método BS 8006 subestimou os valores de carga vertical transferida ao capitel, inclusive para aterros baixos. Para estes aterros (alturas entre 0,15 m a 0,45 m), os valores medidos apresentaram excelente concordância com as previsões a partir das metodologias EBGEO, CA Model e SM;
- De modo geral, observou-se que as medidas de deformação média dos reforços foram maiores do que as estimativas calculadas a partir dos métodos avaliados neste estudo. Este fato pode ser justificado, já que neste trabalho não foi simulado, em momento algum, o suporte do solo de fundação. Assim sendo, houve maior mobilização do reforço desde o início da construção dos aterros;
- O método SM subestimou os valores de deformações dos reforços, enquanto o método BS 8006-H&R (2010) tendeu a superestima-los;
- A partir de análises *RD* realizadas, pode-se afirmar que os métodos CA Model e EBGEO mostraram-se os mais acurados dentre os métodos avaliados para a previsão da carga vertical transferida ao capitel central, enquanto o método BS 8006 mostrou-se o menos acurado. Com respeito à precisão, o método BS 8006 mostrou-se o mais preciso dentre os métodos avaliados. Por outro lado, o método H&R mostrou-se o menos preciso. O método BS 8006 subestimou os valores de carga vertical transferida aos capitéis. Em contrapartida, o método SM superestimou a carga vertical transmitida

aos capitéis. No entanto, o fato de a norma britânica prever cargas verticais menores sobre o capitel não significa que o dimensionamento das estacas será não conservador;

- Avaliando-se precisão e acurácia simultaneamente, é possível afirmar que os métodos CA Model, EBGEO e SM foram os que apresentaram melhor desempenho para a previsão da força vertical transferida diretamente para as estacas/capitéis, visto que os valores de *RD* obtidos por meio da consideração destas metodologias de cálculo foram baixos. O método com pior desempenho na estimativa da transferência de carga vertical em aterros sobre estacas, segundo os dados obtidos neste trabalho, foi o H&R. Vale destacar que esta metodologia não foi desenvolvida para aterros estaqueados reforçados;
- Na direção MD, considerando-se precisão e acurácia simultaneamente, pode-se afirmar que os métodos BS 8006-Fully 3D, BS 8006-H&R (2012) e EBGEO apresentaram os melhores resultados para a previsão do recalque máximo entre capitéis adjacentes. Para a direção CMD, as melhores estimativas de recalque foram, respectivamente, do CA Model-UD, BS 8006-Fully 3D e EBGEO. O método que apresentou pior desempenho na estimativa do recalque máximo entre capitéis de aterros sobre estacas, segundo os dados obtidos neste trabalho, em ambas as direções, foi o SM, uma vez que este método é incapaz de desconsiderar, por completo, o suporte do solo de fundação;
- Obviamente, os resultados desta tese não devem ser considerados como critério geral, visto que são significantes somente para a base de dados analisados neste estudo e, em particular, para as condições dos ensaios realizados nesta pesquisa. Entretanto, considera-se que a metodologia utilizada representa uma forma satisfatória para se avaliar as distintas metodologias para projetos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Ensaios adicionais são necessários para o melhor entendimento dos fatores que afetam o comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos;
- Foram observados danos mecânicos nos reforços empregados em decorrência das suas instalações diretamente sobre os capitéis dos modelos. A avaliação do dano mecânico ocasionado aos elementos de reforço pode ser ainda mais relevante quando carregamentos cíclicos (tráfego de veículos, por exemplo) são aplicados na superfície dos aterros. Na literatura técnica sobre este tema podem ser encontrados casos de obra nos quais as geogrelhas sofreram danos em áreas de tráfego intenso, aparentemente porque o carregamento cíclico provocou a abrasão da geogrelha com os capitéis.

7.2. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com base nas análises dos resultados obtidos nesta tese, algumas sugestões para pesquisas futuras estão sumariadas a seguir, a fim de que haja melhoria contínua no entendimento de questões referentes a aterros estaqueados reforçados com geossintéticos.

- Desenvolver mais estudos relacionados ao arqueamento dos solos, de modo a entender melhor como este fenômeno ocorre em sistemas de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. É provável que retro-análises numéricas dos modelos avaliados nesta tese possam auxiliar na compreensão deste mecanismo;
- Investigar, por meio de ensaios de laboratório em modelos reduzidos, a influência do tipo de material de aterro (solos finos) nas deformações dos elementos de reforço e na distribuição de carga/tensão vertical no interior de maciços reforçados;
- Avaliar o comportamento de modelos físicos reduzidos, similares aos construídos nesta tese, sujeitos à aplicação de cargas cíclicas na superfície do aterro reforçado;
- Investigar a influência de distintas configurações de capitéis no dano mecânico ocasionado aos elementos de reforço;
- Construir distintos trechos experimentais para avaliação das grandezas relevantes no comportamento mecânico de aterros reforçados sobre estacas;
- Realizar simulações numéricas com distintas geometrias e materiais, a fim de estudar a influência destes parâmetros no desempenho de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos;
- Realizar ensaios semelhantes aos executados nesta tese utilizando-se de colunas granulares encamisadas com geossintéticos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT NBR ISO 10318: Geossintéticos – Termos e definições. 23 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT NBR ISO 10319: Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga. 11 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT NBR ISO 9863-1: Geossintéticos – Determinação da espessura a pressões especificadas Parte 1: Camada única. 5 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT NBR ISO 9864: Geossintéticos – Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos. 2 p. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. 7 p. Rio de Janeiro.
- ABNT NBR 12051: Solo – Determinação do índice de vazio mínimo de solos não coesivos. 15 p. Rio de Janeiro.
- Almeida, M.S.S. & Marques, M.E.S. (2011). Construction methods in brazilian extremely soft soils. *Pan-Am CGS Geotechnical Conference*.
- Almeida, M.S.S.; Ehrlich, M.; Spotti, A.P. & Marques, M.E.S. (2007). Embankment supported on piles with biaxial geogrids. *Journal of Geotechnical Engineering*, Institution of Civil Engineers, ICE, UK 160(4), pp. 185-192.
- Almeida, M.S.S.; Marques, M.E.S.; Almeida, M.C.F. & Mendonça, M.B. (2008). Performance of two “low” piled embankments with geogrids at Rio de Janeiro. *Proc. of the 1st Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition*, Cancun, Mexico, in CD.
- Amarillo Soto, J.R. (2015). Estudo da variação de propriedades de geomembranas de PVC devido a danos mecânicos. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-261/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.
- Ang, A.H.S. & Tang, W. (1975). Probability concepts in engineering planning and design: Basic Principles. John Wiley & Sons, New York, USA, vol. 1, 422 p.
- Araújo, G.L.S. (2009). Estudo em laboratório e em campo de colunas granulares encamisadas com geossintéticos. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-058/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 143 p.
- Aslam, R. (2008). Centrifuge modelling of piled embankments. Ph.D. Thesis, University of Nottingham, Nottingham, Reino Unido, 164 p.
- Assis, A.P.; Espósito, T.J.; Gardoni, M.G. & Silva, P.D.E.A. (2001). Métodos estatísticos e probabilísticos aplicados à Geotecnia. Notas de aula, Publicação G.AP-002/01, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 177 p.
- ASTM D 3080 (1998). Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. American Society for Testing and Materials, United States, 6 p.

- Bergado, Dennes T.; Long, Pham V. & Srinivasa Murthy, B.R. (2002). A case study of geotextile-reinforced embankment on soft ground. *Geotextiles and Geomembranes*, 20, pp. 343-365.
- Blanc, M.; Rault, G.; Thorel, L. & Almeida, M.S.S. (2013). Centrifuge investigation of load transfer mechanisms in a granular mattress above a rigid inclusions network. *Geotextiles and Geomembranes*, 36, pp. 92-105.
- Blanc, M.; Thorel, L.; Girout, R. & Almeida, M.S.S. (2014). Geosynthetic reinforcement of a granular load transfer platform above rigid inclusions – Comparison between centrifuge testing and analytical modelling. *Geosynthetics International*, Volume 21, Issue 1, pp. 37-52.
- Borba, A.M. (2007). Análise de desempenho de aterro experimental na Vila Pan-Americana. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 145 p.
- Briançon, L. & Simon, B. (2012). Performance of pile-supported embankment over soft soil: Full-scale experiment. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp. 551-561.
- Briaud, J.L. & Tucker, L.M. (1988). Measured and predicted axial load response of 98 piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(9), pp. 984-1001.
- BS 8006 (1995). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. *British Standard Institution (BSI)*. U.K..
- BS 8006-1 (2010). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. *British Standard Institution (BSI)*. ISBN 978-0-580-53842-1.
- Chen, R.P.; Xu, Z.Z.; Chen, Y.M.; Ling, D.S. & Zhu, B. (2010). Field tests on pile-supported embankments over soft ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, pp. 777-785.
- Chen, Y.M.; Cao, W.P. & Chen, R.P. (2008). An experimental investigation of soil arching within basal reinforced and unreinforced piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 26, pp. 164-174.
- Cherubini, C. & Greco, V.R. (1997). A comparison between measured and calculated values in geotechnics: an application to settlements. In: *Probabilities and Materials: Proceedings of the Workshop Probamat, 21st Century*, Perm, Russia. Edited by G.N. Frantziskonis. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht, The Netherlands. pp. 481–498.
- Cherubini, C. & Orr, T.L.L. (2000). A rational procedure for comparing measured and calculated values in geotechnics. In: Yokohama, I.S., Nakase, A., Tsuchida, T. (eds). *Proceedings of the International Symposium on Coastal Geotechnical Engineering in Practice*, vol 1. AA Balkema, Rotterdam, pp 261-265.
- Chrusciak, M.R. (2013). Análise da melhoria de solos utilizando fragmentos de borracha. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-221/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 91 p.
- CUR 226 (2010). Design guideline piled embankments. ISBN 978-90-376-0518-1 (*em Holandês*).

- CUR 226 (2015). Design guideline piled embankments. (*em Holandês*).
- Dalen, J.V. (2008). Soil and embankment reinforcement on stiff elements. Presentation, Technical University Delft: Rotterdam Public Works.
- Den Boogert, T.J.M. (2011). Piled embankments with geosynthetic reinforcement - numerical analysis of scale model tests. M.Sc. Thesis. Delft University of Technology, Delft, Netherlands, 202 p.
- DNER-ME 081/98. Agregados – Determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo – Método de Ensaio. 6 p. Rio de Janeiro.
- DNER-ME 083/98. Agregados – Análise granulométrica – Método de Ensaio. 5 p. Rio de Janeiro.
- Dunnicliff, J. & Green, G.E. (1988). Geotechnical instrumentation for monitoring field performance. *John Wiley and Sons*, New York, USA, 577 p.
- EBGEO (2004). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements. (*em Alemão*)
- EBGEO (2011). Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements – EBGEO, 2011. ISBN 978-3-433-02983-1 (*e digital em Inglês* ISBN 978-3-433-60093-1).
- Ellis, E. & Aslam, R. (2009a). Arching in piled embankments. Comparison of centrifuge tests and predictive methods. Part 1 of 2. *Ground Eng.*, 34-38.
- Ellis, E. & Aslam, R. (2009b). Arching in piled embankments. Comparison of centrifuge tests and predictive methods. Part 2 of 2. *Ground Eng.*, 28-31.
- Eskisar, T.; Otani, J. & Hironaka, J. (2012). Visualization of soil arching on reinforced embankment with rigid pile foundation using X-ray CT. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, pp. 44-54.
- Fagundes, D.F.; Almeida, M.S.S.; Girout, R.; Blanc, M. & Thorel, L. (2015). Behaviour of piled embankment without reinforcement. *Geotechnical Engineering*, Vol. 168, Issue GE6, pp. 514-525.
- Girout, R.; Blanc, M.; Dias, D. & Thorel, L. (2014). Numerical analysis of a geosynthetic-reinforced piled load transfer platform – Validation on centrifuge test. *Geotextiles and Geomembranes*, 42, pp. 525-539.
- Gomes, R.C. (1993). Interação solo-reforço e mecanismos de ruptura em solos reforçados com geotêxteis. Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 270 p.
- Guimarães, R.B. (1999). Interação da pesquisa com o ensino da engenharia civil: caso Geotecnia. *Mapa Mundi Comunicação*, Salvador, BA, 208 p.
- Harroun, D.T. (1940). Stability of cohesive earth masses in vertical embankments. Proc. Highway Research Board, pp. 751-756.
- Hartmann, D.A. (2012). Modelagem centrífuga de aterros estruturados com reforço de geossintéticos. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 133 p.

- Heitz, C. (2006). *Bodengewölbe unter ruhender und nichtruhender Belastung bei Berücksichtigung von Bewehrungseinlagen aus Geogittern*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 19 (em Alemão).
- Hewlett, W.J. & Randolph, M.F. (1988). Analysis of piled embankments. *Ground Engineering*, April 1988, Volume 22, Number 3, pp. 12-18.
- Horgan, G.J. & Sarsby, R.W. (2002). The arching effect of soils over voids and piles incorporating geosynthetic reinforcement. *Geosynthetics*, 7th ICG, Delmas, Gourc & Girard (eds) Swets & Zeitlinger, Lisse ISBN 90 5809 523 1, pp 373-378.
- John, N.W.M. (1987). *Geotextiles* – Ed. Blackie & Sons L.T.D.A.. 1ª Edição, Nova Iorque, USA, 134 p.
- Jones, C.J.F.P.; Lawson, C.R.; & Ayres, D.J. (1990). Geotextile reinforced piled embankments. *Proceedings of the 4th International Conference on Geotextiles Geomembranes and Related Products*, Den Haag, 28 May - 1 June 1990: pp. 155-160 (Volume 1).
- Kempfert, H.G.; Stadel, M. & Zaeske, D. (1997). Design of geosynthetic-reinforced bearing layers over piles, *Bautechnik*, 74 (12), pp. 818 – 825.
- Lanz, D. (1992). Estudo de deformabilidade e tensões em estruturas de arrimo em solo reforçado com geotêxteis. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-003A/92, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 150 p.
- Le Hello, B. & Villard, P. (2009). Embankments reinforced by piles and geosynthetics – Numerical and experimental studies dealing with the transfer of load on the soil embankment. *Engineering Geology*, 106, pp. 78-91.
- Love, J. & Milligan, G. (2003). Design methods for basally reinforced pile-supported embankments over soft ground. *Ground Engineering*, pp. 39-43.
- Low, B.K.; Tang, S.K. & Choa, V. (1994). Arching in piled embankment – *Journal of Geotechnical Engineering* – ASCE 120 (11) – pp. 1917-1938.
- Marston, A. & Anderson, A.O. (1913). The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe. Bulletin No. 31, *Engineering Experiment Station*.
- Mello, L.G.F.S. & Bilfinger, W. (2004). Aterros sobre estacas. In: ABNIT. (Org.). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*, pp. 130-142.
- Motta, F.V. (1972). Curso de teoria da semelhança. Ed. da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 153 p.
- Naughton, P.J. & Kempton, G.T. (2005). Comparison of analytical and numerical analysis design methods for piled embankments. *GSP 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering*, ASCE.
- Okyay, U.S.; Dias, D.; Thorel, L. & Rault, G. (2013). Centrifuge modeling of a pile-supported granular earth-platform. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001004.

- Orr, T.L.L. & Cherubini, C. (2003). Use of the ranking distance as an index for assessing the accuracy and precision of equations for the bearing capacity of piles and at-rest earth pressure coefficient. *Can. Geotech., J.* Vol. 40, pp. 1200-1207.
- Palmeira, E.M. (1996). Instrumentação geotécnica. Notas de aula, Publicação G.AP-005/96, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 72 p.
- Palmeira, E.M. (2009). Soil-geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27, pp. 368-390.
- Palmeira, E.M. (2010). Estruturas de contenção e taludes íngremes reforçados com geossintéticos. Notas de aula, Publicação s/n, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Rocha, M. (1957). The possibility of solving soil mechanics problems by the use of models. *IV Int. Conf. Soil Mech. Fdn. Engng.*, London, Vol. I, pp. 183-188.
- Rogbeck, Y.; Gustavsson, S.; Södergren, I. & Lindquist, D. (1998). Reinforced piled embankment in Sweden: Design aspects. *Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics*, Atlanta, GA, 1998, vol. 2, pp. 755-762.
- Roscoe, K. (1968). Soils and model tests, *Journal of Strain Analysis*, Vol. III, pp. 611-620.
- Ruiz-Gómez, C. (2014). Análise de danos em geomembranas por meio de ensaios de laboratório em diferentes escalas. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-246/14, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.
- Sá, C.T.; Palmeira, E.M.; Dellabianca, L.M.A. & Fahel, A.R.S. (2001). Numerical analysis of reinforced embankments on soft soils. *Landmarks in earth reinforcement*, Ochiai et al. (eds), Swets & Zeitlinger, ISBN 90 2651 863 3, pp.265-270.
- Sales, I.A.S.L. (2002). Estudos numéricos e analíticos de aterros estacados reforçados. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 115 p.
- Santos, E.C.G. (2011). Avaliação experimental de muros reforçados executados com resíduos de construção e demolição reciclados e solo fino. Tese de Doutorado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, Brasil, 214 p.
- Schofield, A.N. (1980). Cambridge geotechnical centrifuge operation. *Géotechnique*, Vol. 30, Nº 3, pp. 227-268.
- Sloan, J.A. (2011). Column-supported embankments: full-scale tests and design recommendations. Ph.D. Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg, V.A.
- Spotti, A.P. (2006). Aterro estacado reforçado instrumentado sobre solo mole. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 394 p.
- Stewart, M.E. & Filz, G. (2005). Influence of clay compressibility on geosynthetic loads in bridging layers for column-supported embankments. In: *Proceedings of Geo-Frontiers 2005*, USA, GSP 131 Contemporary Issues in Foundation Engineering.

- Tencate (2010). Reinforced soil case studies, pp. 21-26.
- Terzaghi, K. (1936). Stress Distribution in Dry and in Saturated Sand Above a Yielding Trap-Door. *Proceedings of First International Conference on Soil Mechanics*, Harvard University, Cambridge, Massachusetts, 1, pp. 307-311.
- Van Eekelen, S.J.M. & Bezuijen, A. (2008). Design of piled embankments, considering the basic starting points of the British Standard. In: *Proceedings of EuroGeo4*, Number 315, September 2008, Edinburgh, UK.
- Van Eekelen, S.J.M. & Bezuijen, A. (2012). Model experiments on geosynthetic reinforced piled embankments, 3D test series. In: *Proceedings of Eurofuge*, Delft.
- Van Eekelen, S.J.M. (2015). Basal reinforced piled embankments: Experiments, field studies and validation of a new analytical design model. Ph.D. Thesis. TU Delft, Holanda, 274 p.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A. & Alexiew, D. (2008). Piled embankments in the Netherlands, a full scale test, comparing two years of measurements with design calculations. *Proceeding of 4th European Geosynthetics Conference*. Paper number 264, pp. 1-8.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A. & Alexiew, D. (2010). The Kyoto Road, monitoring a piled embankment, comparing 3^{1/2} years of measurements with design calculations. In: *Proceedings of 9^o ICG*, Brazil, 2010, pp. 1941-1944.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A. & Oung, O. (2003). Arching in piled embankments; experiments and design calculations, In: *Proceedings of ICOF conference*, September 2003, Dundee, Scotland.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A. & van Tol, A.F. (2013). An analytical model for arching in piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 39, pp. 78-102.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; & van Tol, A.F. (2011). Analysis and modification of the British Standard BS 8006 for the design of piled embankments. *Geotextiles and Geomembranes*, 29, pp. 345-359.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; Lodder, H.J. & van Tol, A.F. (2012a). Model experiments on piled embankments. Part I. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, pp. 69-81.
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; Lodder, H.J. & van Tol, A.F. (2012b). Model experiments on piled embankments. Part II. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, pp. 82-94 (including its corrigendum van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; Lodder, H.J. & van Tol, A.F. (2012b2). Corrigendum to 'Model experiments on piled embankments. Part II' [*Geotextiles and Geomembranes*, 32, pp. 82-94]. *Geotextiles and Geomembranes*, 35, p. 119).
- Van Eekelen, S.J.M.; Bezuijen, A.; van Duijnen, P. & Jansen, H.L. (2009). Piled embankments using geosynthetic reinforcement in the Netherlands: design, monitoring & evaluation. In: *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, pp. 1690-1693.
- White, D.J. (2008). Contributions to *Géotechnique* 1948-2008: Physical modelling. *Géotechnique*, Vol. 58, N° 5, pp. 413-421.

- Wrigley, N.E.; Zheng, H. & Yuan, S. (2012). The confinement effect of different geogrids 4: The development of an index test. *Book of Proceedings 5th European Geosynthetics Congress*, Volume 1, Valencia 2012.
- Zaeske, D. (2001). *Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen*. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 10 (*em Alemão*).
- Zhuang, Y. & Ellis, E. (2014). Finite-element analysis of a piled embankment with reinforcement compared with BS 8006 predictions. *Géotechnique*, Vol. 64, N° 11, pp. 910-917.
- Zhuang, Y.; Wang, K.Y. & Liu, H.L. (2014). A simplified model to analyze the reinforced piled embankments, *Geotextiles and Geomembranes*, Volume 42, Issues 2, April 2014, pp. 154-165.