



Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

**ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO GEOSINTÉTICO
EM ATERROS ESTAQUEADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE
GRANDES DIMENSÕES**

José Melchior Filho, M.Sc.

Orientador: Prof. Ennio Marques Palmeira, PhD.

Brasília – DF

Junho/2022

Universidade de Brasília
Faculdade de Tecnologia
Programa de Pós-Graduação em Geotecnia

ESTUDO DA INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO GEOSSINTÉTICO EM
ATERROS ESTAQUEADOS POR MEIO DE ENSAIOS DE GRANDES
DIMENSÕES

José Melchior Filho

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

APROVADA POR:

Ennio Marques Palmeira, PhD. (UnB)

(ORIENTADOR)

Rafael Cerqueira Silva, D.Sc. (UnB)

(EXAMINADOR INTERNO)

Eder Carlos Guedes dos Santos, D.Sc (UFG)

(EXAMINADOR EXTERNO)

Ewerton Clayton Alves da Fonseca, D.Sc. (UTFPR)

(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 06 de junho de 2022

RESUMO

A necessidade de execução de obras de engenharia em regiões onde existem camadas expressivas de solo muito mole tem crescido com o desenvolvimento urbano. A construção de estacas como elementos de fundação do aterro se faz necessária em situações nas quais se pretende reduzir os recalques e as movimentações da camada de solo mole ou como alternativa aos métodos convencionais, que demandam um intervalo de tempo elevado para que haja o adensamento na camada de solo mole. Entende-se, por meio de estudos realizados por Terzaghi (1943), que, devido à maior rigidez das estacas em relação ao solo, ocorre o efeito de arqueamento do solo de aterro entre os topos das estacas reduzindo as tensões transferidas para o solo mole. Para aumentar a eficiência desses aterros estaqueados, pode-se introduzir uma ou mais camadas de reforço geossintético na base do aterro. Devido a estes elementos de reforço, as tensões transferidas ao solo mole são reduzidas ainda mais. Neste estudo, avaliou-se as transferências de cargas e tensões verticais em aterros estaqueados reforçados, bem como os recalques na base e na superfície do aterro e as deformações nos elementos de reforço. Utilizou-se um equipamento de grandes dimensões (1,0 x 1,0 x 0,5 m), em escala de 1:5, para simular os aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Foram realizados ensaios avaliando a influência da rigidez do tipo de geossintético, o número de camadas de reforço e a introdução de elementos de EPS no corpo do aterro, com a finalidade de reduzir o peso próprio do aterro. Analisou-se, também, a influência dos possíveis danos mecânicos ocorridos devido ao contato direto do reforço geossintético com as bordas dos capitéis, utilizando elementos de proteção entre os capitéis e o reforço geossintético. Por fim, se avaliou, estatisticamente, os resultados obtidos pelos diversos ensaios com métodos analíticos encontrados na literatura, e pôde-se observar uma boa precisão e acurácia de alguns métodos tanto para cargas transferidas ao capitel central quanto para recalques na base do aterro. Com relação aos danos mecânicos, verificou-se que houve, de fato, reduções significativas de resistência e rigidez à tração nos ensaios reforçados com microgrelha e que as proteções utilizadas, principalmente a de gramatura 900g/m² foram eficientes em reduzir tais danos.

ABSTRACT

The need to execute engineering works in regions where there are significant layers of very soft soil has grown with urban development. The construction of piles as foundation elements of the embankment is necessary in situations where it is intended to reduce the settlements and the movements of the soft soil layer or as an alternative to conventional methods, which require a long-time interval to occur the densification in the soft soil layer. Terzaghi (1943) understands that, due to the greater stiffness of the piles in relation to the soil, there is an arching effect of the backfill soil between the tops of the piles, reducing the stresses transferred to the soft soil. To increase the efficiency of these piled embankments, one or more layers of geosynthetic reinforcement can be introduced at the base of the embankment. Due to these reinforcing elements, the stresses transferred to the soft soil are further reduced. In this study, the vertical load and stress transfers in reinforced pile embankments were evaluated, as well as the settlements at the base and surface of the embankment and the deformations in the reinforcement elements. A large 1:5 scale equipment (1,0 x 1,0 x 0,5 m) was used to simulate the geosynthetic reinforced pile embankments. Tests were performed to evaluate the influence of the stiffness of the geosynthetic type, the number of reinforcement layers and the introduction of EPS elements in the embankment body in order to reduce the self-weight of the embankment. The influence of possible mechanical damage due to direct contact of the geosynthetic reinforcement with the edges of the capitals was also analyzed, using protective elements between the capitals and the geosynthetic reinforcement. Finally, the results obtained from the various tests were statistically evaluated with analytical methods found in the literature, and it was possible to observe a good precision and accuracy of some methods both for loads transferred to the central capital and for settlements at the base of the embankment. In relation to mechanical damage, it was found that there were significant reductions in tensile strength and stiffness in the tests reinforced with microgreen and that the protections used, especially those of mass per unit area of 900g/m², were efficient in reducing such damage.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivos	2
1.1.1 Objetivo Geral	2
1.1.2 Objetivos Específicos	2
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Aterros Estaqueados Reforçado com Geossintéticos	4
2.1.1 Arqueamento do Solo e Efeito Membrana	5
2.1.2 Estudos sobre Aterros Estaqueados Reforçados.....	8
2.2 Modelos Físicos.....	10
2.3 Métodos de Projeto de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos	11
2.3.1 Norma Holandesa (CUR 226, 2016)	12
2.3.2 Recomendação Alemã (EBGEO, 2011)	16
2.3.3 Norma Britânica (BS 8006, 2010).....	12
2.3.4 Modelo Simplificado (Zhuang <i>et al.</i> , 2014)	19
2.4 Ferramentas Estatísticas	23
2.4.1 <i>Ranking Distance</i>	23
3 MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS	27
3.1 Descrição do Equipamento.....	27
3.2 Materiais Utilizados	31
3.2.1 Material do Aterro	31
3.2.2 Materiais de Reforço Geossintético.....	32
3.2.3 Instrumentação.....	35
3.3 Procedimento dos Ensaios.....	39
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS	46
4.1 Resultados dos Ensaios Preliminares	46
4.1.1 Caracterização dos Materiais.....	46

4.1.2	Ensaio de Repetibilidade	50
4.2	Resultados dos Ensaios de Aterro Convencional (sem EPS).....	56
4.2.1	Carga Transferida ao Capitel Central	56
4.2.2	Recalques na Base do Aterro.....	61
4.2.3	Tensões Totais Verticais no Interior do Aterro	65
4.2.4	Recalques na Superfície do Aterro	73
4.2.5	Deformações dos Reforços Geossintéticos.....	77
4.3	Resultados de Ensaios com Aterro com Blocos de EPS	82
4.3.1	Carga Transferida ao Capitel Central	82
4.3.2	Recalques na Base do Aterro.....	84
4.3.3	Tensões Verticais no Interior do Aterro	87
4.3.4	Recalques na Superfície do Aterro	91
4.3.5	Deformações dos Reforços Geossintéticos.....	93
4.4	Comparação entre resultados de ensaios e previsões por métodos analíticos..	96
4.4.1	Carga Transferida ao Capitel Central	96
4.4.2	Recalques na Base do Aterro.....	98
4.4.3	Deformações dos Reforços Geossintéticos.....	101
4.5	Ranking Distance	103
4.5.1	Avaliação com o geotêxtil não-tecido.....	104
4.5.2	Avaliação com a microgrelha	106
4.6	Avaliação dos Danos Mecânicos nos Reforços.....	108
4.6.1	Análise de variâncias em termos de resistência à tração	108
4.6.2	Análises de variâncias em termos de rigidez à tração – J _{5%}	110
5	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	112
5.1	Conclusões.....	112
5.2	Recomendações para pesquisas futuras.....	115
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	116

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema geral de um aterro estaqueado reforçado com geossintéticos.	4
Figura 2.2 – Efeito do arqueamento: (a) completo e (b) parcial (modificado de van Eekelen <i>et al.</i> , 2003).....	5
Figura 2.3 – Fenômeno de arqueamento do solo. (Horgan & Sarsby, 2002).....	6
Figura 2.4 – Distribuição das cargas verticais de um aterro estaqueado reforçado. (van Eekelen, 2015).....	6
Figura 2.5 – Ilustração do reforço geossintético sob o efeito membrana.....	7
Figura 2.6 – Teoria do arqueamento do solo de acordo com Hewlett e Randolph (1988). (Modificado de BS 8006, 2010).....	14
Figura 2.11 – Cálculo da carga transferida para a faixa de reforço geossintético: (a) BS 8006 e da (b) BS8006 Modificado. (Modificado de van Eekelen <i>et al.</i> , 2011).....	16
Figura 2.7 – Teoria do arqueamento de múltiplos arcos. (Zaeske, 2001).....	17
Figura 2.8 – Comprimento de ancoragem das camadas de reforço nas direções (a) transversal e (b) longitudinal. (Modificada de EBGEO, 2011).....	18
Figura 2.9 – Localização do plano de reforço: (a) uma ou (b) duas camadas de reforço. (EBGEO, 2011).....	19
Figura 2.6 – Etapas de cálculo para o modelo dos Arcos Concêntricos da CUR 226 (2016). (Modificado de van Eekelen, 2016).....	22
Figura 2.12 – Gráfico do <i>RD</i> plotado com relação à acurácia (média de <i>K</i>) e à precisão (desvio padrão de <i>K</i>). (Modificado de Orr & Cherubini, 2003).....	25
Figura 2.13 – Gráfico do <i>RD</i> com zonas de diferentes graus e acurácia e precisão. (Modificado de Orr & Cherubini, 2003).	26
Figura 3.1 – Visão geral do equipamento utilizado.....	28
Figura 3.2 – Botijão de água e ar comprimido. (a) Vista lateral; (b) Vista superior.	29
Figura 3.3 – Bolsa de borracha quadrada para aplicação de carregamentos distribuídos na superfície do aterro.	29
Figura 3.4 – Equipamento montado com seus elementos e instrumentos posicionados adequadamente: (a) Corte transversal; (b) Geometria em planta. (Dimensões em metros).	30
Figura 3.5 – Material de aterro retido nas peneiras: (a) 12,5 mm; (b) 9,5 mm; (c) 6,2 mm; (d) 4,8 mm; (e) 2,4 mm; (f) 2 mm.	31

Figura 3.6 – Equipamento de cisalhamento direto: (a) preparação do ensaio; (b) ensaio em andamento; (c) após o cisalhamento do material de aterro.....	32
Figura 3.7 – Corpos de provas do geotêxtil não-tecido para a realização de ensaios de faixa larga.	33
Figura 3.8 – Ensaio de tração de faixa larga em andamento: (a) Geotêxtil não-tecido e (b) Microgrelha.....	34
Figura 3.9 – Prensa utilizada nos ensaios de tração de faixa larga.....	34
Figura 3.10 – Células de Tensão Total utilizadas: (a) Visão geral; (b) Circuito interno.	35
Figura 3.11 – Célula de carga utilizada.	36
Figura 3.12 – Calibração do LVDT 3 com micrômetro.	36
Figura 3.13 – Visão geral do medidor hidráulico de recalques: (a) Nível d'água; (b) Medidor hidráulico de recalques montado; (c) Parte interna da caixa; (d) Escalas métricas para medição do nível d'água.	37
Figura 3.14 – Calibração da célula de carga.....	37
Figura 3.15 – Estágios de calibração das CTT's: (a) Lubrificação com vaselina e filme PVC; (b) Posicionamento da CTT 1 em situação similar a de ensaio; (c) Preenchimento inicial com material de aterro para evitar danos a CTT; (d) Preenchimento completo da caixa com chuva de peregulho.....	38
Figura 3.16 – Sistema de aquisição de dados em execução durante um ensaio.....	39
Figura 3.17 – Fixação do Geotêxtil Não-Tecido na moldura metálica.....	39
Figura 3.18 – Instalação da 2ª camada de reforço: (a) Fixação das hastes metálicas; (b) Microgrelha e (c) Geotêxtil Não-Tecido.....	40
Figura 3.19 – Segunda camada de reforço com comprimento de ancoragem: (a) cortada; (b) instalada.	40
Figura 3.20 – Posicionamento das células de tensão total: (a) CTT 01 e CTT 02; (b) CTT 03 e CTT 04.....	41
Figura 3.21 – Marcação para a extração dos corpos de prova do geossintético de reforço após o ensaio.....	42
Figura 3.22 – Regiões danificadas do geossintético de reforço após o ensaio: (a) Geotêxtil não-tecido; (b) e (c) Microgrelha.	42
Figura 3.23 – Ensaio GTX-1 (EPS): (a) Dimensões dos blocos de EPS; (b) Localização dos blocos de EPS sobre a camada de reforço, entre capitéis; (c) Início do enchimento do material de aterro.	44

Figura 3.24 – Visão geral do ensaio MGR-1 (P1).	45
Figura 4.1 – Curva granulométrica do material de aterro.	46
Figura 4.2 – Força cisalhante × Deslocamento horizontal.	48
Figura 4.3 – Deslocamento vertical × Deslocamento horizontal.	48
Figura 4.4 – Envoltória de ruptura do material de aterro.	49
Figura 4.5 – Repetibilidade do ensaio de aterro estaqueado reforçado com geotêxtil não-tecido.	51
Figura 4.6 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1.	51
Figura 4.7 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1 (R).	52
Figura 4.8 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1.	52
Figura 4.9 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1 (R).	53
Figura 4.10 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-1.	53
Figura 4.11 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-1 (R).	54
Figura 4.12 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1.	54
Figura 4.13 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1 (R).	55
Figura 4.14 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1.	55
Figura 4.15 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1 (R).	56
Figura 4.16 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com uma e duas camadas de reforço de geotêxtil não-tecido.	57
Figura 4.17 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com microgrelha com e sem proteção nos capitéis.	58
Figura 4.18 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com uma e duas camadas de reforço de microgrelha.	59
Figura 4.19 – Eficiências das cargas transferidas ao capitel central.	60
Figura 4.20 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1.	61
Figura 4.21 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-2 (I).	62
Figura 4.22 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-2 (II).	62
Figura 4.23 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1.	63

Figura 4.24 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR–2.	63
Figura 4.25 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR–1 (P1).....	64
Figura 4.26 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR–1 (P2).....	64
Figura 4.27 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX–1.	66
Figura 4.28 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX–1.....	66
Figura 4.29 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX–2 (I).	67
Figura 4.30 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX–2 (I)...	67
Figura 4.31 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX–2 (II).....	68
Figura 4.32 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX–2 (II). 68	
Figura 4.33 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–1.	69
Figura 4.34 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR–1.....	69
Figura 4.35 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–2.	70
Figura 4.36 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR–2.....	70
Figura 4.37 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–1 (P1).....	71
Figura 4.38 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR–1 (P1).	71
Figura 4.39 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–1 (P2).....	72
Figura 4.40 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR–1 (P2).	72
Figura 4.41 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX–1.....	74
Figura 4.42 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX–2 (I).....	74
Figura 4.43 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX–2 (II).....	75
Figura 4.44 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–1.....	75
Figura 4.45 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–2.....	76
Figura 4.46 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–1 (P1).....	76
Figura 4.47 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–1 (P2).....	77
Figura 4.48 – Deformação do reforço geossintético entre capitéis (sem escala).	78

Figura 4.49 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX–1.....	78
Figura 4.50 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX–2 (I).....	79
Figura 4.51 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX–2 (II).	79
Figura 4.52 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–1.....	80
Figura 4.53 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–2.....	80
Figura 4.54 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–1 (P1).....	81
Figura 4.55 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–1 (P2).....	81
Figura 4.56 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios com e sem EPS reforçados com geotêxtil não-tecido.	83
Figura 4.57 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios com e sem EPS reforçados com microgrelha.	84
Figura 4.58 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX–1.	85
Figura 4.59 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX–1 (EPS).....	85
Figura 4.60 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR–1.	86
Figura 4.61 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR–1 (EPS).....	86
Figura 4.62 – Diferença visual dos recalques na base do aterro em ensaios com e sem o EPS.	87
Figura 4.63 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX–1.	88
Figura 4.64 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX–1 (EPS).....	88
Figura 4.65 – Comparação das distribuições de tensões no perfil central do aterro: ensaios GTX–1 e GTX–1 (EPS).	89
Figura 4.66 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–1.	89
Figura 4.67 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR–1 (EPS).....	90
Figura 4.68 – Comparação das distribuições de tensões no perfil central do aterro: ensaios MGR–1 e MGR–1 (EPS).....	90
Figura 4.69 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX–1.....	91
Figura 4.70 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX–1 (EPS).	92
Figura 4.71 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–1.....	92

Figura 4.72 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR–1 (EPS).	93
Figura 4.73 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX–1.....	94
Figura 4.74 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX–1 (EPS).	94
Figura 4.75 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–1.....	95
Figura 4.76 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR–1 (EPS).	95
Figura 4.77 – Comparação de cargas transferidas ao capitel central entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não–tecido.	97
Figura 4.78 – Comparação de cargas transferidas ao capitel central entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha.....	98
Figura 4.79 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não–tecido: direção MD.	99
Figura 4.80 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não–tecido: direção CMD.	99
Figura 4.81 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção MD.	100
Figura 4.82 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção CMD.....	100
Figura 4.83 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não–tecido: direção MD.	101
Figura 4.84 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não–tecido: direção CMD.	102
Figura 4.85 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção MD.	102
Figura 4.86 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção CMD.....	103
Figura 4.87 – <i>Ranking Distance</i> das cargas transferidas ao capitel central em relação aos valores medidos dos ensaios GTX.....	104
Figura 4.88 – <i>Ranking Distance</i> dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios GTX: Direção MD.	105
Figura 4.89 – <i>Ranking Distance</i> dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios GTX: Direção CMD.....	105
Figura 4.90 – <i>Ranking Distance</i> das cargas transferidas ao capitel central em relação aos valores medidos dos ensaios MGR.....	106

Figura 4.91 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios MGR: Direção MD. 107

Figura 4.92 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios MGR: Direção CMD..... 107

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Coeficiente de arqueamento (C_c) para aterros estaqueados reforçados. ...	13
Tabela 2.2 – Grau de segurança com base na porcentagem de valores K menores que 1,0. (Orr & Cherubini, 2003).....	24
Tabela 3.1 – Fatores de escala de acordo com o tipo de parâmetro.	27
Tabela 3.2 – Características informadas pela fabricante dos reforços geossintéticos utilizados no modelo.....	33
Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios realizados.....	43
Tabela 4.1 – Características granulométricas do solo de preenchimento do aterro.....	47
Tabela 4.2 – Principais características de compactação do material de aterro.....	47
Tabela 4.3 – Valores dos ângulos de atrito secante para cada tensão normal aplicada.	49
Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas dos geossintéticos de reforço.....	50
Tabela 4.5 – Resistência à tração das amostras retiradas do reforço pós carregamento.	108
Tabela 4.6 – Significância estatística da variação da resistência à tração.	109
Tabela 4.7 – Rigidez à tração ($J_{5\%}$) das amostras retiradas do reforço pós carregamento.	110
Tabela 4.8 – Significância estatística da variação da rigidez à tração.....	110

1 INTRODUÇÃO

A necessidade de execução de obras de engenharia em regiões onde existem camadas espessas de solo muito mole tem crescido de acordo com o desenvolvimento urbano. Com isso, demanda-se, inevitavelmente, o desenvolvimento de tecnologias de engenharia por parte dos engenheiros geotécnicos, pois recalques diferenciais excessivos, devido à baixa capacidade de suporte deste tipo de solo, podem inviabilizar diversos tipos de obras.

O dimensionamento de aterros sobre solos moles apresenta, essencialmente, dois aspectos que devem ser analisados: a estabilidade do aterro durante e ao final sua construção e os recalques previstos ao longo do tempo (Massad, 2003).

Os métodos convencionais conhecidos para construção de aterros sobre camadas de solos moles (aterros convencionais, aterros com drenos verticais e aterros com sobrecarga temporária), de forma geral, demandam um intervalo de tempo elevado para que haja o adensamento na camada de solo mole.

Almeida e Marques (2013) relatam que a técnica de aterro estaqueado permite uma rápida execução do aterro sem a necessidade de aguardar a consolidação da camada compressível. Além disso, a estabilidade geral é aprimorada, pois a presença das estacas dificulta mecanismos gerais de ruptura.

A construção de estacas ou colunas granulares como elementos de fundação do aterro se faz necessária em situações nas quais se pretende reduzir os recalques e as movimentações da camada de solo mole. Entende-se, então, que a solução de aterro estaqueado é a metodologia mais adequada para obras com limitações de prazos construtivos e de recalques admissíveis. Den Boogert (2011) relata que a presença das estacas reduz a movimentação horizontal do subsolo, permitindo que este método seja implementado próximo a construções mais sensíveis a deslocamentos.

Uma solução alternativa, tanto para aumentar a eficiência de aterros estaqueados é a introdução de uma camada de reforço geossintético na base do aterro. Esta solução atende aos dois aspectos apresentados por aterros sobre solos moles que devem ser analisados. Ocorre uma redução significativa dos recalques, pois o conjunto geossintético–estacas transfere, de forma mais eficiente, as cargas do aterro para as estacas e essas para camadas de solo mais resistentes e menos compressíveis, e ocorre,

também, o aumento da estabilidade do aterro, pois, além das estacas, o geossintético também trabalha como elemento resistente contra a ruptura (Sandroni, 2006, DNIT-PRO 380/22).

Entende-se, por meio de estudos realizados por Terzaghi (1943), que, devido à maior rigidez das estacas em relação ao solo, ocorre o efeito de arqueamento do solo de aterro entre as estacas (ou capitéis), reduzindo significativamente as tensões transferidas para o solo mole. Com a introdução de elementos de reforço geossintéticos, estas tensões são reduzidas ainda mais e tais elementos ainda proporcionam uma distribuição de cargas mais eficientes entre os elementos de fundação.

Os mecanismos de interação entre interfaces e transferência de cargas em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos é um fenômeno complexo, que, de forma geral, tem sido avaliado por meio de soluções analíticas (Low *et al.*, 1994; Russel & Pierpoint, 1997; Filz & Smith, 2006; Filz & Smith, 2007; Abusharar *et. al.*, 2009; BS, 2010; EBGEO, 2011; Sloan *et. al.*, 2011; Zhuang *et. al.*, 2014; van Eekelen., 2015; FHWA, 2017).

Para se entender, de maneira mais realista, o comportamento dos aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, podem ser utilizados ensaios em modelos de grandes dimensões, enfatizando-se nas análises: as transferências de cargas nos solos, a distribuição dos esforços pelos elementos estruturais e os recalques desenvolvidos na superfície e na base do aterro.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo Geral

Estudar a interação entre aterro, capitel e reforço geossintético em aterros estaqueados reforçados com geossintéticos por meio de ensaios de laboratório de grandes dimensões.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar as tensões e as deformações do modelo de aterro estaqueado reforçado, utilizando diferentes materiais geossintéticos como elementos de reforço;
- Avaliar a influência da rigidez à tração e do número de camadas de reforço geossintético no desempenho de aterros estaqueados;

- Comparação dos métodos encontrados na literatura para o dimensionamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos com os resultados obtidos nos ensaios e as previsões dos métodos de cálculo;
- Verificar eventuais danos mecânicos nos diferentes tipos de reforço geossintético em contato com os capitéis, ou próximo a esses.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Aterros Estaqueados Reforçado com Geossintéticos

Os aterros estaqueados sobre solos moles – solos cujos valores de resistência não-drenada são tipicamente inferiores a 25 kPa (Terzaghi, 1943) ou o número de golpes SPT é inferior a 2 (ABNT, 1995) – consistem na combinação de uma solução de terraplenagem com uma solução de fundações profundas. O objetivo das estacas é minimizar os recalques, pois essas transpassam a camada de solo mole, transferindo os carregamentos do aterro para camadas de solo mais competentes (Mello & Bilfinger, 2004; DNIT-PRO 381/21).

A eficiência do sistema em aterro estaqueado é definida como a relação entre a carga absorvida pela estaca e a carga total do aterro mais sobrecargas atuantes na área de influência da estaca. Tem sido cada vez mais frequente a utilização de uma ou mais camadas de geossintéticos, como elementos de reforço, na interface aterro-estacas (Figura 2.1), como uma forma de aumentar essa eficiência da solução. A utilização de tais elementos de reforço reduz, ainda mais, as tensões transferidas para o solo mole de fundação e permite uma distribuição de cargas mais eficiente entre as estacas, diminuindo os recalques da camada de solo mole (Palmeira, 2018; DNIT-PRO 380/22).

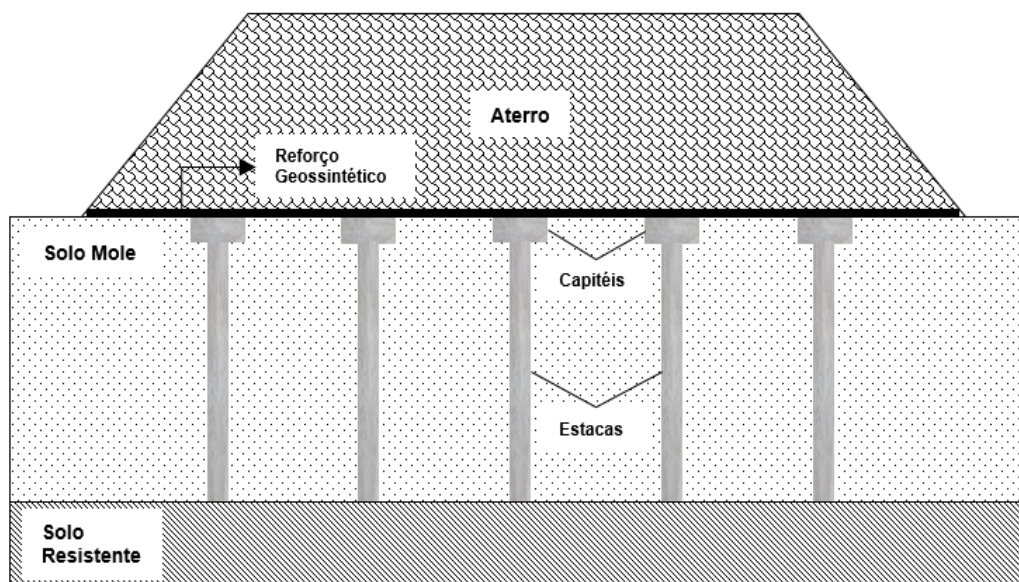


Figura 2.1 – Esquema geral de um aterro estaqueado reforçado com geossintéticos.

O mecanismo de transferência de carga em um aterro estaqueado sobre solo mole reforçado com geossintético é uma combinação de vários fenômenos que incluem: i) o arqueamento do material de preenchimento do aterro, ii) o efeito membrana gerado pelo

geossintético tracionado, iii) a interação devido ao atrito dos materiais e iv) a capacidade de carga do subsolo mole (Pham, 2020a).

2.1.1 Arqueamento do Solo e Efeito Membrana

O arqueamento do solo, descrito inicialmente por Terzaghi (1936), é o fenômeno que ocorre quando o recalque diferencial se desenvolve entre os elementos estruturais, de maior rigidez, e o solo de fundação, provocando uma redistribuição de tensões nos materiais envolvidos. Em aterros estaqueados, a área entre estacas se deforma mais que a região suportada pelas estacas. Essa diferença entre deformações induz o arqueamento do solo de preenchimento do aterro, fazendo com que as tensões verticais se redistribuam pelo corpo do aterro e se concentrem nas estacas, pois estas possuem maior rigidez do que solo de fundação, aliviando as cargas recebidas pelo solo mole de fundação entre os capitéis (Figura 2.2) (van Eekelen & Han, 2020; Rui *et al.*, 2018; Zhang *et al.*, 2016; Abusharar, 2009; Sá *et al.*, 2001).

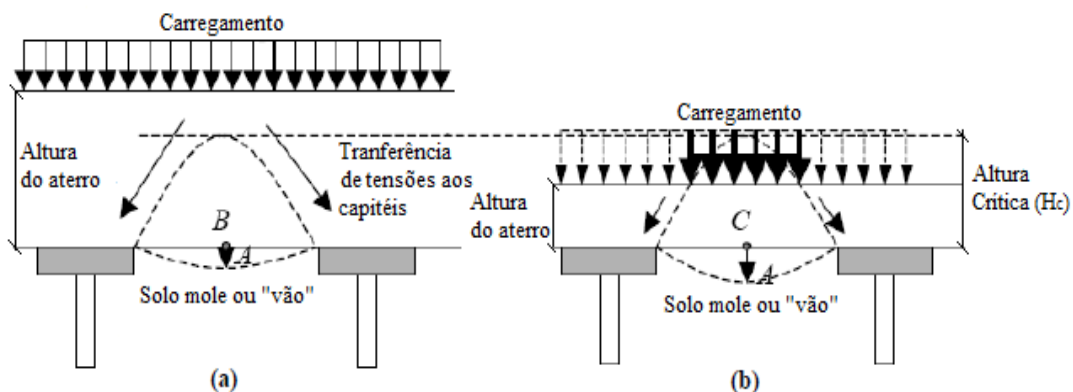


Figura 2.2 – Efeito do arqueamento: (a) completo e (b) parcial (modificado de van Eekelen *et al.*, 2003).

O aterro sobre as estacas deve possuir uma altura mínima para favorecer o mecanismo de transferência de carga, pelo efeito de arqueamento, que diminui a carga no solo mole, resultando em menores recalques. A altura crítica (H_c) é definida como a altura do aterro acima da qual os recalques diferenciais na base não produzem recalques diferenciais mensuráveis na superfície (McGuire *et al.*, 2012).

Na região de arqueamento do solo, usualmente, utiliza-se material granular, pois este oferece melhor redistribuição de tensões em relação aos solos finos. O fenômeno de arqueamento do solo é considerado uma das etapas fundamentais para o projeto do aterro estaqueado (van Eekelen *et al.*, 2008).

O fenômeno do arqueamento do solo pode ser evidenciado de forma clara por meio do estudo de Horgan & Sarsby (2002), no qual foi utilizado uma caixa transparente com solo apoiado em duas laterais fixas e um vão central (Figura 2.3).



Figura 2.3 – Fenômeno de arqueamento do solo. (Horgan & Sarsby, 2002)

A Figura 2.4 ilustra a distribuição das cargas do aterro. Segundo van Eekelen (2015), essas cargas são divididas em três parcelas: A é a carga vertical transferida diretamente para as estacas devido ao arqueamento do solo; B é a carga vertical transferida para as estacas por meio do efeito membrana da camada de reforço geossintético; C são as cargas verticais transferidas para o subsolo mole, responsáveis pelo adensamento do mesmo.

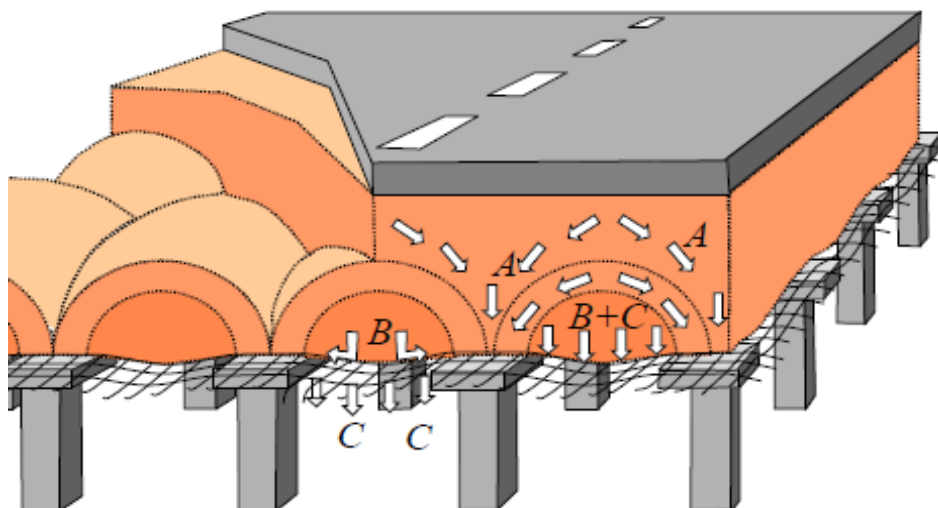


Figura 2.4 – Distribuição das cargas verticais de um aterro estaqueado reforçado. (van Eekelen, 2015)

A camada de reforço geossintético funciona, então, como uma plataforma de transferência de parte da carga do solo (B) para as estacas, por meio do efeito membrana. Esse efeito ocorre devido às tensões e, conseqüentemente, deformações geradas na camada de reforço, tracionando, assim, o geossintético, provocando uma resistência contrária à ação dessas cargas e transferindo os esforços para as estacas nas extremidades (Figura 2.5). Comumente, geogrelhas são aplicadas como camada de reforço, pois estas possuem maior resistência e rigidez à tração e melhor interação com o material de aterro.

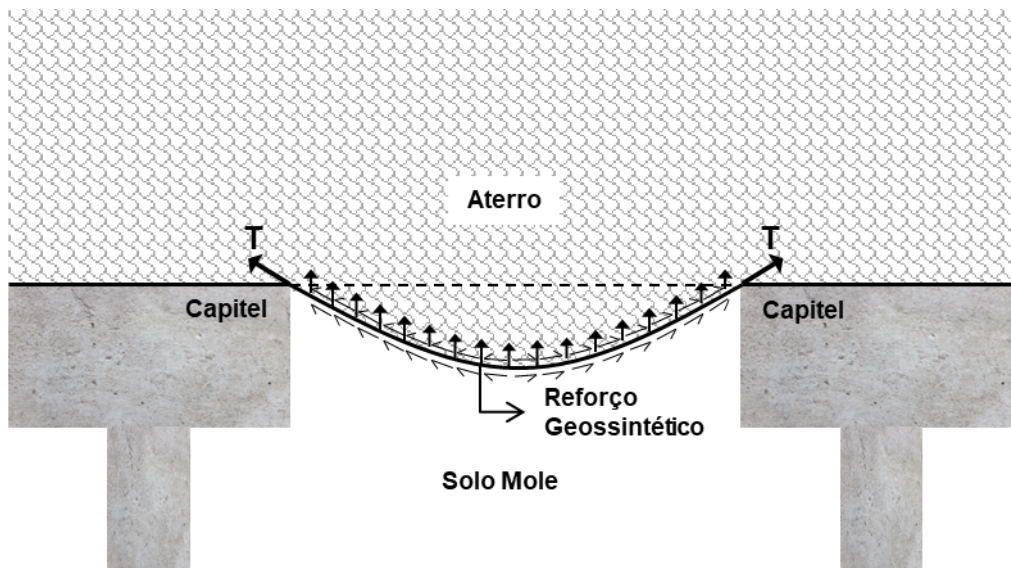


Figura 2.5 – Ilustração do reforço geossintético sob o efeito membrana.

Jenner *et al.* (1998) afirmam que a plataforma de transferência de carga da camada de reforço pode ser projetada de duas formas: pelo efeito membrana, no qual o reforço geossintético resiste às cargas verticais atuantes por tração; e pela melhoria do efeito do arqueamento, no qual o reforço geossintético interage, por meio do atrito, com o material granular de aterro aumentando o seu arqueamento natural e reduzindo as cargas verticais atuantes no reforço. Pham (2020b), estudando a interação entre a superfície do reforço geossintético e o solo, relata que o atrito da interface solo–reforço reduz o recalque máximo da camada de reforço de 2,5 a 5,3% e essa redução se torna ainda mais significativa em aterros com alturas mais elevadas.

Durante o carregamento do aterro estaqueado, geralmente admite-se que o geossintético de reforço pode assumir duas formas de deformação: i) circular ou ii) parabólica. Essas formas de deformação não possuem diferenças significativas para o efeito membrana. Portanto, a escolha do parâmetro de deformação adotado tem mais relevância do que a escolha da forma de deformação (Pham, 2020b).

Recomenda-se que a deformação do reforço geossintético já aconteça antes da utilização em serviço do aterro. Na prática, se promove a deformação da camada de geossintético durante a fase construtiva devido ao trânsito de equipamentos pesados de construção e o próprio peso do aterro (van Eekelen, 2015).

2.1.2 Estudos sobre Aterros Estaqueados Reforçados

Briaçon & Simon (2017) relatam que diversos aterros foram construídos sobre solos muito moles para a construção de uma rodovia de alta velocidade na Europa. Inicialmente, foram planejados aterros estaqueados sem reforço, porém, posteriormente, foi proposta uma solução de aterro estaqueado reforçado com geogrelha para reduzir, ainda mais, os recalques e o tempo de construção. Para comparar a eficiência entre as soluções propostas, foi construído um aterro experimental em escala real. Os resultados mostraram que o sistema reforçado com geogrelha apresentou menores recalques e maior estabilidade do que a solução sem reforço, pois a geogrelha permitiu, de forma mais eficiente, a transferência de parte da carga do solo arqueado às estacas.

Em outro estudo comparativo de viabilidade entre as metodologias de um aterro convencional com drenos verticais e um aterro estaqueado reforçado com geossintético, realizado por Almeida e Marques (2004), concluiu-se que, para as camadas com espessuras superiores a 10 m de solo mole da Barra da Tijuca, a solução em aterros estaqueados reforçados mostrou-se a mais viável.

Chen *et al.* (2020) realizaram um estudo de campo da construção de um aterro estaqueado reforçado com geogrelha com altura de 3 m sobre um solo mole de depósito marinho. Foram monitorados: as tensões no solo do aterro, os recalques cumulativos e diferenciais e o excesso de poropressão em diferentes profundidades do solo mole. Durante a etapa de construção do aterro, percebeu-se que, enquanto os recalques eram relativamente baixos, o arqueamento do solo se desenvolvia rapidamente com o aumento dos recalques diferenciais na superfície do aterro. Também é relatado que o alteamento do aterro teve pouca influência na dissipação dos excessos de poropressão no subsolo. Porém, durante a fase de consolidação, esses excessos de poropressão dissiparam-se notavelmente, levando a um aumento considerável nos recalques diferenciais. Quando certo nível de recalques diferenciais era alcançado, o efeito de arqueamento se desenvolvia por completo e a eficiência do sistema se estabilizava, em aproximadamente

80%, valor que foi adequadamente previsto por quatro métodos analíticos: Hewlett & Randolph (1988), Chen *et al.* (2008), DGGT (2010) e van Eekelen *et al.* (2013).

Utilizando um modelo numérico simplificado para simular um aterro estaqueado reforçado com geogrelha sob cargas cíclicas de tráfego, Zhuang *et al.* (2020) analisaram as tensões verticais transferidas para o subsolo mole e para o reforço geossintético, os recalques máximos entre capitéis e a carga na geogrelha devida ao efeito membrana. Os resultados apresentados indicaram, inicialmente, que houve um aumento nas tensões verticais devido às cargas cíclicas em relação às cargas estáticas. Foi observado, também, que as tensões verticais transferidas para o reforço aumentaram de acordo com o aumento da rigidez desses, que por consequência diminuiu as cargas transferidas para o subsolo mole. Por fim, os autores concluíram que a carga na geogrelha cresceu com o aumento do espaçamento entre estacas, com a altura de aterro e com a rigidez do reforço; porém diminuiu com o aumento do ângulo de atrito do material de aterro. Entretanto, dentre os fatores citados, o espaçamento entre estacas foi o mais significativo para o efeito membrana na geogrelha, com aumentos de carga de, aproximadamente, 248% quando o espaçamento entre estacas aumentou de 2,0 para 3,0 m.

Almeida & Marques (2011) realizaram análises sobre os danos nos reforços em aterros estaqueados instrumentados e concluíram que, a fim de reduzir os danos causados no reforço geossintético pelas bordas dos capitéis, uma camada de 15 cm de areia deveria ser instalada entre o reforço e os capitéis. Van Eekelen (2016) recomenda que as bordas dos capiteis sejam “arredondadas” para evitar danos ao geossintético de reforço pelas bordas “afiadas” dos capitéis. Para esta pesquisa, tais práticas não foram utilizadas, pois se desejou avaliar quais seriam os danos integrais causados aos reforços geossintéticos.

Fonseca & Palmeira (2018), por meio de ensaios de aterros estaqueados reforçados em modelos reduzidos, mostraram que os valores de recalque máximo e de deformação média dos elementos de reforço estão diretamente relacionados à rigidez à tração dos elementos, ou seja, menores recalques e deformações ocorrem com reforços mais rígidos. No estudo experimental de Fonseca & Palmeira (2018) foram realizados seis ensaios executados em um equipamento de grande porte, em escala de 1:5, de aterros estaqueados reforçados com quatro tipos diferentes de geossintéticos. Nesse estudo foram comparados os resultados obtidos experimentalmente com previsões de métodos analíticos, dos quais, os que apresentaram resultados mais satisfatórios foram:

Para a estimativa da eficiência das estacas:

- Métodos baseado na teoria dos arcos concêntricos (van Eekelen *et al.*, 2013);
- BS 8006 modificado por van Eekelen *et al.* (2011);
- EBGEO (2011).

Para a estimativa do recalque no centro do vão entre capitéis:

- BS 8006 modificado por van Eekelen *et al.* (2011);
- Métodos baseado na teoria dos arcos concêntricos;
- Modelo Simplificado (Zhuang *et al.*, 2014).

E para a estimativa da deformação no reforço geossintético:

- Métodos baseado na teoria dos arcos concêntricos;
- BS 8006 modificado por van Eekelen *et al.* (2011).

Os autores relatam, também, que os modelos físicos reduzidos representaram adequadamente os comportamentos reais de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos.

2.2 Modelos Físicos

A modelagem física procura simular comportamentos reais por meio de sistemas equivalentes com dimensões reduzidas. Segundo White (2008), estudos em campo possuem a vantagem de levar em consideração tanto os parâmetros naturais do solo como as suas variabilidades. Porém, a modelagem física reduzida permite, de forma mais adequada, o monitoramento dos eventos durante os ensaios e o controle das condições do solo e de fronteiras, de modo a fornecer resultados mais precisos. Outra vantagem dos modelos reduzidos em relação às obras reais instrumentadas é o baixo custo de implementação.

Gomes (1993) apresenta as seguintes categorias de modelos reduzidos:

- a) Modelos físicos em condições normais de gravidade, com simples redução das dimensões geométricas do protótipo;
- b) Modelos bidimensionais com roletes cilíndricos;
- c) Modelos sob gradientes hidráulicos elevados;

- d) Modelos bidimensionais baseados em um atrito de base;
- e) Modelagem em queda livre ou em plano inclinado;
- f) Modelos em centrífugas.

Na presente pesquisa, foi construído um modelo físico reduzido em condições normais de gravidade.

Na última década, diversos autores apresentaram estudos de modelagens físicas reduzidas de aterros estaqueados reforçados e não reforçados com geossintéticos (van Eekelen *et al.*, 2012a, 2012b; Blanc *et al.*, 2013; Okyay *et al.*, 2014; Girout *et al.*, 2014; Fagundes *et al.*, 2015; van Eekelen, 2015; Fonseca & Palmeira, 2018; Xu *et al.*, 2019). Tais estudos tiveram como objetivos investigar i) os mecanismos de transferência de carga vertical em aterros granulares sobre inclusões rígidas, ii) os recalques superficiais do aterro sob distintas configurações, iii) os principais parâmetros geométricos que influenciam no comportamento do sistema, entre outros.

Outro aspecto importante a ser considerado é a influência das condições de fronteira do modelo físico reduzido, pois o atrito das paredes laterais com o solo do aterro deve ser levado em consideração ou minimizado. Entretanto, de acordo com Jarret *et al.* (1995), o efeito silo deve ser desprezível se as dimensões do equipamento utilizado nos testes forem relativamente grandes, principalmente se as paredes internas forem lubrificadas. Dessa forma, para esta pesquisa, acredita-se que a influência do atrito das paredes laterais foi desprezível, pois as mesmas foram devidamente lubrificadas em todos os ensaios.

2.3 Métodos de Projeto de Aterros Estaqueados Reforçados com Geossintéticos

Na literatura são encontrados alguns métodos analíticos para se projetar um aterro estaqueado reforçado com geossintético, tais como os métodos da Norma Britânica (BS 8006, 2010) e a prática alemã (EBGEO, 2011), que são as recomendações técnicas mais utilizadas na prática. Existem, também, por exemplo, a Norma de Projeto Holandesa (CUR 226, 2016), que implementou o modelo de Arcos Concêntricos de van Eekelen (2015), e o Modelo Simplificado (Zhuang *et al.*, 2014). Diversos outros métodos, não abordados nesta pesquisa, podem ser encontrados em Spotti (2006), Borba (2007), Abusharar (2009), Hartmann (2012), entre outros.

Segundo van Eekelen *et al.* (2012a, 2012b, 2013), a maioria das metodologias de dimensionamento de aterro estaqueado reforçado com geossintético desenvolvem seus cálculos baseados em duas etapas para as estimativas de dois efeitos: o arqueamento do solo e a contribuição do efeito membrana do reforço.

Na primeira etapa é realizado o cálculo do arqueamento do solo de aterro, ou seja, a estimativa da eficiência do sistema. Observando-se a Figura 2.4, a carga A é a parcela da carga total (peso do aterro mais sobrecarga) que é transferida diretamente para as estacas por meio do efeito de arqueamento. A parcela da carga não transferida diretamente para as estacas é definida como B+C que atua sobre o reforço geossintético e o solo mole, respectivamente. Na segunda etapa, a carga B é, então, aplicada sobre uma faixa de geossintético entre duas estacas ou capitéis vizinhos, provocando, assim, o já mencionado efeito membrana do material geossintético utilizado como reforço.

A seguir estão apresentados os métodos de projeto de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos utilizados nesta pesquisa.

2.3.1 Norma Britânica (BS 8006, 2010)

Para garantir que as deformações no aterro não atinjam a sua superfície, o que pode ser um problema com aterros baixos, a Norma Britânica recomenda que a relação entre a altura do aterro e o espaçamento entre capitéis adjacentes seja: $H \geq 0,7 \cdot (s - a)$. Onde: H é a altura do aterro acima do capitel; s é o espaçamento entre eixos de capitéis adjacentes; e a é a largura dos capitéis. Para casos em que capitéis circulares sejam usados o diâmetro (D) do mesmo deve ser reduzido para gerar uma largura equivalente (a_{equ}), que pode ser encontrada por meio da Equação 1.

$$a_{equ} = \sqrt{\frac{\pi D^2}{4}} = 0,886D \quad (1)$$

Para a Norma Britânica, a determinação da distribuição das cargas do aterro depende do vão livre entre os capitéis adjacentes. O espaçamento entre estacas e a largura dos capitéis, utilizados para essa determinação, devem levar em consideração algumas tolerâncias de construção. Essa norma possui duas alternativas de formulações para a obtenção da distribuição das cargas do aterro pelo efeito do arqueamento: utilizando a abordagem de Marston (1930) ou o método de Hewlett & Randolph (1988).

Vale ressaltar que essa norma não leva em consideração a influência da capacidade de carga do subsolo, pois a reação oferecida pelo subsolo é reduzida à medida que o adensamento do subsolo se desenvolve.

a) Utilizando a Abordagem de Marston (1930):

Com a fórmula de Marston (1930), pode-se estimar a razão entre a tensão vertical transferida aos capitéis e a tensão vertical média ao nível dos capitéis (p'_c / σ'_v).

$$\frac{p'_c}{\sigma'_v} = \left(\frac{C_c \cdot a}{H} \right)^2 \quad (2)$$

Onde: p'_c é a tensão vertical no topo dos capitéis; σ'_v é a tensão vertical média ao nível dos capitéis; H é a altura do aterro sobre os capitéis; a é a largura dos capitéis (ou a_{equ} para capitéis circulares) e C_c é o coeficiente de arqueamento, que pode ser obtido pela Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Coeficiente de arqueamento (C_c) para aterros estaqueados reforçados.

Tipo de estaca	Coeficiente de arqueamento (C_c)
Estacas rígidas com resistência de ponta	$C_c = 1,95 \cdot H/a - 0,18$
Estacas com resistência por atrito lateral e colunas granulares	$C_c = 1,50 \cdot H/a - 0,07$

Em seguida, calcula-se a carga distribuída atuante sobre a camada de reforço entre capitéis adjacentes (W_T).

Para $H > 1,4 \cdot (s - a)$:

$$W_T = \frac{1,4 \cdot s \cdot f_{fs} \cdot \gamma (s - a)}{(s^2 - a^2)} [s^2 - a^2 (p'_c / \sigma'_v)] \quad (3)$$

Para $0,7 \cdot (s - a) \leq H \leq 1,4 \cdot (s - a)$:

$$W_T = \frac{s(f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + f_q \cdot w_s)}{(s^2 - a^2)} [s^2 - a^2 (p'_c / \sigma'_v)] \quad (4)$$

Onde: w_s é a sobrecarga uniformemente distribuída; γ é o peso específico do material de aterro; f_{fs} é um fator parcial de majoração de carga para o peso específico do

solo; e f_q é um fator parcial de majoração de cargas externas aplicadas. Ambos os fatores de majoração e carga podem ser obtidos por tabelas da norma.

b) Utilizando o Método de Hewlett & Randolph (1988):

A teoria desenvolvida por Hewlett & Randolph (1988) determina a eficiência de arqueamento (E) como a parcela de carga do aterro transferida para os capitéis. Portanto, a parcela da carga do aterro transferida para o reforço geossintético pode ser determinada como $(1 - E)$. Pode-se afirmar que nesse sistema a ruptura pode ocorrer em duas localizações críticas: na coroa do arco ou nas bases do arco (topo dos capitéis adjacentes) (Figura 2.6).

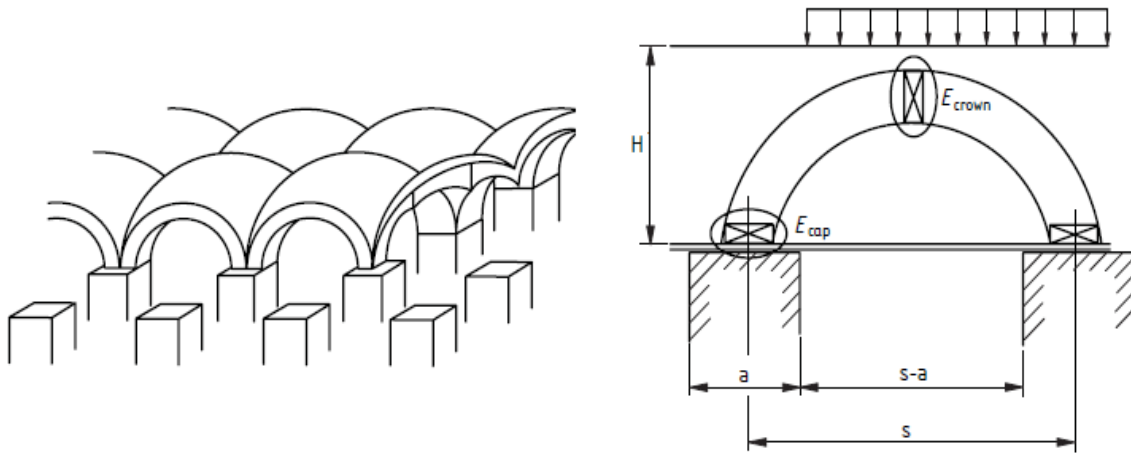


Figura 2.6 – Teoria do arqueamento do solo de acordo com Hewlett e Randolph (1988).
(Modificado de BS 8006, 2010)

As eficiências E_{crown} e E_{cap} podem, então, ser obtidas por:

$$E_{crown} = 1 - \frac{(s^2 - a^2)}{s^2 \cdot \gamma \cdot H} (\sigma_i + \gamma(s - a)/\sqrt{2}) \quad (5)$$

$$E_{cap} = \frac{\beta}{1 + \beta} \quad (6)$$

Onde β :

$$\beta = \frac{2 \cdot K_p}{(K_p + 1) \left(1 + \frac{a}{s}\right)} \left[\left(1 - \frac{a}{s}\right)^{-K_p} - \left(1 + K_p \frac{a}{s}\right) \right] \quad (7)$$

Onde K_p :

$$K_p = \frac{1 + \text{sen}(\phi'_p)}{1 - \text{sen}(\phi'_p)} \quad (8)$$

Em seguida, pode-se calcular a carga distribuída máxima atuante sobre a camada de reforço entre capitéis adjacentes (W_T).

$$W_T = \frac{s(f_{fs} \cdot \gamma \cdot H + f_q \cdot w_s)}{(s^2 - a^2)} (1 - E_{min}) \cdot s^2 \quad (9)$$

Onde: σ_i é a tensão atuante na superfície inferior da cúpula hemisférica; $\gamma(s - a)/\sqrt{2}$ é o peso do solo abaixo da cúpula hemisférica; ϕ'_p é o ângulo de atrito efetivo do solo e preenchimento do aterro; E_{min} é o menor valor obtido entre E_{crown} e E_{cap} .

Vale ressaltar que o valor obtido de W_T , por qualquer uma das alternativas usadas, deve ser maior que um valor mínimo (W_{Tmin}) recomendado pela norma de 15% da carga total do aterro, incluindo a sobrecarga.

Uma vez que o valor de W_T é determinado, pode-se obter a força e tração atuante no reforço geossintético devido à carga vertical aplicada (T_{rp}) por:

$$T_{rp} = \frac{W_T(s - a)}{2a} \sqrt{1 + \frac{1}{6\varepsilon}} \quad (10)$$

Onde: ε é a deformação do reforço geossintético.

Por fim, o recalque máximo (y) do reforço geossintético, no meio do vão entre capitéis adjacentes, pode ser determinado a partir da formulação abaixo e deve ser limitada a um máximo prático de 300 mm.

$$y = (s - a) \sqrt{\frac{3\varepsilon}{8}} \quad (11)$$

Onde: s é o espaçamento entre eixos dos capitéis ou estacas adjacentes; a é a largura dos capitéis (ou a_{equ} para capitéis circulares); e ε é a deformação no reforço geossintético.

A Norma Britânica faz, também, algumas recomendações para assegurar as devidas funcionalidades do material de reforço, tais como:

- Deve-se certificar que a maior parte da deformação de projeto seja mobilizada durante o período de construção e que qualquer deformação no reforço pós-construção e recalques associados na superfície do aterro sejam minimizados;
- Pode-se considerar a utilização de chanfros nas bordas dos capitéis e/ou uma camada de areia para proteger o material geossintético de danos causados pelas bordas do capitel.

Van Eekelen *et al.* (2011) propuseram uma modificação na BS 8006 (2010), na qual os autores afirmam que, para aterros relativamente baixos, a Norma Britânica calcula as forças de tração atuantes no reforço de forma muito diferente de outros modelos, gerando projetos desnecessariamente robustos e caros. A modificação proposta pelos autores foram: o cálculo da carga aplicada à faixa de reforço geossintético é incorporada apenas uma vez e a linha de carga é calculada de acordo com uma configuração 3D (Figura 2.7b). Percebe-se, pela Figura 2.7a, que a norma BS 8006 (2010) considera a carga transferida para a faixa de reforço geossintético maior e com área de distribuição com forma retangular.

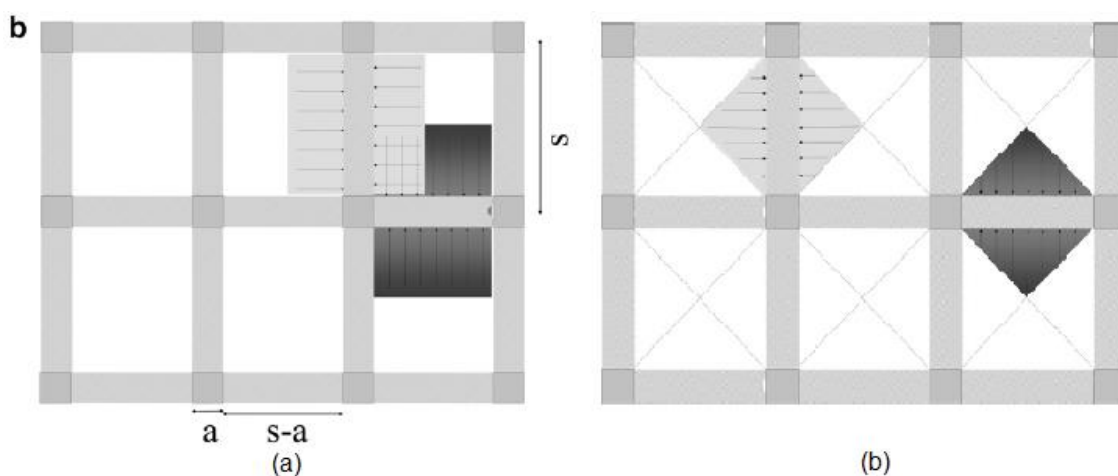


Figura 2.7 – Cálculo da carga transferida para a faixa de reforço geossintético: (a) BS 8006 e da (b) BS8006 Modificado. (Modificado de van Eekelen *et al.*, 2011)

2.3.2 Recomendação Alemã (EBGEO, 2011)

A recomendação Alemã é um método analítico no qual a contribuição da capacidade de carga do subsolo pode ser levada em consideração. Esse método é baseado na teoria de arqueamento do solo apresentado por Zaeske (2001), no qual é apresentado na forma de arcos hemisféricos de raio igual a $0,5 \cdot s_d$ (Figura 2.8a), sendo s_d a distância

diagonal entre os eixos dos capitéis. Esta norma recomenda que, a altura total do aterro (h) deve satisfazer as seguintes condições:

- $h \geq 0,8 \cdot (s - d)$, para cargas predominantemente estáticas;
- $h \geq 2,0 \cdot (s - d)$, para que o efeito negativo de cargas dinâmicas sejam desprezíveis.

Onde, s é o espaçamento entre eixos dos capitéis ou estacas adjacentes e d é a largura ou o diâmetro equivalente dos capitéis ou o diâmetro das estacas.

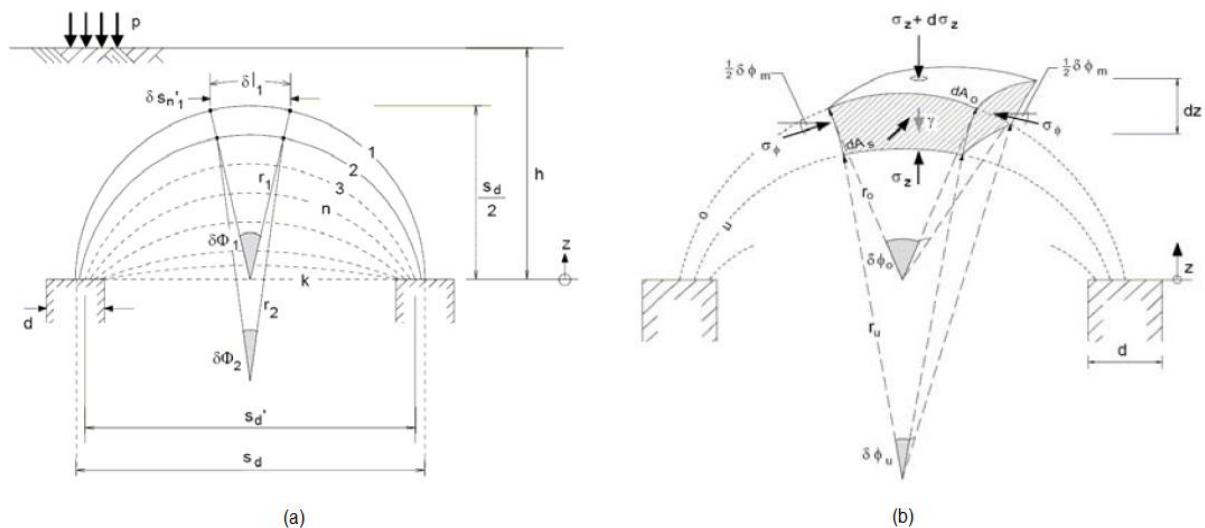


Figura 2.8 – Teoria do arqueamento de múltiplos arcos. (Zaeske, 2001)

Analisando o equilíbrio de forças no elemento infinitesimal da parcela central do arco provocado pelo efeito do arqueamento (Figura 2.8b), pode-se calcular a tensão vertical atuante sobre a superfície do subsolo, recalques na base do aterro e a carga vertical no geossintético.

A Norma Alemã faz algumas recomendações de projeto e de construção para aterros estaqueados reforçados com geossintético:

Recomendações construtivas:

- Para estacas com resistência de ponta:
 - Uma ou duas camadas de reforço biaxial;
 - Duas camadas ortogonais de reforço uniaxial.
- Para estacas com resistência lateral:
 - Uma ou duas camadas de reforço uniaxial transversal à superfície de reforço.

- Se duas camadas de reforço forem adotadas, elas devem ser separadas por uma camada de solo de 15 a 30 cm de espessura;
- Se for requerido utilizar mais de duas camadas de reforço, o método de projeto apresentado não deve ser utilizado;
- A sobreposição de elementos de reforços biaxiais só é permitida sobre estacas com resistência de ponta, enquanto a sobreposição de elementos de reforços uniaxiais sobre estacas flutuantes (somente com resistência por atrito lateral);
- O comprimento de sobreposição de elementos de reforço deve ter no mínimo, o diâmetro do capitel circular (b_L) ou o diâmetro equivalente do capitel quadrado (d_E);
- O comprimento de ancoragem da camada de reforço (L_A) nas bordas do aterro, necessário para a análise de arrancamento, é estabelecido como mostra a Figura 2.9;

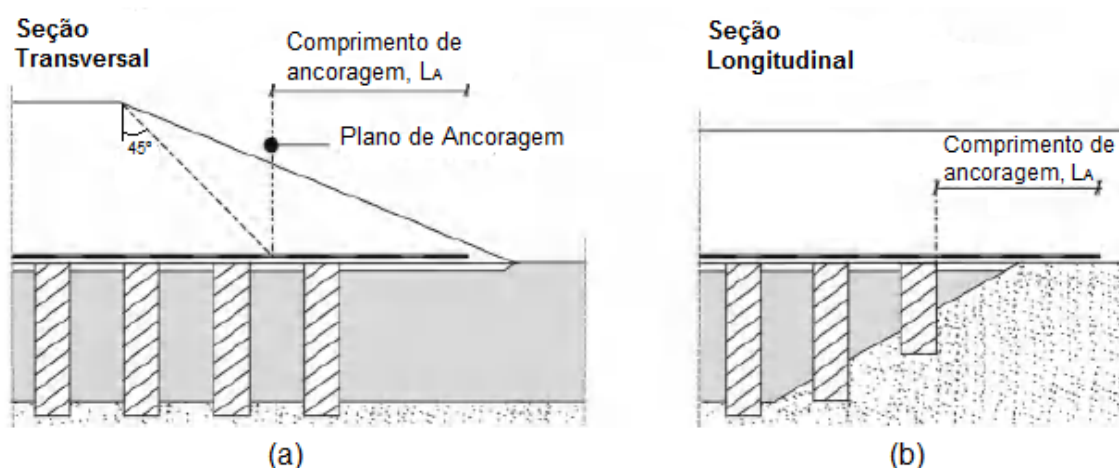


Figura 2.9 – Comprimento de ancoragem das camadas de reforço nas direções (a) transversal e (b) longitudinal. (Modificada de EBGEO, 2011)

- Deve-se utilizar uma camada de solo granular na região de transferência de cargas pelo efeito do arqueamento com altura mínima de: $h^* \geq (s - d)$. Onde: s é o espaçamento na diagonal entre eixos dos capitéis ou estacas adjacentes e d é a largura ou o diâmetro dos capitéis ou estacas.

Recomendações de variáveis geométricas:

- $d / s \geq 0,15$ ou $b_L / s \geq 0,15$;
- Quanto à distância entre o reforço e a superfície do subsolo (z):

- $z \leq 0,15$ m para uma camada de reforço (Figura 2.10a);
- $z \leq 0,30$ m para duas camadas de reforço (ver Fig. 2.9b).

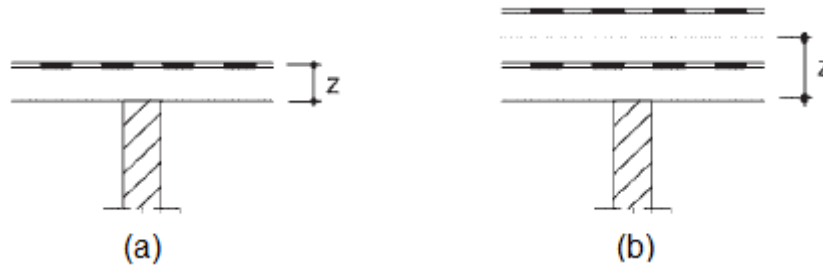


Figura 2.10 – Localização do plano de reforço: (a) uma ou (b) duas camadas de reforço. (EBGEO, 2011)

- Os comprimentos dos vãos entre as laterais de capitéis ou estacas adjacentes ($s - d$) ou ($s - b_L$) deve ser limitado da seguinte forma:
 - $(s - d)$ ou $(s - b_L) \leq 3,0$ m, para cargas predominantemente estáticas;
 - $(s - d)$ ou $(s - b_L) \leq 2,5$ m, para cargas predominantemente dinâmicas;

Recomendações de variáveis mecânicas:

- O ângulo de atrito do solo da camada onde os arcos se desenvolvem por completo (h^*) deve ser de $\phi_k' \geq 30^\circ$;
- A resistência à tração de projeto do geossintético de reforço para cada camada de reforço deve ser de $R_{B,d} \geq 30$ kN/m.

2.3.3 Modelo Simplificado (Zhuang *et al.*, 2014)

Este modelo foi apresentado por Zhuang *et al.* (2014), como uma alternativa mais simplificada aos métodos tradicionais de projeto de aterros estaqueados reforçados. Este método, assim como o da Norma Britânica, considera a teoria de arqueamento proposta por Hewlett & Randolph (1988) e que a ruptura do arqueamento de solo pode ocorrer na coroa ou nas bases do arco (topo dos capitéis adjacentes). Como pode ser observado na Figura 2.6.

Os autores presumiram 08 (oito) hipóteses simplificadoras para a elaboração deste modelo:

- O material de preenchimento da camada de transferência do aterro é homogêneo, isotrópico e não possui coesão;
- O subsolo 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 subsolo mole de fundação e o aterro deformam-se somente verticalmente;
- As estacas e os capitéis são rígidos ao ponto de não sofrerem deformações significantes;
- Não há atrito na interface estaca–subsolo de fundação;
- A razão entre a altura de aterro (H) e o espaçamento entre estacas adjacentes ($s - a$) deve ser: $H \geq 0,5 \cdot (s - a)$;
- Sobrecargas sobre a superfície do aterro não foram consideradas.

A aplicação do Modelo Simplificado requer, basicamente, que sejam calculadas as parcelas de cargas transferidas, pelo efeito do arqueamento, diretamente aos capitéis e ao reforço geossintético, para que, em seguida, determine-se o recalque máximo do reforço, no centro do vão entre capitéis adjacentes, por meio da resolução e um polinômio de grau três. Consequentemente, a deformação do reforço pode ser estimada a partir desses resultados. Entretanto, esse modelo leva em consideração somente uma camada de reforço na base do aterro.

Segundo Fonseca (2017), utilizando o Modelo Simplificado, pode-se verificar as devidas influências das variáveis no comportamento do aterro estaqueado reforçado, como: i) a altura do aterro, ii) o módulo de compressão unidimensional do subsolo, iii) a rigidez à tração do reforço geossintético, iv) a força de tração no geossintético e v) a razão de redução de tensão (SRR – *Stress Reduction Ratio*) apresentada por Low *et al.* (1994).

Vale ressaltar que, diferentemente da Norma Britânica (BS 8006, 2010), este esse método leva em consideração a capacidade de carga do subsolo de fundação, pois, segundo Zhuang *et al.* (2014), o suporte do subsolo fornece uma contribuição ao equilíbrio vertical global do aterro.

Apesar das diversas metodologias para projetos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, ainda há incertezas encontradas nas bibliografias científicas a

respeito da transferência de cargas e tensões verticais no interior do aterro e da previsão dos recalques.

2.3.4 Norma Holandesa (CUR 226, 2016)

O método da Norma Holandesa utiliza a teoria dos arcos concêntricos de van Eekelen (2015) e van Eekelen *et al.* (2013; 2015) para dimensionar o reforço geossintético utilizado do aterro estaqueado. Segundo van Eekelen (2016), trata-se de um método que apresenta uma melhor representação do arqueamento do solo, resultando em melhores estimativas de distribuição de cargas verticais transferidas aos capitéis e sobre o reforço geossintético. O método se baseia em duas etapas de cálculo:

- A primeira etapa de cálculo consiste em um conjunto de arcos concêntricos 3D e 2D (Figura 2.11a) que divide as cargas verticais em duas partes: a força vertical total transfira às estacas (A) e a força vertical total no reforço geossintético entre as estacas (B+C) (Figura 2.11c).
- A segunda etapa de cálculo consiste em calcular a força de tração máxima e a deformação máxima no geossintético de reforço decorrentes da carga vertical B+C aplicada sobre ele (Figura 2.11b).

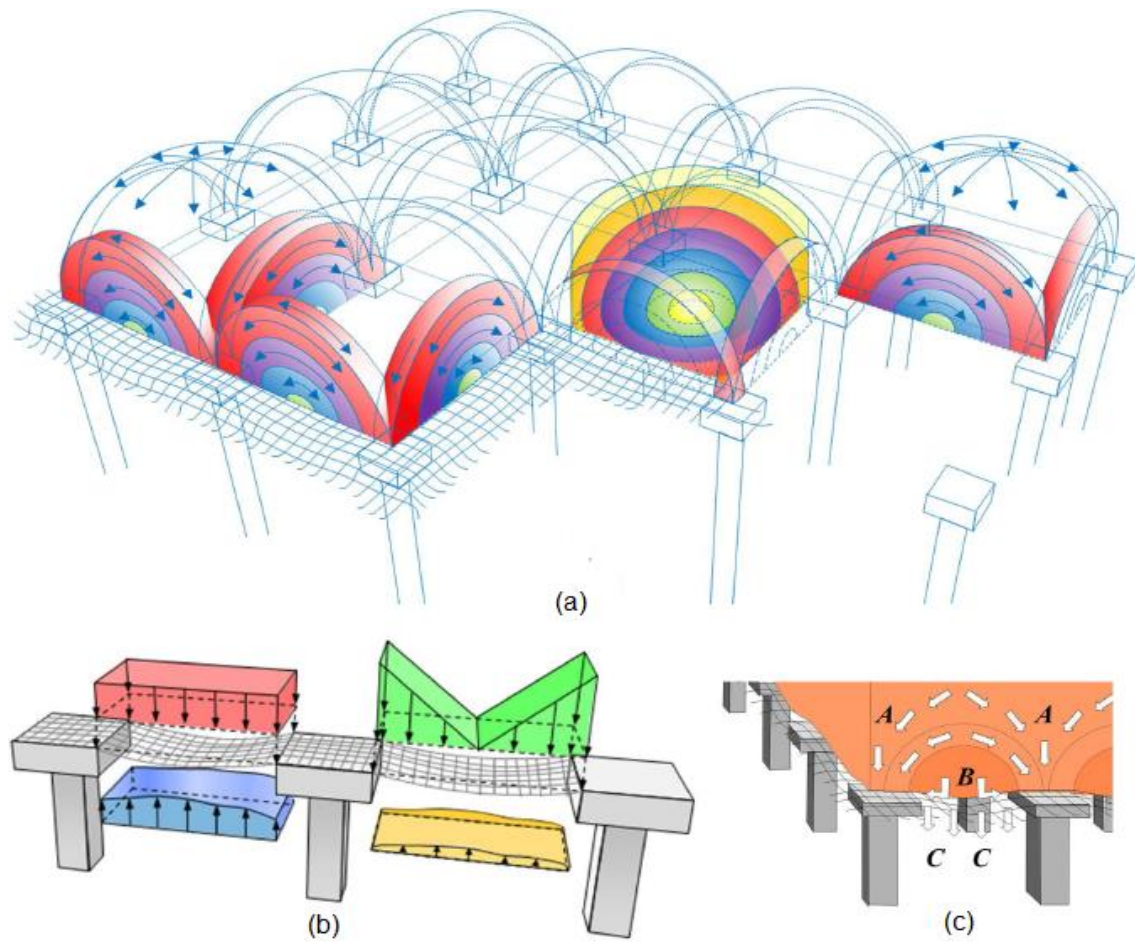


Figura 2.11 – Etapas de cálculo para o modelo dos Arcos Concêntricos da CUR 226 (2016).
(Modificado de van Eekelen, 2016)

Na primeira etapa de cálculo a carga vertical é transferida ao longo dos arcos concêntricos, ou seja, arcos menores exercem cargas menores em suas subsuperfícies e arcos maiores exercem cargas mais elevadas em suas subsuperfícies. A altura do arco cresce com o aumento da altura do aterro e devido ao adensamento do solo mole, até o desenvolvimento completo do efeito de arqueamento. O resultado esperado é que uma parcela relativamente grande da carga vertical seja transferida para os capitéis e para o reforço geossintético entre estacas adjacentes.

Para a segunda etapa de cálculo, a norma recomenda que, quando o subsolo apresentar pouca ou nenhuma capacidade de carga, deve-se utilizar a distribuição de carga por unidade de comprimento com a forma triangular–inversa (Figura 2.11), e quando o subsolo apresentar uma capacidade de carga significativa, deve-se utilizar a distribuição uniforme de carga.

Vale ressaltar que tal norma possui recomendações para os efeitos de cargas dinâmicas no arqueamento do solo, pois as cargas dinâmicas (devido ao tráfego de

veículos) reduz a carga transferida aos capitéis (A) e aumenta a carga transferida à camada e reforço a ao subsolo (B+C). Porém, durante a fase construtiva nenhuma redução devido aos carregamentos dinâmicos deve ser considerada, pois o movimento de tráfego nessa fase é insignificante.

Informações mais detalhadas sobre estas formulações estão apresentadas em CUR 226 (2016), van Eekelen (2015) e van Eekelen *et al.* (2013).

2.4 Ferramentas Estatísticas

Na engenharia geotécnica, tanto os carregamentos quanto os parâmetros dos materiais envolvidos possuem variações naturais em torno dos valores adotados nos projetos. Nesse contexto, a utilização de métodos estatísticos é a alternativa para levar em consideração essa variabilidade dos parâmetros de projeto (Assis *et al.*, 2012).

Segundo Orr & Cherubini (2003), na engenharia geotécnica a obtenção dos parâmetros de projeto é afetada por algumas incertezas, como: a variabilidade natural dos parâmetros do solo devido ao número limitado de ensaios, diferenças inevitáveis entre as dimensões e parâmetros adotados no projeto estrutural para o solo de fundação e os valores reais e incertezas em relação aos métodos de cálculo adotados.

Na presente tese foram utilizadas duas ferramentas para analisar os dados obtidos nos ensaios realizados. Tais ferramentas são: o teste *t* de Student e o *Ranking Distance*.

2.4.1 *Ranking Distance*

Nas últimas décadas foram propostos diversos métodos de dimensionamento de aterros estaqueados reforçados sobre os capitéis, tais como: John (1987), Jones *et al.* (1990), Kempfert *et al.* (1997), Rogbeck *et al.* (1998) e Kempfert *et al.* (2004), e os já citados anteriormente. Assim, diante de tantos métodos de projeto disponíveis e tantas possíveis incertezas intrínsecas às variáveis de cálculo, faz-se necessário empregar uma ferramenta estatística para determinar a confiabilidade dos métodos analíticos utilizados, pois, segundo Orr & Cherubini (2003), as incertezas referentes aos métodos de cálculo podem ser reduzidas por meio da comparação entre os valores calculados e os valores medidos.

Cherubini & Greco (1997) descreveram o método para a comparação desses valores obtendo-se um conjunto de n valores calculados (Q_{calc}) e os correspondentes valores medidos (Q_{med}). O parâmetro K (fator de tendência) pode ser avaliado por:

$$K = \frac{Q_{calc}}{Q_{med}} \quad (12)$$

Com uma quantidade significativa de dados amostrais, os valores de K passam a assumir 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} . Então, determina-se qual método de cálculo melhor se ajusta aos valores medidos (Q_{med}) por meio de análises estatística dos valores de K obtidos para cada método e, assim, pode-se avaliar os parâmetros estatísticos adequados para utilização na comparação.

Obtendo os valores K , é possível definir um grau de segurança, variando de 5 (muito seguro) a 1 (muito inseguro), conforme mostrado na Tabela 2.2, com base na porcentagem de valores de K inferiores a 1,0.

Tabela 2.2 – Grau de segurança com base na porcentagem de valores K menores que 1,0. (Orr & Cherubini, 2003)

Grau de Segurança	Valores de $K < 1,0$ (%)	Nível de segurança
5	80–100	Muito seguro
4	60–80	Seguro
3	40–60	Neutro
2	20–40	Inseguro
1	0–20	Muito Inseguro

Orr & Cherubini (2000) apresentaram um índice de confiabilidade denominado *Ranking Distance (RD)*, o qual permite que a precisão e a acurácia dos métodos de cálculo sejam avaliadas simultaneamente, considerando, respectivamente, a média aritmética e o desvio padrão de todos os valores de K obtidos. A Figura 2.12 é o gráfico que apresenta os valores das médias de K (μ) *versus* o desvio padrão de K (σ), para cada método de cálculo.

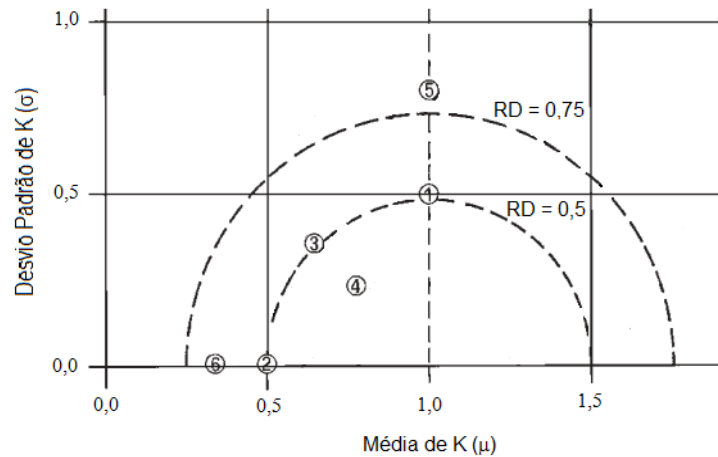


Figura 2.12 – Gráfico do *RD* plotado com relação à acurácia (média de *K*) e à precisão (desvio padrão de *K*). (Modificado de Orr & Cherubini, 2003).

O valor *RD* é a distância do ponto que representa um método de cálculo particular ao ponto ótimo ($\mu_k=1,0$; $\sigma_k=0,0$) no gráfico. Portanto, o *RD* pode ser calculado pelo módulo do vetor que liga esses dois pontos e é dado pela Equação 13.

$$RD = \sqrt{\left[1 - \mu \cdot \left(\frac{Q_{calc}}{Q_{med}}\right)\right]^2 + \left[\sigma \cdot \left(\frac{Q_{calc}}{Q_{med}}\right)\right]^2} \quad (13)$$

Onde: μ é a média aritmética e σ o desvio padrão dos valores de *K*.

Observa-se, então, que iguais valores de *RD* formam um contorno semicircular com centro no ponto ótimo, ponderando a precisão e a acurácia de forma igualitária e formando zonas de fácil representação gráfica, como pode ser visualizado na Figura 2.13. Portanto, baixos valores de *RD* correspondem a métodos de cálculo que têm, simultaneamente, alta acurácia e alta precisão. Altos valores de *RD* correspondem a métodos com baixa acurácia ou altamente imprecisos, ou ambos.

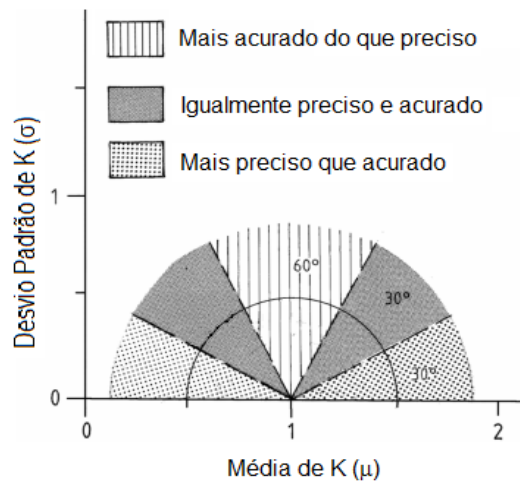


Figura 2.13 – Gráfico do *RD* com zonas de diferentes graus e acurácia e precisão. (Modificado de Orr & Cherubini, 2003).

3 MATERIAIS E MÉTODOS UTILIZADOS

Nesta pesquisa foram realizados ensaios em modelos reduzidos para simular grandezas reais de projeto e analisar o comportamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos. Optou-se por ensaios em escala de 1:5 e sob condições normais de gravidade (1G) por questões de: custos, rapidez de execução dos ensaios e melhor análise das variáveis sob condições controladas, quando comparado à ensaios em escala real.

Para representar de forma adequada situações reais de campo é necessário aplicar um fator de escala para reduzir as dimensões dos componentes do equipamento, bem como as tensões atuantes e os parâmetros de resistência e deformabilidade dos materiais utilizados nos ensaios. O fator de escala tem diferentes valores, dependendo do parâmetro a ser reduzido, como pode ser visto na Tabela 3.1. Isso implica que, para a escala adotada nesta pesquisa, a relação entre os comprimentos do modelo e de campo é de 1/5. Da mesma forma, a relação entre as áreas é de 1/5², ou seja, as áreas do modelo são 25 vezes menores que as áreas em campo.

Tabela 3.1 – Fatores de escala de acordo com o tipo de parâmetro.

Parâmetro	Fator de escala (Modelo / Campo)
Comprimento	1/x
Área	1/x ²
Tensão	1/x
Força por unidade de comprimento (carga)	1/x ²
Rigidez à tração dos elementos de reforço	1/x ²
Recalque	1/x

Nota: x = fator de escala geométrico.

Os ensaios em modelo reduzido realizados nesta pesquisa foram baseados em outros semelhantes encontrados na literatura, como: Zaeske (2001), Heitz (2006), Den Boogert (2011), Fonseca & Palmeira (2018), entre outros.

3.1 Descrição do Equipamento

Utilizou-se um equipamento de grande porte (1,80 m × 1,50 m × 1,50 m), desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da UnB, capaz de reproduzir a construção em camadas de um aterro estaqueado reforçados com geossintético, bem como a aplicação de cargas verticais distribuídas na superfície do aterro. O equipamento é formado por uma caixa metálica sem fundo, com dimensões 1,00 m (largura) × 1,00 m (comprimento) × 0,50 m (altura), feita com chapas de aço de 2 mm de espessura com reforços nas laterais

para evitar deformações. A caixa é apoiada em 8 capitéis de concreto simples, com dimensões de $0,20\text{ m} \times 0,20\text{ m} \times 0,30\text{ m}$, espaçados $0,30\text{ m}$ entre si, simulando, em escala de 1:5, os capitéis de um trecho de obra com dimensões usualmente encontradas (Figura 3.1). O pórtico do sistema de reação foi calculado e testado por Fonseca (2017) para permitir a aplicação de carregamentos verticais monotônicos uniformemente distribuídos na superfície do aterro.



Figura 3.1 – Visão geral do equipamento utilizado.

Os carregamentos superficiais são aplicados por meio de um sistema ar comprimido-água utilizando um botijão (P-13, com diâmetro de 360 mm e altura de 476 mm) preenchido com água (Figura 3.2) acoplado com uma bolsa de borracha quadrada de dimensões $1,0\text{ m} \times 1,0\text{ m}$ (Figura 3.3), para a aplicação dos carregamentos verticais distribuídos na superfície do aterro no modelo. Palmeira (2009) relata 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.

A pressão no interior do botijão de água é aplicada por meio de um ponto de ar comprimido existente no laboratório e é controlada por um manômetro acoplado ao mesmo. Uma mangueira conectada com o botijão de água e a bolsa de borracha permite o transporte de água sob pressão do botijão para a bolsa, gerando um aumento de pressão

no interior da bolsa de borracha, que é impedida de se deslocar pelo sistema de reação, transferindo, assim, as pressões em seu interior para a superfície do aterro.

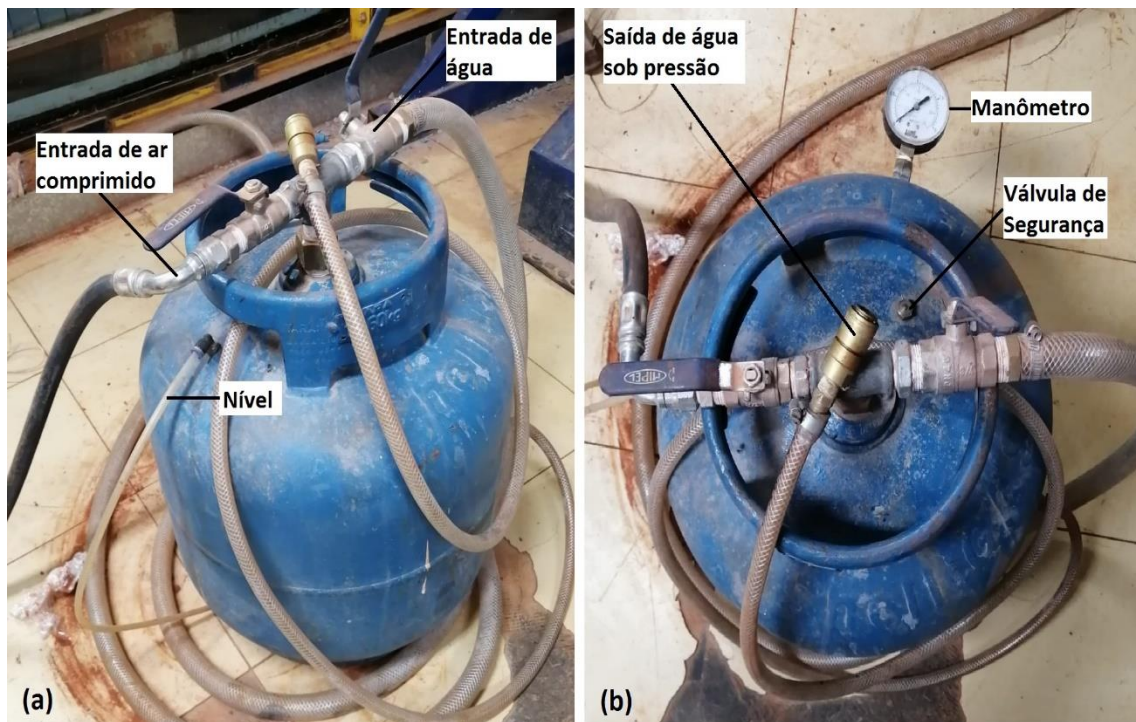


Figura 3.2 – Botijão de água e ar comprimido. (a) Vista lateral; (b) Vista superior.



Figura 3.3 – Bolsa de borracha quadrada para aplicação de carregamentos distribuídos na superfície do aterro.

A bolsa de borracha foi confeccionada especificamente para esta pesquisa, utilizando-se duas peças iguais de borracha, de 1,0 m × 1,0 m, fixadas por duas molduras metálicas parafusadas entre si e vedadas com silicone. Foram instaladas 02 (duas) válvulas na bolsa de borracha: i) uma de engate rápido para a entrada de água sob pressão e ii) a outra com um registro de esfera para a saída de ar do interior da bolsa. Vale ressaltar que o uso de água sob pressão ao invés de somente ar comprimido no interior do sistema botijão–bolsa de borracha favorece a segurança contra possíveis acidentes com vazamentos de ar comprimido.

A Figura 3.4 ilustra, de forma geral, o equipamento utilizado com todos seus elementos montados para a execução de um ensaio, bem como as posições dos instrumentos.

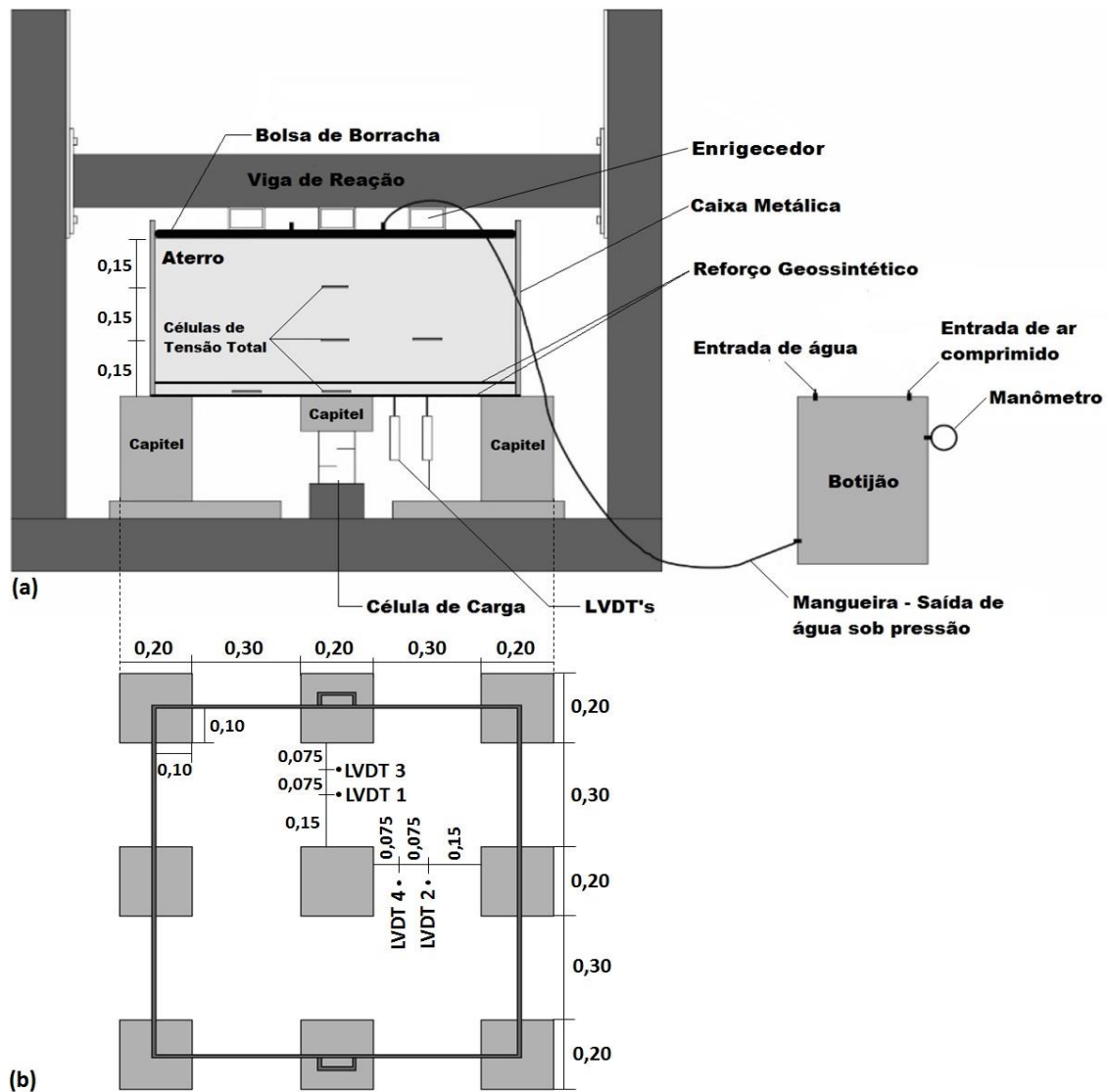


Figura 3.4 – Equipamento montado com seus elementos e instrumentos posicionados adequadamente: (a) Corte transversal; (b) Geometria em planta. (Dimensões em metros).

3.2 Materiais Utilizados

3.2.1 Material do Aterro

O solo utilizado para o corpo do aterro foi um pedregulho mal graduado uniforme, classificado como GP segundo o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) (Figura 3.5). Como mencionado anteriormente, as normas BS 8006 (2010), EBGEO (2011) e CUR 226 (2016) recomendam a utilização de material granular até, pelo menos, a camada em que o efeito de arqueamento se desenvolve completamente, visando transmitir melhor os esforços para as estacas pelo efeito de arqueamento.



Figura 3.5 – Material de aterro retido nas peneiras: (a) 12,5 mm; (b) 9,5 mm; (c) 6,2 mm; (d) 4,8 mm; (e) 2,4 mm; (f) 2 mm.

Foram realizados os devidos ensaios de caracterização do material do aterro segundo as normas DNER–ME 083/98; NBR 12004 (1990); NBR 12051 (1991); DNER–ME 081/98, e ensaios de cisalhamento direto de médio porte, com dimensões de 300 mm × 300 mm × 175 mm (Figura 3.6), segundo a norma ASTM D 3080/98.

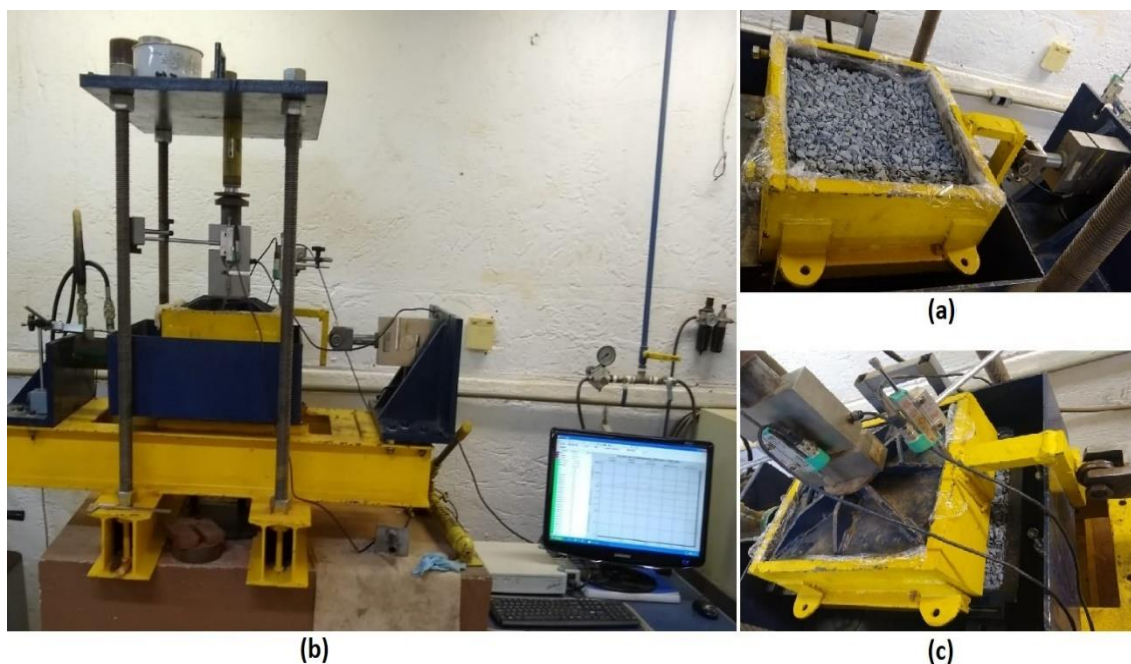


Figura 3.6 – Equipamento de cisalhamento direto: (a) preparação do ensaio; (b) ensaio em andamento; (c) após o cisalhamento do material de aterro.

3.2.2 Materiais de Reforço Geossintético

Nesta pesquisa foram utilizados 02 (dois) tipos de reforços geossintéticos para avaliar a influência da rigidez à tração sobre a eficiência de transmissão das cargas do aterro para os capitéis.

Procurou-se adotar um reforço de alta e outro de baixa rigidez, sendo eles uma microgrelha e um geotêxtil não tecido, respectivamente. Levou-se em consideração o módulo de rigidez à tração para deformação de 5% ($J_{5\%}$) dos reforços estudados. Buscou-se, então, materiais geossintéticos que possuíssem valores de $J_{5\%}$ capazes de simular, em escala, os valores de rigidez à tração dos reforços comumente utilizados em obras reais. Portanto, adotou-se uma faixa de valores de 30 a 80 kN/m, na direção de fabricação (MD – *machine direction*), e de 20 a 60 kN/m, na direção perpendicular à de fabricação (CMD – *cross-machine direction*), para as rigidezes dos reforços no modelo, que, pelo efeito escala (1:5), representariam uma faixa de 750 a 2000 kN/m (MD) e de 500 a 1500 kN/m (CMD), para os módulos de rigidez dos reforços sob condições de ensaio. Os geossintéticos utilizados, bem como suas características fornecidas pelos fabricantes, estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Características informadas pela fabricante dos reforços geossintéticos utilizados no modelo.

Características	Microgrelha	Geotêxtil Não-Tecido
Material	Poliéster	Polipropileno
Abertura da malha	4 mm × 4 mm	–
Gramatura (g/m ²)	130	400
Resistência à tração (kN/m)	4,0	30,0
Rigidez à 5% de deformação – $J_{5\%}$ (kN/m)	80,0	Não informado
Bidirecional	Sim	Sim
Fluência	Baixa	Alta

As propriedades dos reforços geossintéticos foram obtidas por ensaios de resistência à tração em faixa larga, de acordo com as recomendações da norma NBR ISO 10319 (2013), com 06 (seis) corpos de prova de dimensões 20 cm × 10 cm para cada direção de trabalho e com velocidade de deformação de 20 %/min (Figura 3.7 e Figura 3.8). A prensa de tração na qual foram realizados os ensaios é do modelo DL2000 – EMIC (Figura 3.9). As gramaturas dos materiais geossintéticos utilizados foram obtidas segundo as recomendações da norma NBR ISO 9864 (2013).

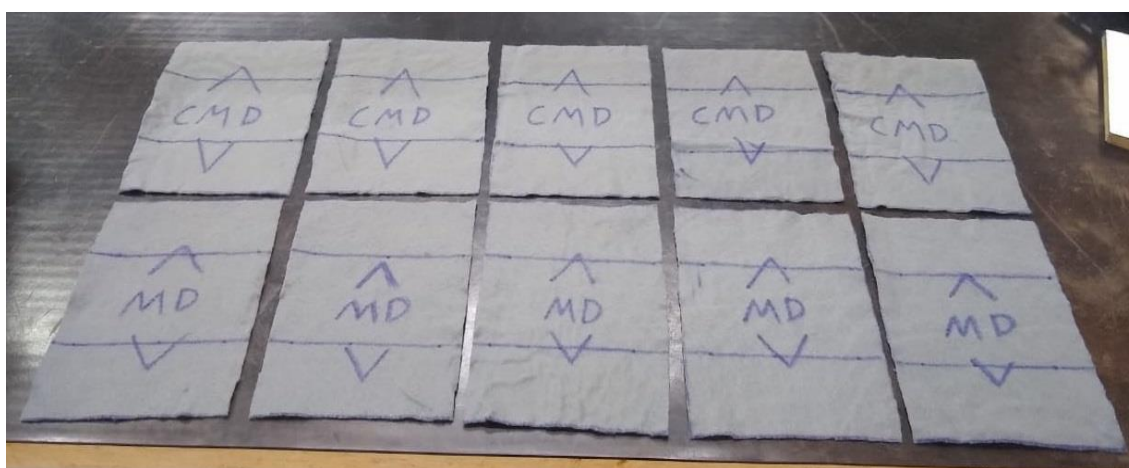


Figura 3.7 – Corpos de provas do geotêxtil não-tecido para a realização de ensaios de faixa larga.

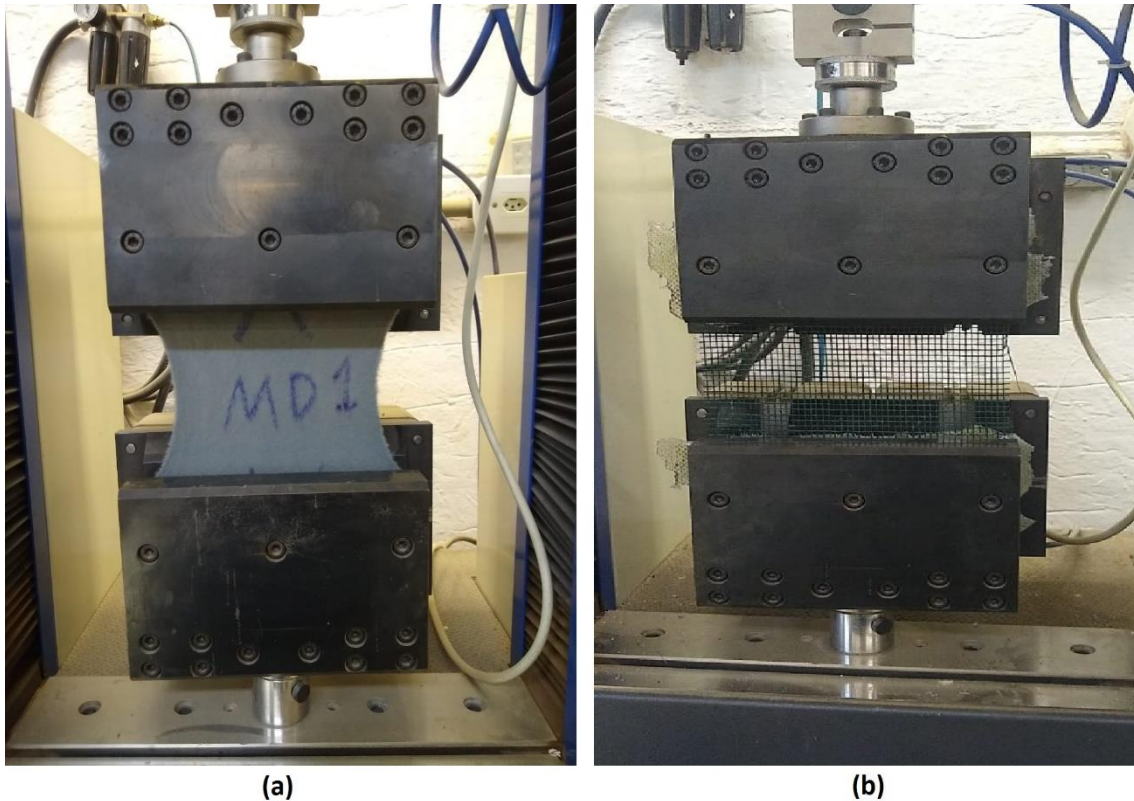


Figura 3.8 – Ensaio de tração de faixa larga em andamento: (a) Geotêxtil não-tecido e (b) Microgrelha.



Figura 3.9 – Prensa utilizada nos ensaios de tração de faixa larga.

Ressalta-se que os reforços adotados no modelo são materiais geossintéticos que podem ser empregados em obras reais: a microgrelha como elemento de reforço para baixos níveis de carregamentos e o geotêxtil não-tecido como camada de separação e

proteção. Contudo, foram utilizados nesta pesquisa como reforços do modelo para simular reforços em situações reais de aterros estaqueados, obedecendo as devidas escalas de modelagem referidas anteriormente.

3.2.3 Instrumentação

Para avaliar o comportamento dos aterros estaqueados reforçados com geossintéticos modelados no laboratório, foi necessário monitorar algumas variáveis durante os ensaios, como: i) as distribuições de tensões no corpo do aterro, ii) as cargas transferidas ao capitel central, iii) os recalques superficiais e na base do aterro devido ao carregamento e iv) as deformações no reforço geossintético.

As deformações no reforço geossintético foram obtidas por meio de marcações, com comprimentos conhecidos, feitas no próprio reforço antes da instalação do mesmo, e medidas com fita métrica após cada carregamento, obtendo-se, assim, os deslocamentos das marcações em cada etapa de carregamento.

Para as medidas de distribuição de tensões no interior do aterro foram utilizadas 05 (cinco) células de tensões totais (CTT's) (Figura 3.10) instaladas em diversos pontos no corpo do aterro (Figura 3.4) com a finalidade principal de verificar o desenvolvimento do efeito de arqueamento do solo durante o alteamento do aterro. Todas as células de tensões totais utilizadas são elétricas (ponte completa), do tipo diafragma, da fabricante Micro Sensores Industrial, possuem um diâmetro de 75 mm, espessura de 7 mm e uma capacidade máxima de 600 kPa.

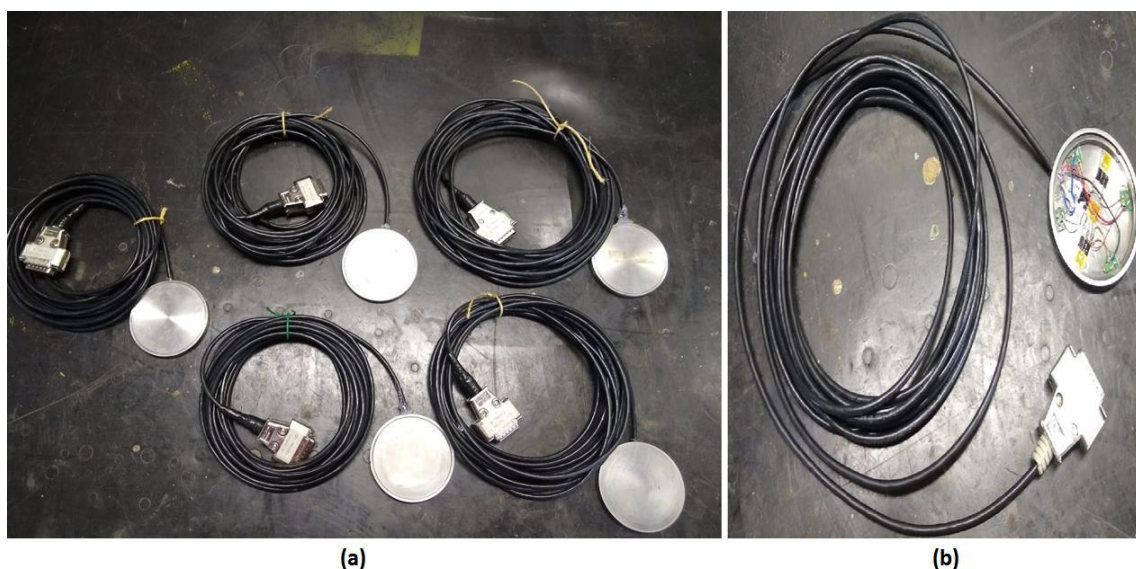


Figura 3.10 – Células de Tensão Total utilizadas: (a) Visão geral; (b) Circuito interno.

Para a obtenção das cargas transferidas ao capitel central do modelo, foi utilizada uma célula de carga (CC) (Figura 3.11) com capacidade máxima de 50 kN. A célula de carga também funciona com ponte completa.



Figura 3.11 – Célula de carga utilizada.

Foram utilizados 04 (quatro) transdutores de deslocamentos linear (LVDT's) de 100 mm de curso, os quais foram acoplados em suas respectivas bases magnéticas (Figura 3.12) para medir os recalques dos reforços na base do aterro. Já os recalques superficiais foram obtidos por meio de 03 (três) níveis de água (“Medidor hidráulico de recalques”) confeccionados especificamente para esta pesquisa. Estes medidores consistem de 02 (dois) tampões de PVC, colados entre si, e duas mangueiras fixadas em diferentes níveis no tampão inferior para entrada e saída de água (Figura 3.13).



Figura 3.12 – Calibração do LVDT 3 com micrômetro.

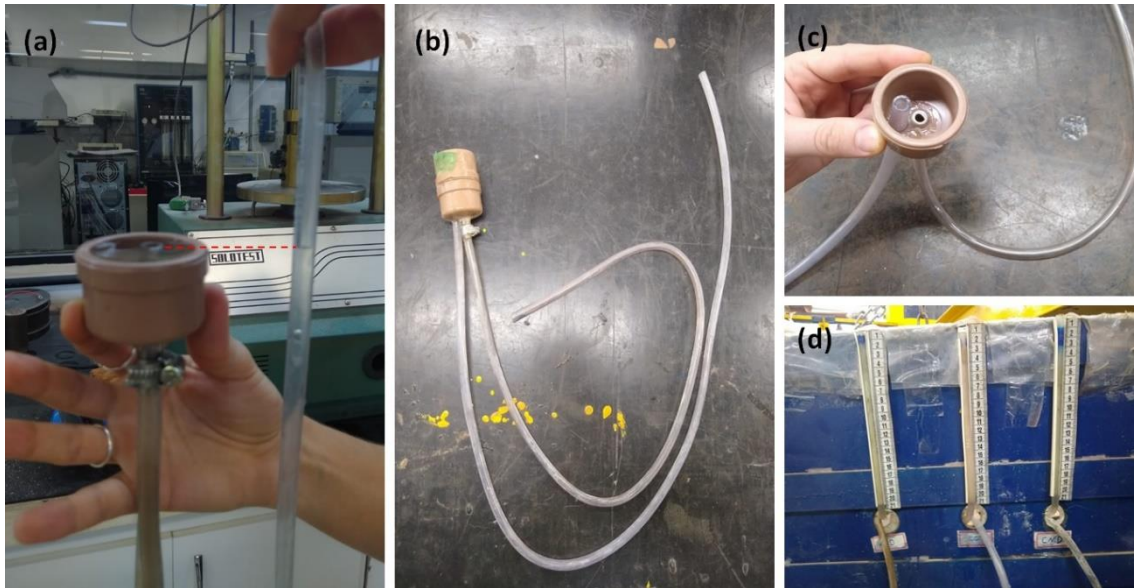


Figura 3.13 – Visão geral do medidor hidráulico de recalques: (a) Nível d'água; (b) Medidor hidráulico de recalques montado; (c) Parte interna da caixa; (d) Escalas métricas para medição do nível d'água.

Vale ressaltar que, antes do início dos ensaios, todos os instrumentos apresentados foram devidamente calibrados: os LVDT's, utilizando-se um micrômetro, como visto na Figura 3.12; a célula de carga, utilizando-se uma prensa de calibração do Laboratório de Engenharia Mecânica da UnB (Figura 3.14); e, por fim, as CTT's, utilizando-se a caixa de calibração do Laboratório de Geotecnia da UnB (Figura 3.15).



Figura 3.14 – Calibração da célula de carga.

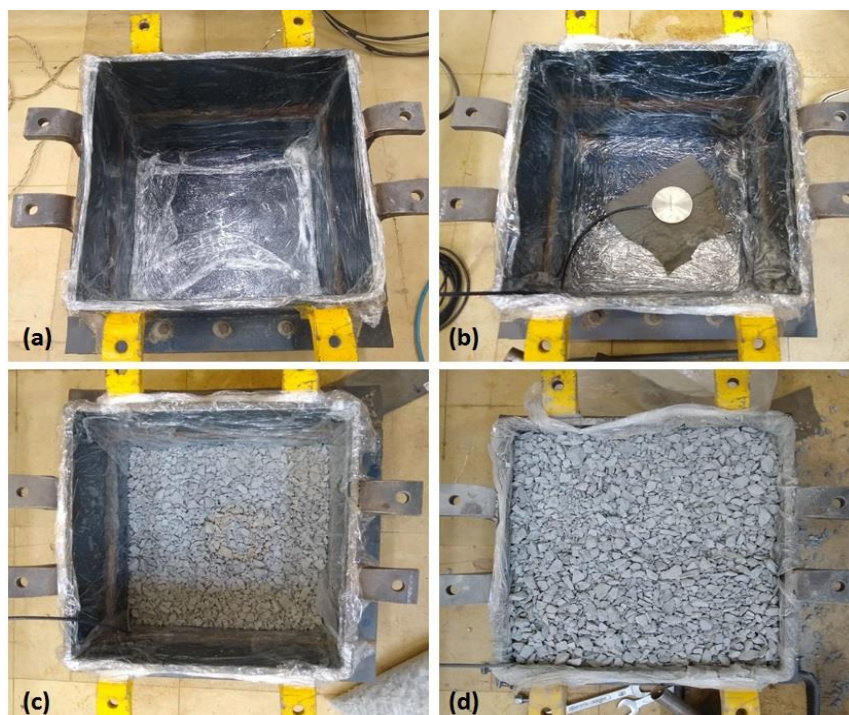


Figura 3.15 – Estágios de calibração das CTT's: (a) Lubrificação com vaselina e filme PVC; (b) Posicionamento da CTT 1 em situação similar a de ensaio; (c) Preenchimento inicial com material de aterro para evitar danos a CTT; (d) Preenchimento completo da caixa com chuva de peregulho.

A caixa de calibração das CTT's visa simular as mesmas condições que cada célula de tensão é submetida durante os ensaios: níveis de tensões, densidade do solo e material em contato com a célula. A CTT 01, localizada logo acima do capitel central, foi calibrada no fundo da caixa de calibração, como pode ser visto na Figura 3.15b, simulando, assim, o contato da face inferior da célula com o capitel central. As demais células de tensão que localizadas no interior do corpo do aterro foram calibradas no meio da caixa de calibração, simulando o contato de ambas das faces das células com o solo de aterro.

Durante toda a calibração, bem como nos ensaios de aterro estaqueado, foi utilizado um sistema de aquisição de dados composto por 02 (dois) aquisidores (Spider 8 – HBM) conectados em série, com um total de 13 (treze) canais, dos quais 10 (dez) foram utilizados para conectar os instrumentos mencionados anteriormente (01 Célula de Carga, 04 LVDT's e 05 CTT's). Foi utilizado, ainda, um computador (Figura 3.16) para a utilização do software específico (Catman®) para este aquisitor, que permite a coleta, a visualização e o armazenamento simultâneo dos dados no decorrer de toda a execução do ensaio.



Figura 3.16 – Sistema de aquisição de dados em execução durante um ensaio.

3.3 Procedimento dos Ensaios

Inicialmente, as paredes internas da caixa metálica foram devidamente lubrificadas com vaselina e filme PVC para reduzir a influência do atrito das paredes com o material granular do aterro (Figura 3.18a; Figura 3.20a). Vale ressaltar que as paredes internas da caixa de calibração das CTT's também foram lubrificadas de forma similar, como mostrado na Figura 3.15a, b.

Antes da instalação do elemento de reforço, foram devidamente posicionados os LVDT's e a célula de carga e acordo com a Figura 3.4. Em seguida, ocorreu a fixação do reforço geossintético na moldura metálica (Figura 3.17) e a instalação do mesmo sobre os capitéis. Em ensaios com 2 (duas) camadas de reforço, a instalação da segunda camada ocorreu após o preenchimento de 5 cm de altura do aterro, sendo ela engastada nas laterais internas da caixa metálica de duas formas: i) fixada com hastes metálicas parafusadas (Figura 3.18); e ii) por comprimento de ancoragem de 10 cm dobrada para o interior do aterro (Figura 3.19).



Figura 3.17 – Fixação do Geotêxtil Não-Tecido na moldura metálica.



Figura 3.18 – Instalação da 2ª camada de reforço: (a) Fixação das hastas metálicas; (b) Microgrid e (c) Geotêxtil Não-Tecido.

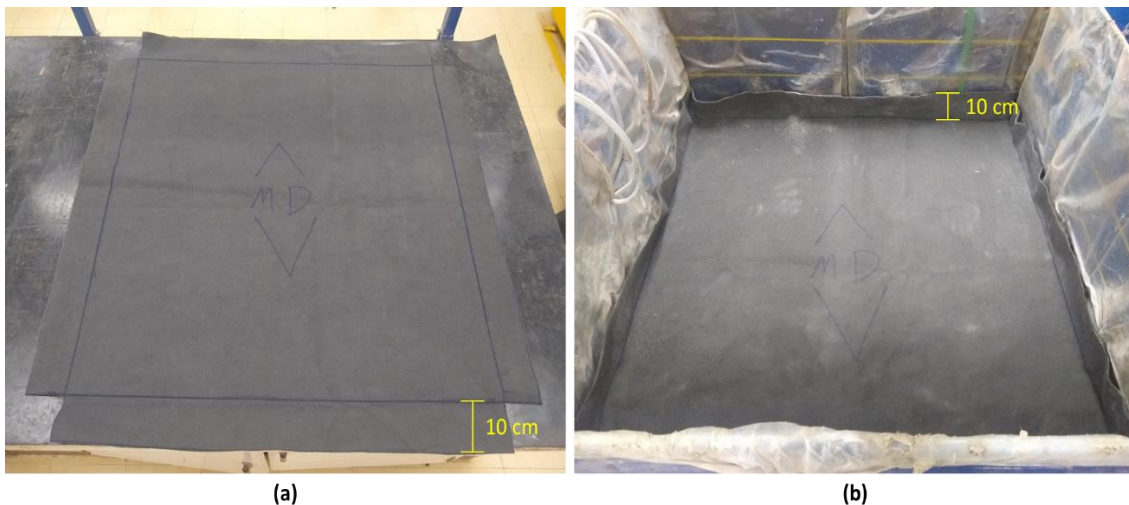


Figura 3.19 – Segunda camada de reforço com comprimento de ancoragem: (a) cortada; (b) instalada.

O preenchimento de 45 cm de aterro é feito em 3 (três) camadas de 15 cm altura. Em cada etapa foram realizadas medições com os instrumentos mencionados anteriormente.

Posiciona-se, então, as CTT 01 e 02 na base do aterro (Figura 3.20a) e iniciou-se o preenchimento da primeira camada de 15 cm empregando o método de chuva de pedregulho, obedecendo os valores determinados de e_{min} , e_{max} e γ (16 kN/m³). Vale

ressaltar que, com a finalidade de evitar danos às CTT's, não houve chuva de pedregulho diretamente acima das CTT's e, também, as células foram colocadas sobre um retalho de geotêxtil com um colchão de areia (Figura 3.20), para uma melhor acomodação da base da CTT.



Figura 3.20 – Posicionamento das células de tensão total: (a) CTT 01 e CTT 02; (b) CTT 03 e CTT 04.

As CTT 03 e 04 são posicionadas após o preenchimento da primeira camada (Figura 3.20b). Ao final da segunda camada, posiciona-se a CTT 05, conforme indicado na Figura 3.4. E, por fim, conclui-se o preenchimento do aterro com a terceira camada de 15 cm, posicionando-se os 03 medidores hidráulicos na superfície do aterro em seus respectivos locais.

Após o preenchimento das três camadas de aterro (altura total de 0,45 m), instalou-se, sobre a superfície do aterro, a bolsa de borracha para a aplicação dos carregamentos distribuídos, bem como os enrijecedores que conectam a bolsa com o sistema de reação para melhor distribuir as pressões para a estrutura de reação. Aplicou-se, em seguida, pressões de 10, 25 e 40 kPa representando tensões equivalentes na base do aterro às que seriam provocadas por alteamentos de aproximadamente 1,0, 2,0 e 3,0 m.

Após a conclusão do ensaio, foram retirados 12 (doze) corpos de prova do reforço utilizados para a realização de ensaios de tração de faixa larga, a fim de verificar a influência dos danos mecânicos na rigidez e na resistência dos reforços provocados pelo contato do geossintético com os capitéis (Figura 3.21). Ressalta-se que os corpos de prova foram retirados de localizações estratégicas, nas quais foram observados maiores danos

ao material de reforço (Figura 3.22). Os ensaios realizados para esta pesquisa estão apresentados na Tabela 3.3.

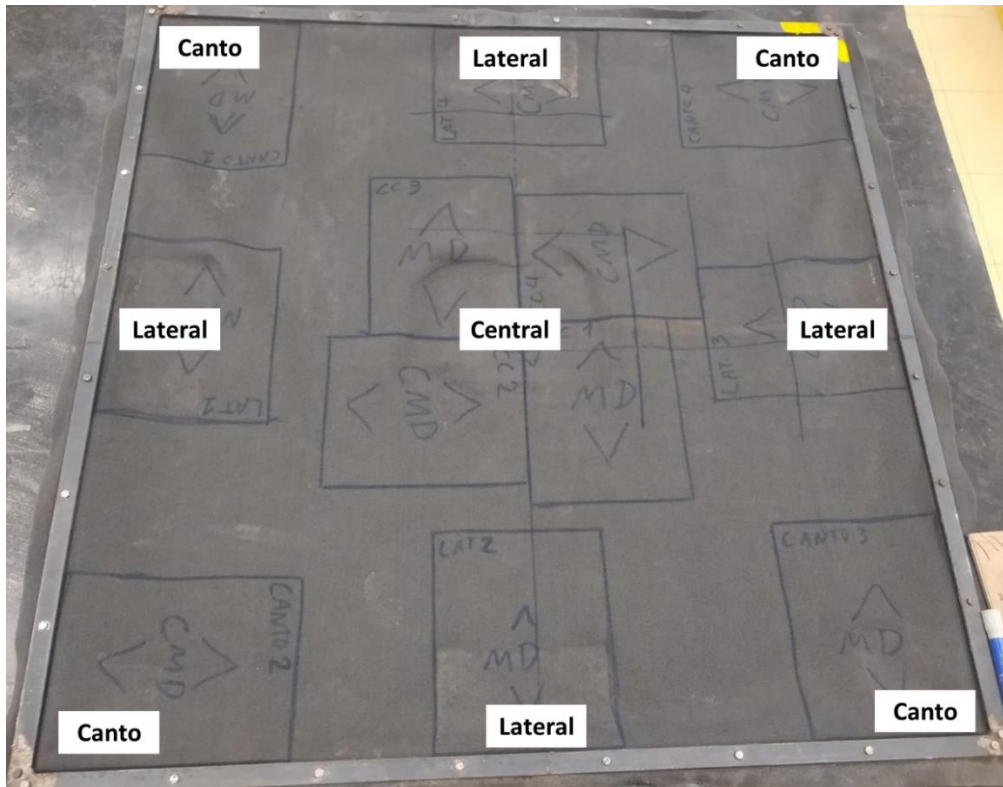


Figura 3.21 – Marcação para a extração dos corpos de prova do geossintético de reforço após o ensaio.

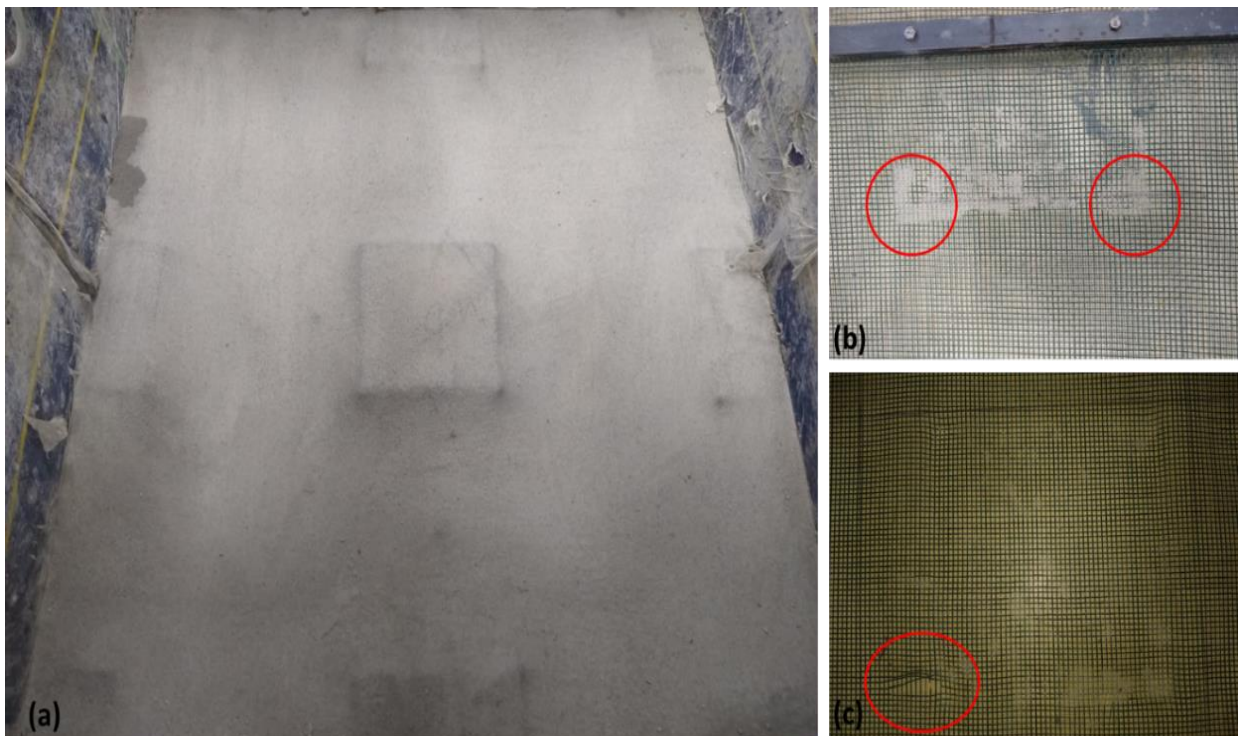


Figura 3.22 – Regiões danificadas do geossintético de reforço após o ensaio: (a) Geotêxtil não-tecido; (b) e (c) Microgrelha.

Tabela 3.3 – Resumo dos ensaios realizados.

Ensaio	Reforço utilizado	Nº de camadas de reforço	Descrição
GTX-1		1	Uma camada de reforço de baixa rigidez à tração.
GTX-1 (R)		1	Ensaio de repetibilidade do GTX-1.
GTX-2 (I)	Geotêxtil Não-Tecido	2	Duas camadas de reforço de baixa rigidez à tração. Com a segunda camada fixada por hastes metálicas parafusadas.
GTX-2 (II)		2	Duas camadas de reforço de baixa rigidez à tração. Com a segunda camada engastada por comprimento de ancoragem.
GTX -1 (EPS)		1	Uma camada de reforço de baixa rigidez, utilizando EPS nos domos de arqueamento.
MGR-1		1	Uma camada de reforço de alta rigidez à tração.
MGR-2		2	Duas camadas de reforço de alta rigidez à tração. Com a segunda camada fixada por hastes metálicas parafusadas.
MGR-1 (P1)	Microrelha	1	Uma camada de reforço de alta rigidez, com uma camada de proteção contra danos sobre os capitéis.
MGR-1 (P2)		1	Uma camada de reforço de alta rigidez, com duas camadas de proteção contra danos sobre os capitéis.
MGR-1 (EPS)		1	Uma camada de reforço de alta rigidez, utilizando EPS nos domos de arqueamento.

Nos ensaios com proteção sobre os capitéis foi utilizado um geotêxtil não-tecido, diferente do utilizado como reforço, com gramatura de 450 g/m² como proteção. Assim, no ensaio MGR-1 (P2), a utilização de duas camadas de proteção sobre os capitéis equivaleria a uma proteção com gramatura de 900 g/m² no modelo.

Nos ensaios GTX-1 (EPS) e MGR-1 (EPS) o procedimento de montagem de ensaio foi semelhante ao descrito anteriormente, diferenciando-se, somente, na utilização de quatro peças de EPS de base quadrada sobre a camada de reforço localizadas entre os capitéis (Figura 3.23). Tais ensaios visaram reduzir as cargas que seriam transferidas ao subsolo mole e o efeito da presença blocos de EPS nas cargas no capitel central e deformações no reforço.

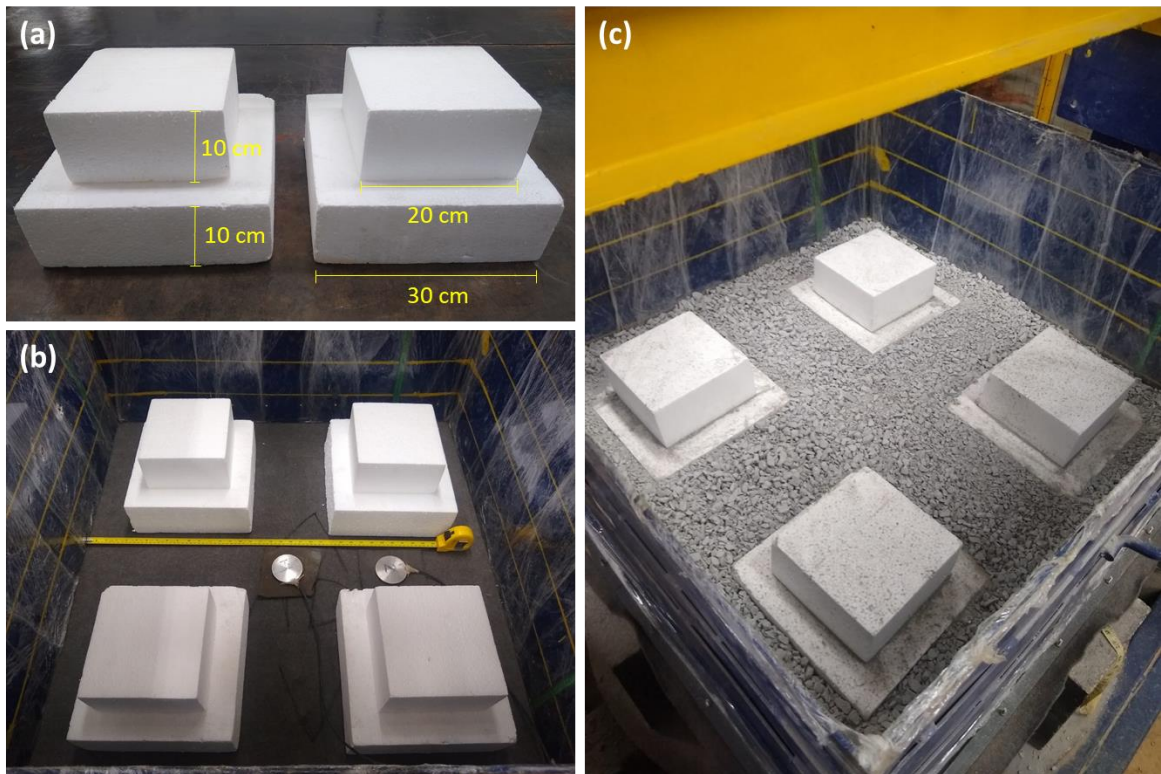


Figura 3.23 – Ensaio GTX-1 (EPS): (a) Dimensões dos blocos de EPS; (b) Localização dos blocos de EPS sobre a camada de reforço, entre capitéis; (c) Início do enchimento do material de aterro.

Por fim, a Figura 3.24 apresenta uma visão geral de um ensaio montado – MGR-1 (P1) – para que se possa observar alguns dos elementos do equipamento descritos anteriormente e entender melhor o procedimento dos ensaios de aterro estaqueado reforçado com geossintético.



Figura 3.24 – Visão geral do ensaio MGR-1 (P1).

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

4.1 Resultados dos Ensaios Preliminares

4.1.1 Caracterização dos Materiais

Como mencionado anteriormente, foram realizados ensaios de caracterização no material granular utilizado para preenchimento do corpo do aterro no modelo segundo as normas técnicas. A Figura 4.1 apresenta a curva granulométrica como resultado do ensaio descrito pela norma de análise granulométrica DNER–ME 083/98.

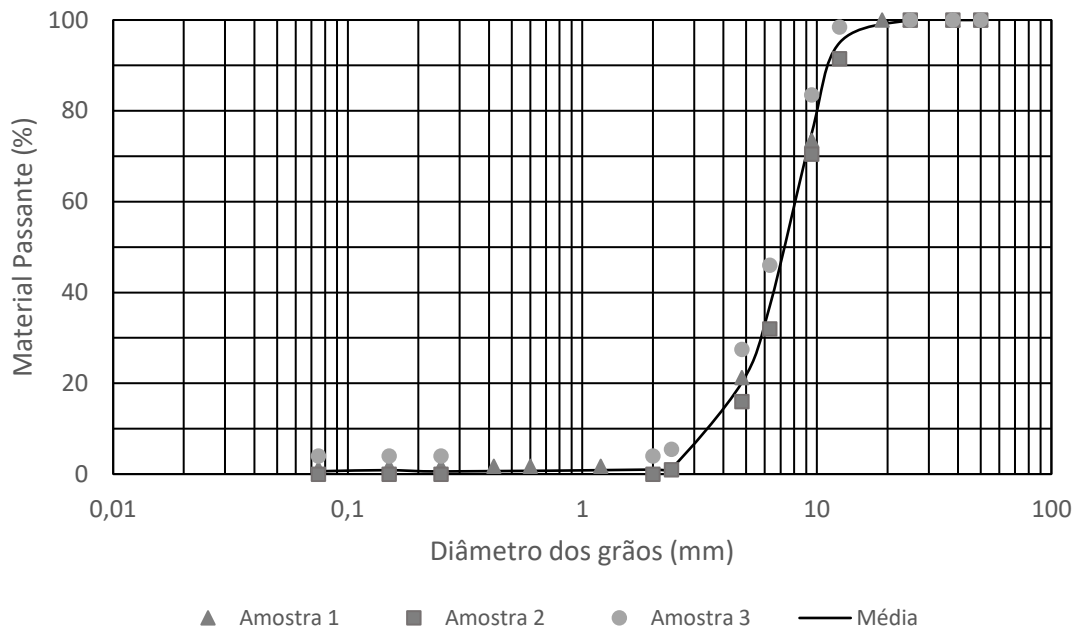


Figura 4.1 – Curva granulométrica do material de aterro.

Com a curva granulométrica pode-se obter os coeficientes de curvatura (C_c) e de uniformidade (C_u) para classificar o material de acordo com o SUCS. A Tabela 4.1 apresenta esses resultados. Logo, material foi classificado como um pedregulho mal graduado (GP).

Tabela 4.1 – Características granulométricas do solo de preenchimento do aterro.

Parâmetro	Módulo	Descrição
D_{10} (mm)	3,12	Diâmetro efetivo dos grãos.
D_{30}	5,34	Diâmetro que 30% da massa de solo passa na peneira.
D_{50}	7,10	Diâmetro médio dos grãos.
D_{60}	8,00	Diâmetro que 60% da massa de solo passa na peneira.
C_c	1,14	Mede a graduação do solo com base em D_{10} , D_{30} e D_{60}
C_u	2,56	Razão entre o D_{60} e o D_{10} .

As características de compactidade do pedregulho estão apresentadas na Tabela 4.2. Adotou-se um peso específico de 16,0 kN/m³ para obter um aterro com compactidade média. Houve um controle da altura de queda (30 cm) na chuva de pedregulho durante os preenchimentos do aterro para atingir o peso específico e a compactidade desejados.

Tabela 4.2 – Principais características de compactidade do material de aterro.

Parâmetro	Módulo	Descrição
e_{min}	0,66	Índice de vazio mínimo, segundo a norma NBR 12051 (1991).
$e_{máx}$	0,80	Índice de vazio máximo, segundo a norma NBR 12004 (1990).
$\gamma_{d,min}$ (kN/m ³)	15,1	Peso específico aparente seco mínimo, segundo a norma NBR 12004 (1990).
$\gamma_{d,máx}$ (kN/m ³)	16,5	Peso específico aparente seco máximo, segundo a norma NBR 12051 (1991).
$\gamma_{d,méd}$ (kN/m ³)	15,8	Peso específico aparente seco médio.
$\gamma_{d,adot}$ (kN/m ³)	16,0	Peso específico aparente seco adotado para os ensaios.
G_s	2,73	Densidade relativa média dos grãos, segundo a norma DNER–ME 081/98.

Os ensaios de cisalhamento direto de médio porte realizados no material de aterro tiveram suas tensões normais aplicadas com valores iguais aos aplicados na superfície do aterro nos ensaios em modelo, 10, 25 e 40 kPa. Um ensaio adicional com uma tensão normal de 80 kPa foi realizado com o objetivo de verificar a forma da envoltória de ruptura para esse nível de tensão. Os resultados desses ensaios estão apresentados nas Figura 4.2 – Força cisalhante × Deslocamento horizontal. a Figura 4.4.

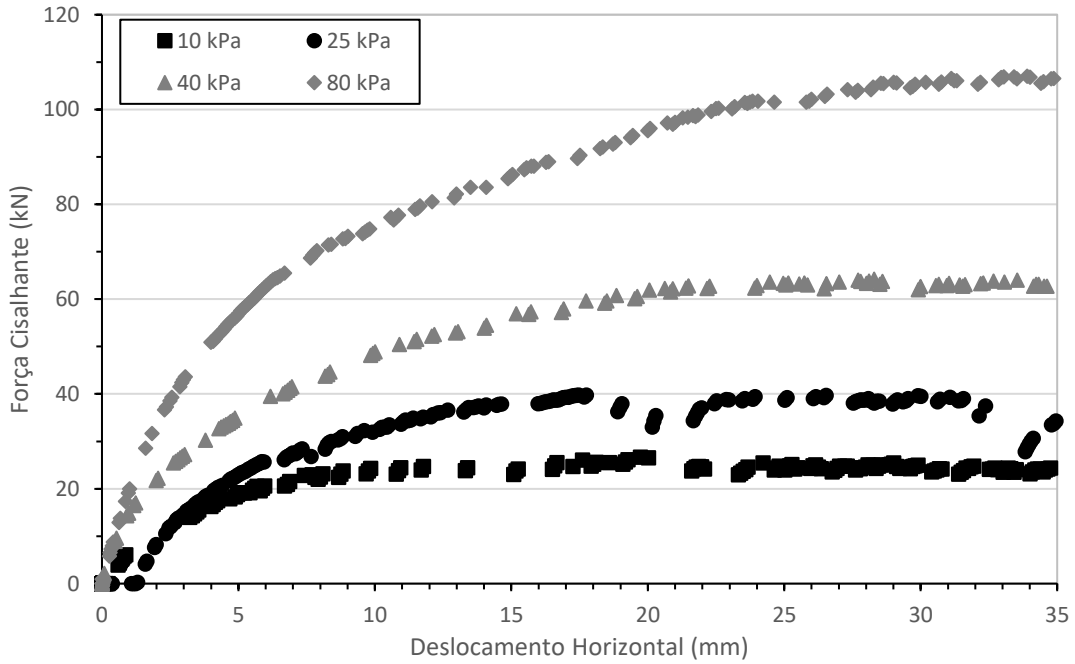


Figura 4.2 – Força cisalhante × Deslocamento horizontal.

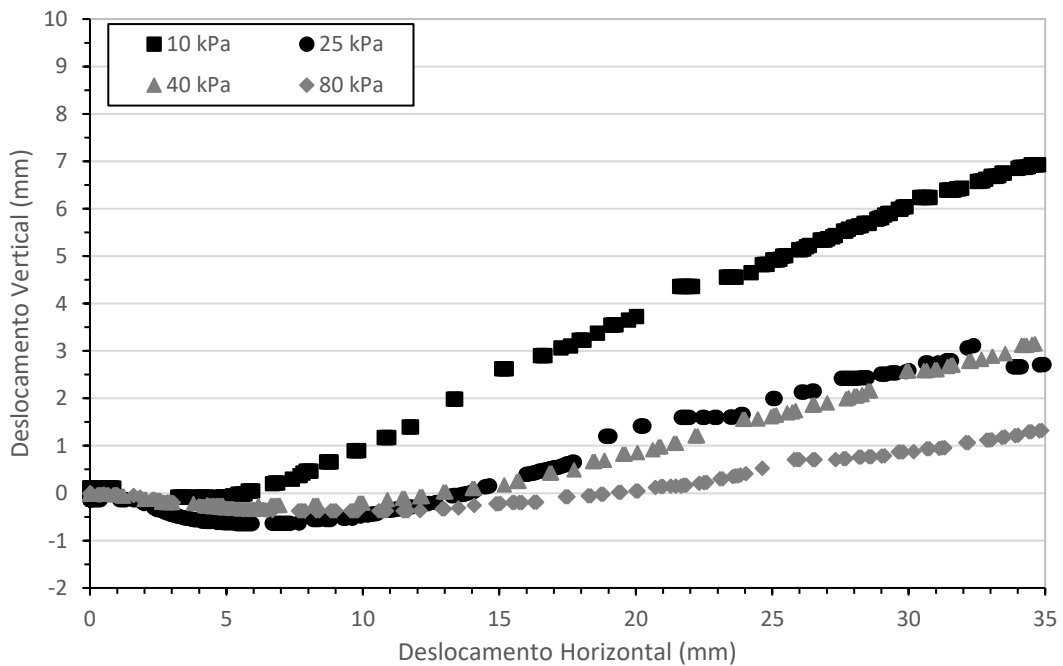


Figura 4.3 – Deslocamento vertical × Deslocamento horizontal.

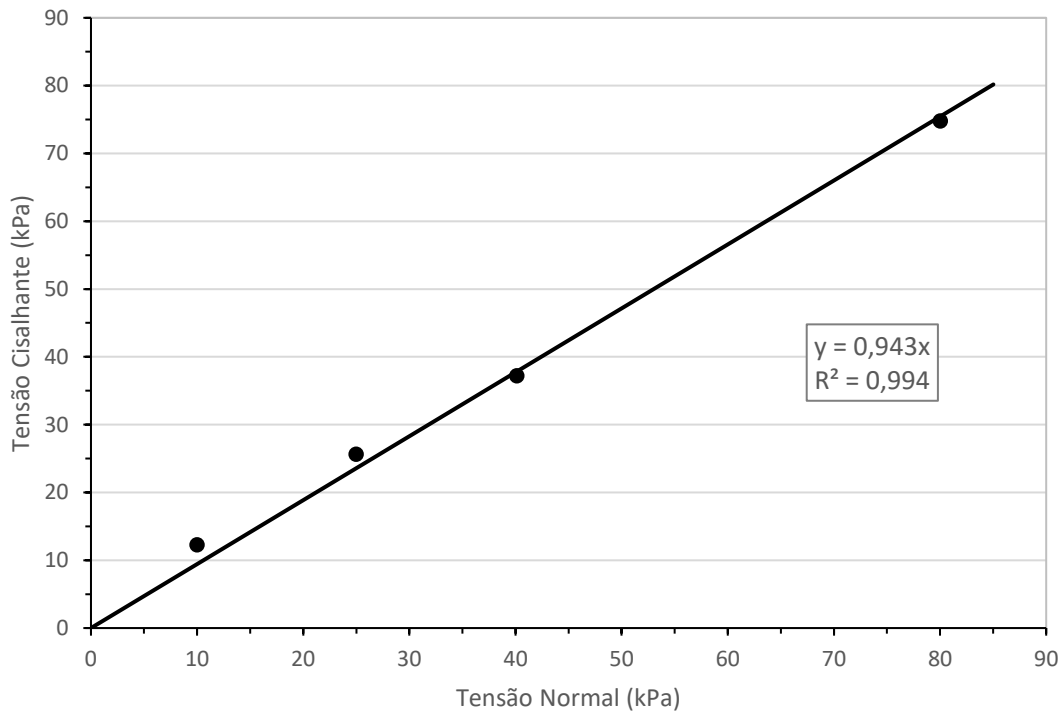


Figura 4.4 – Envoltória de ruptura do material de aterro.

Observa-se, pela Figura 4.4, que a envoltória de ruptura, para o nível de tensões aplicado nos ensaios, pode ser representada razoavelmente pela reta da linha de tendência dos pontos no gráfico. No entanto, não se descarta a possibilidade de uma envoltória curva na faixa de baixas tensões. A título de aproximação, o ângulo de atrito (ϕ') admitindo-se a envoltória linear foi igual a 43° . Os ângulos de atritos secantes específicos para cada nível de tensão são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 – Valores dos ângulos de atrito secante para cada tensão normal aplicada.

σ_v (kPa)	$\sigma_{aplic.}$ (kPa)	τ (kPa)	ϕ' ($^\circ$)
10	10,00	12,26	51
25	24,97	25,64	46
40	40,12	37,18	43
80	80,02	74,78	43

Por fim, os resultados dos ensaios de caracterização dos materiais geossintéticos utilizados como elementos de reforço estão apresentados na Tabela 4.4.

Tabela 4.4 – Propriedades mecânicas dos geossintéticos de reforço.

Propriedade	Microgrelha		Geotêxtil Não-	
	GR		Tecido	
	MD	CMD	MD	CMD
Força máxima (kN)	3,04	2,65	3,62	3,62
Resistência à tração – T_{ult} (kN/m)	15,19	13,25	18,09	18,07
Deformação na ruptura – ε_{rup} (%)	21,03	28,29	86,13	102,50
Rigidez à 2% – $J_{2\%}$ (kN/m)	105,84	92,65	30,91	22,87
Rigidez à 5% – $J_{5\%}$ (kN/m)	80,20	59,12	31,54	23,84
Rigidez à 10% – $J_{10\%}$ (kN/m)	66,77	47,75	32,43	24,27

4.1.2 Ensaio de Repetibilidade

Inicialmente, foram realizados ensaios de repetibilidade para verificar a reprodutibilidade pelo equipamento utilizado. A seguir é observado que os ensaios de repetibilidade, GTX-1 e GTX-1 (R), apresentaram resultados satisfatoriamente similares, indicando uma boa reprodutibilidade, em termos de: (a) carga transferida ao capitel central (Figura 4.5); (b) recalques na base do aterro (Figura 4.6 e Figura 4.7); (c) tensões no corpo do aterro (Figura 4.8 a Figura 4.11); (d) recalques na superfície do aterro (Figura 4.12 e Figura 4.13); (e) deformações dos reforços geossintéticos (Figura 4.14 e Figura 4.15).

- a) Carga transferida ao capitel central

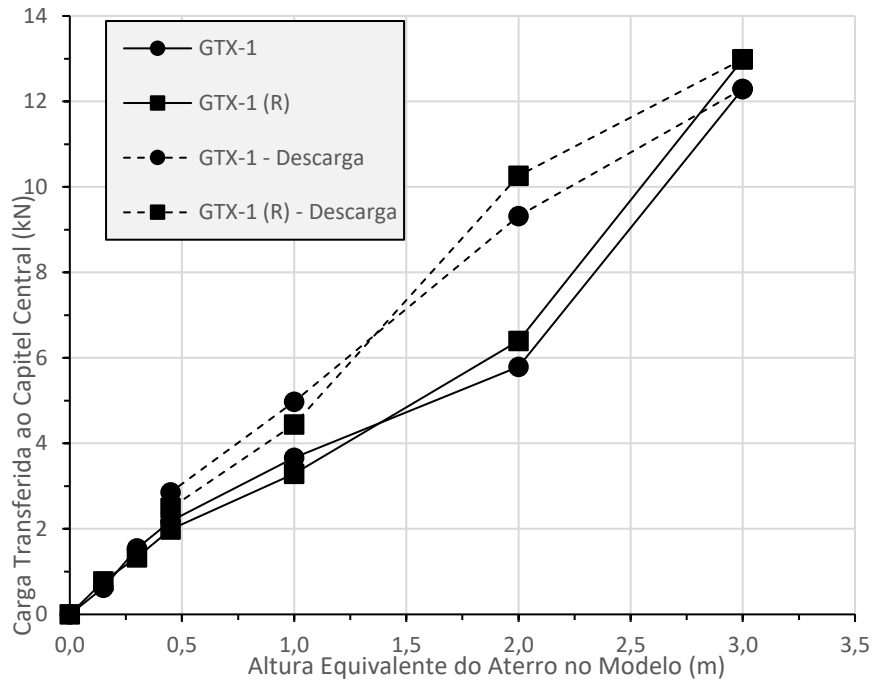


Figura 4.5 – Repetibilidade do ensaio de aterro estaqueado reforçado com geotêxtil não-tecido.

b) Recalques na base do aterro

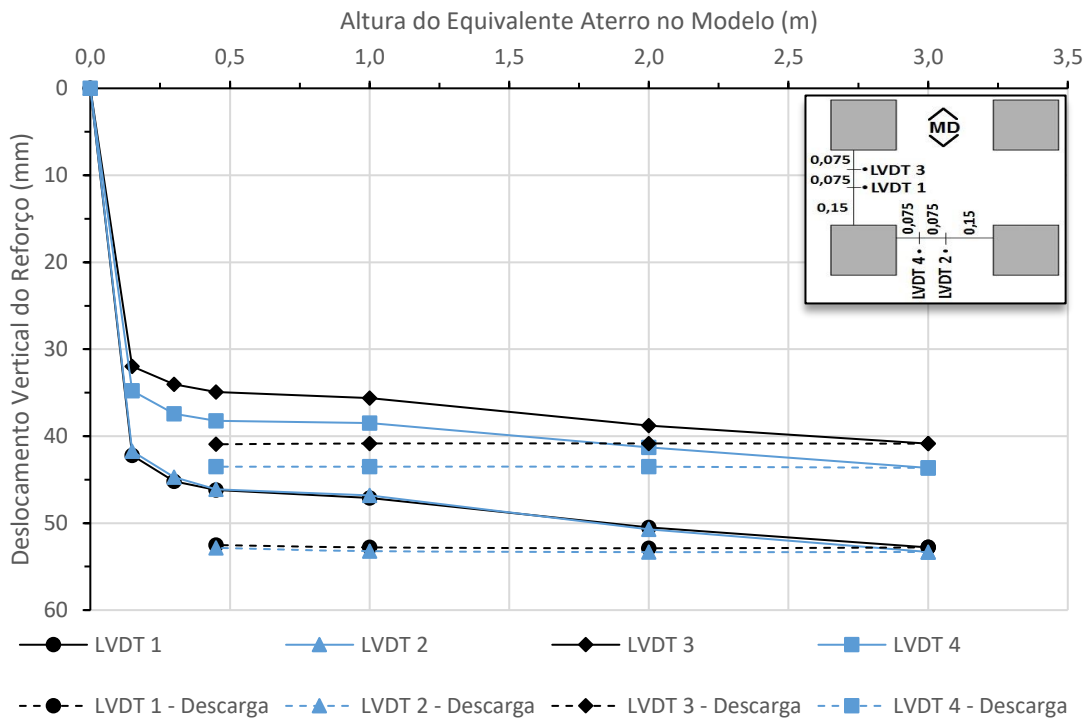


Figura 4.6 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1.

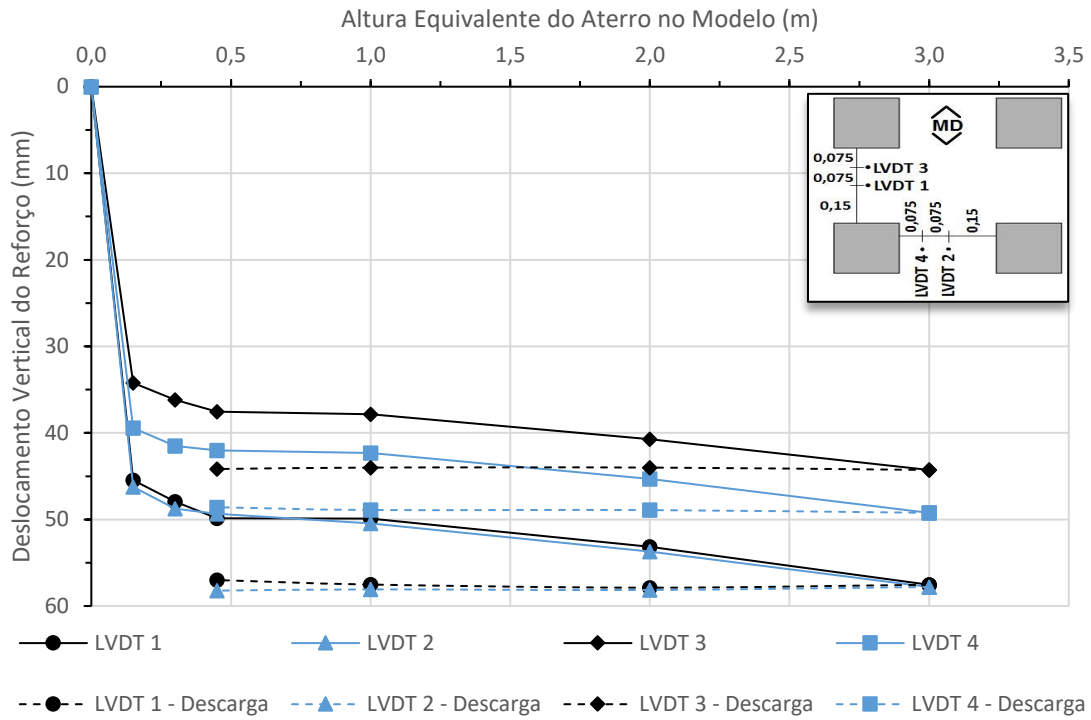


Figura 4.7 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1 (R).

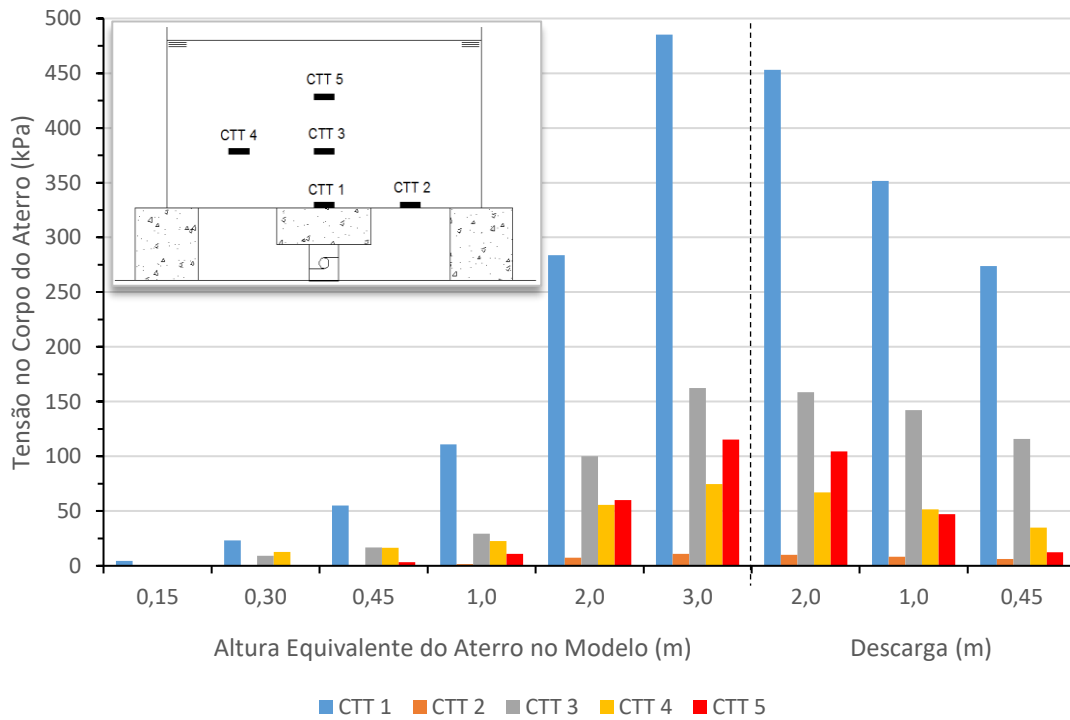


Figura 4.8 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1.

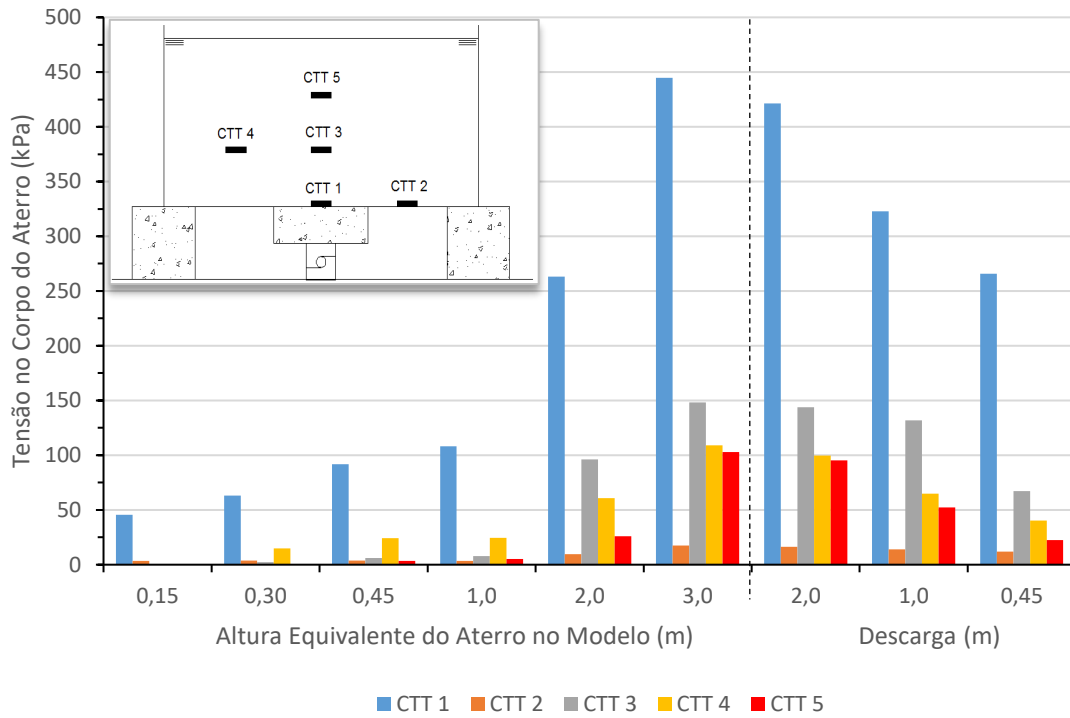


Figura 4.9 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1 (R).

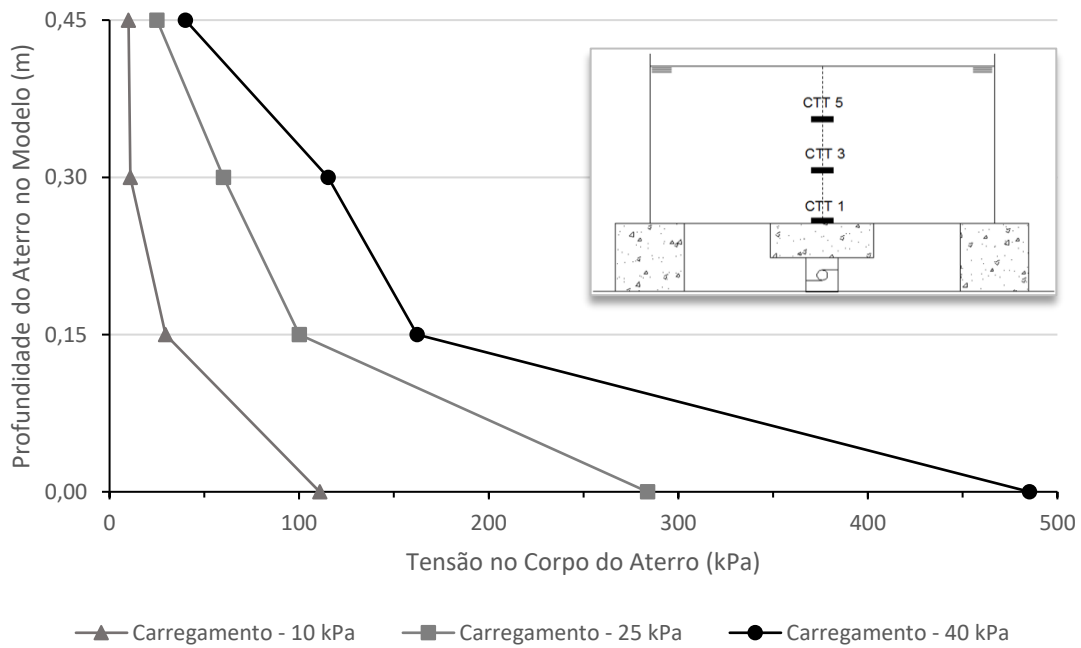


Figura 4.10 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-1.

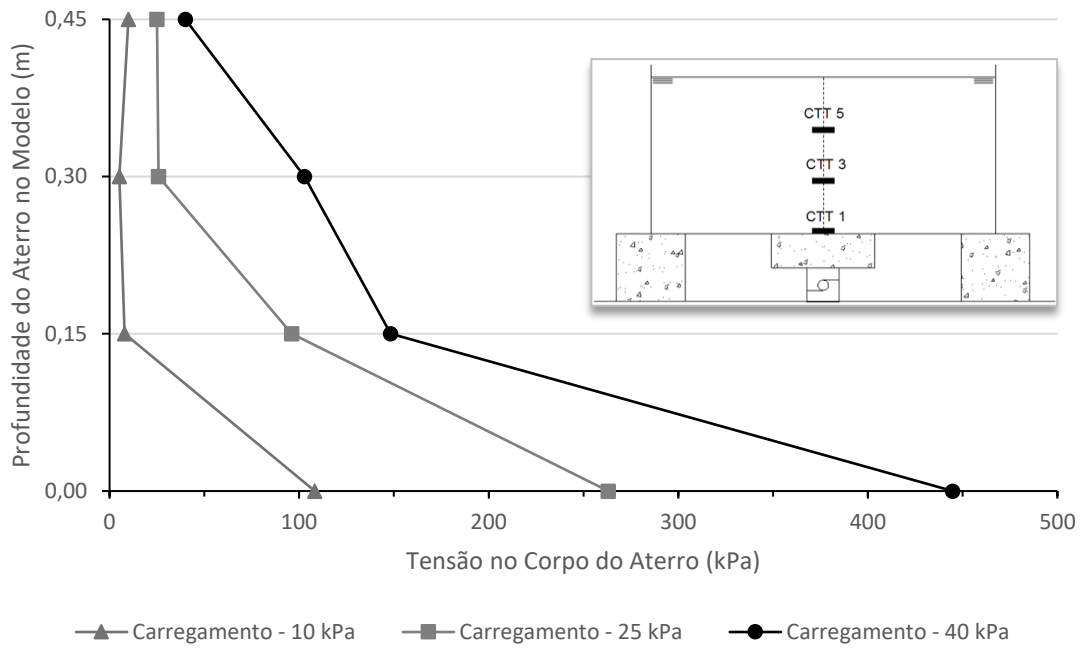


Figura 4.11 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-1 (R).

c) Recalques na superfície do aterro

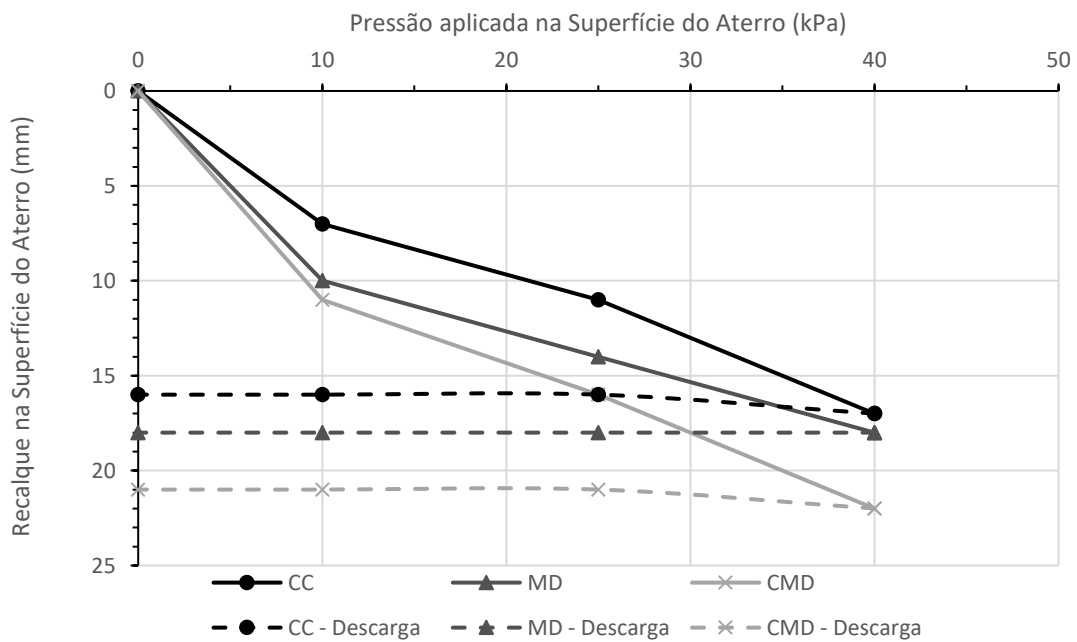


Figura 4.12 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1.

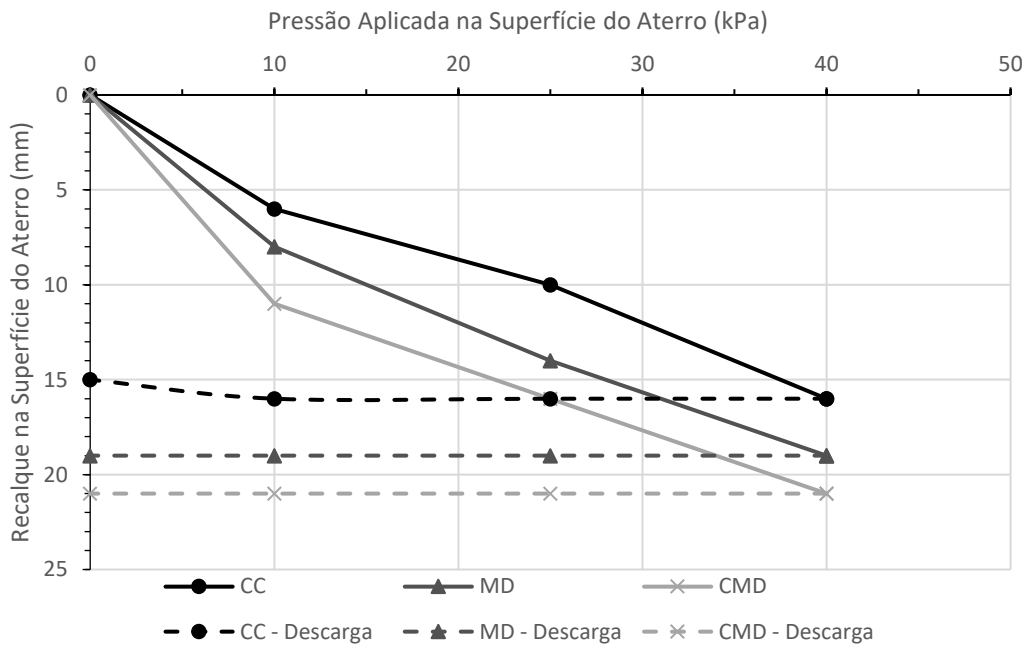


Figura 4.13 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1 (R).

d) Deformações dos reforços geossintéticos

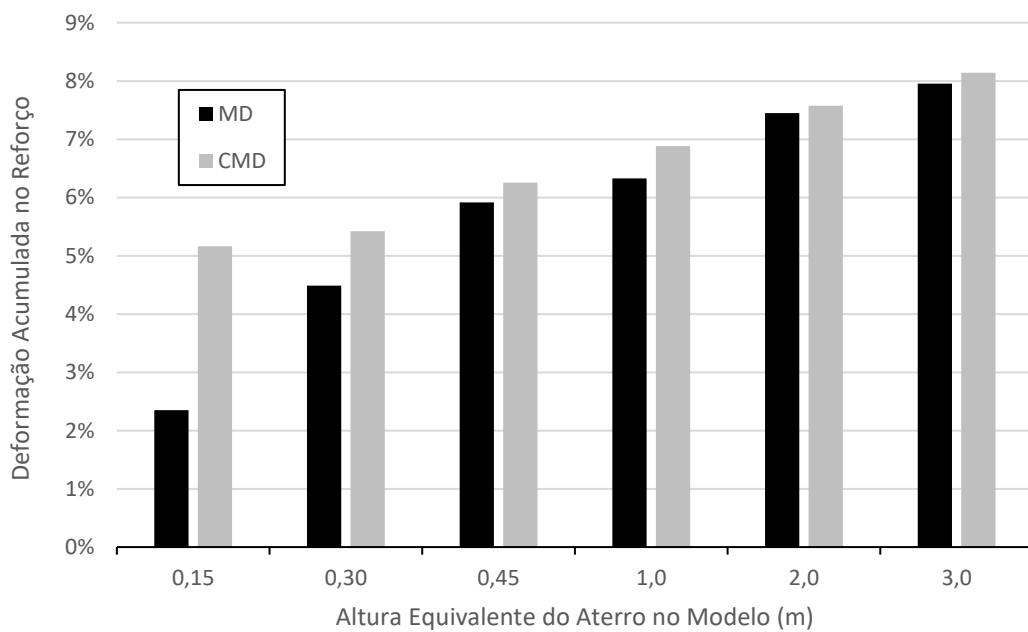


Figura 4.14 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1.

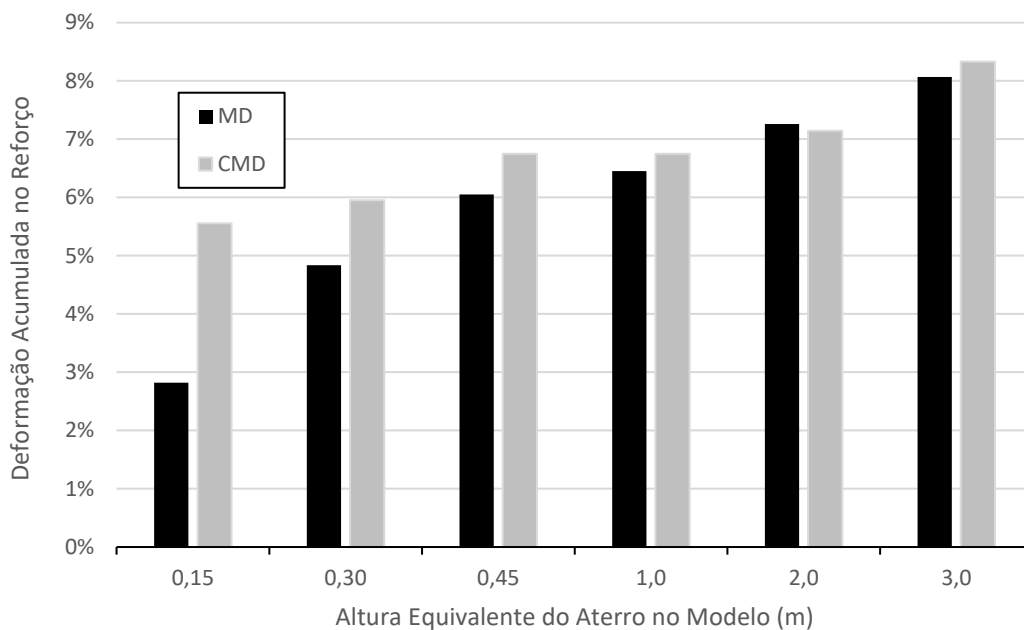


Figura 4.15 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1 (R).

4.2 Resultados dos Ensaios de Aterro Convencional (sem EPS)

A apresentação dos resultados dos ensaios no modelo será dividida em função das variáveis monitoradas durante os ensaios para uma melhor visualização e análise das mesmas.

4.2.1 Carga Transferida ao Capitel Central

As Figura 4.16 a Figura 4.18 apresentam os resultados das cargas transferidas ao capitel central durante o carregamento e descarregamento dos ensaios de aterro convencional (sem EPS) reforçados com geotêxtil não-tecido e microgrelha, respectivamente.

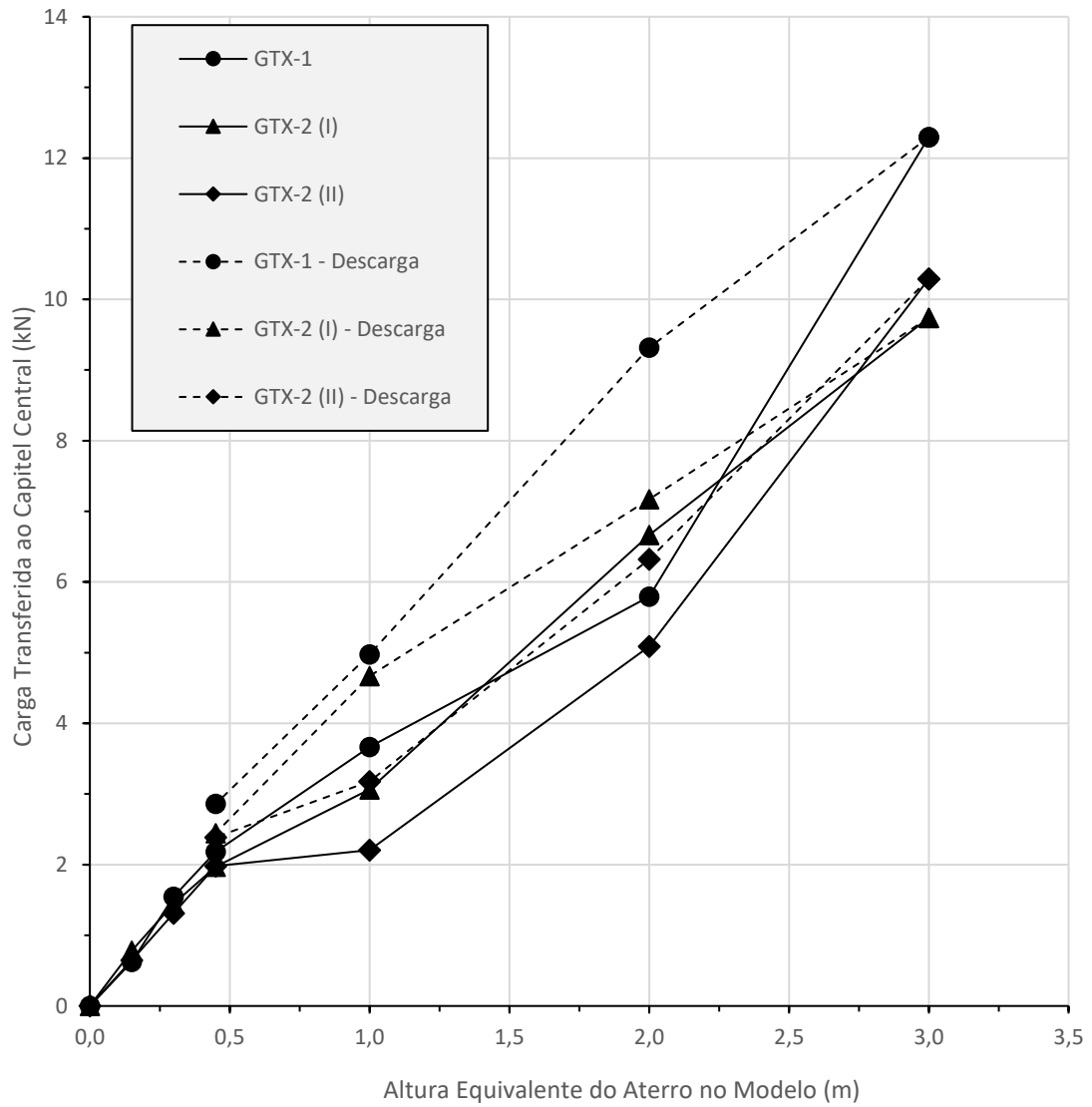


Figura 4.16 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com uma e duas camadas de reforço de geotêxtil não-tecido.

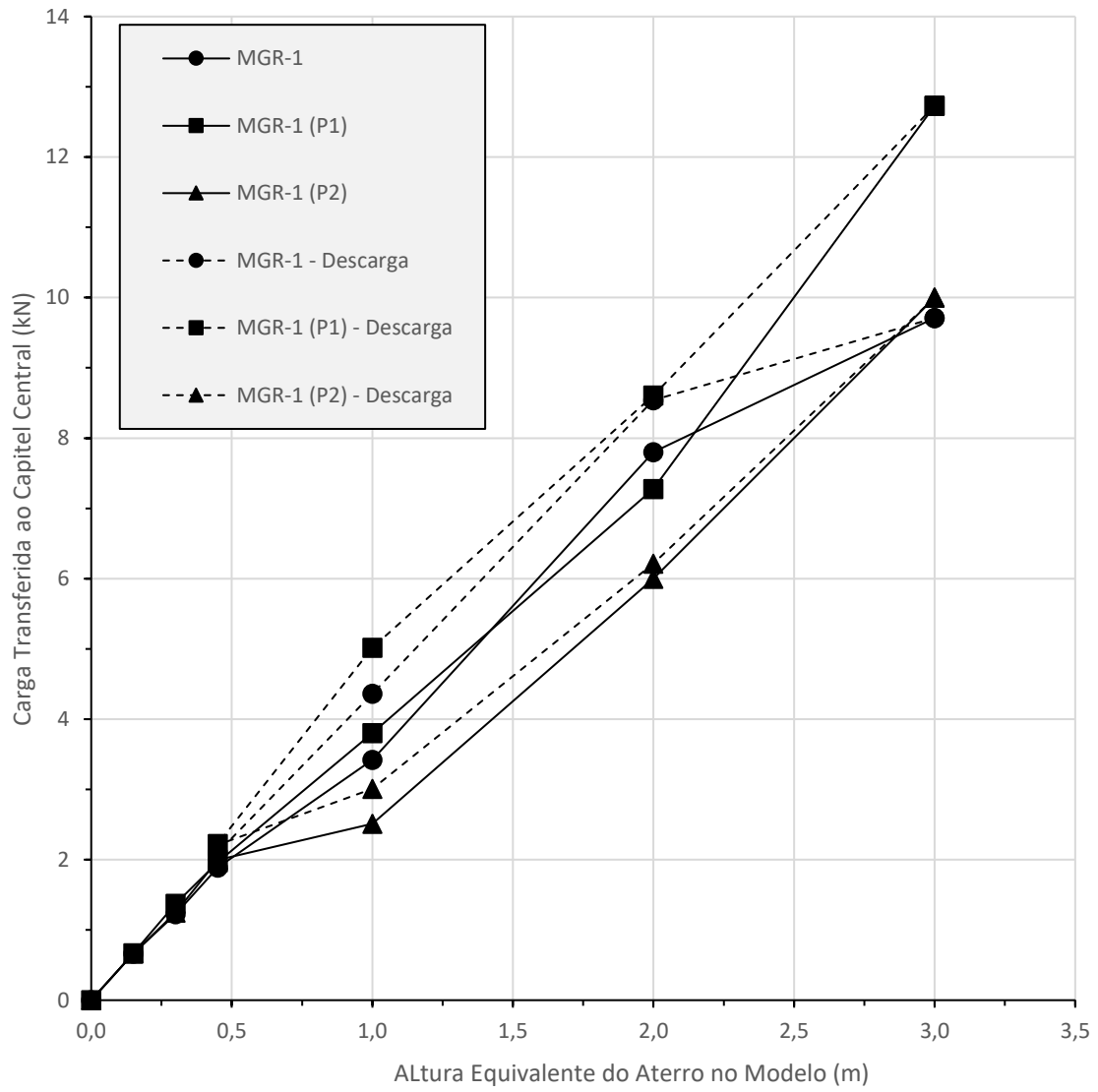


Figura 4.17 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com microgrelha com e sem proteção nos capitéis.

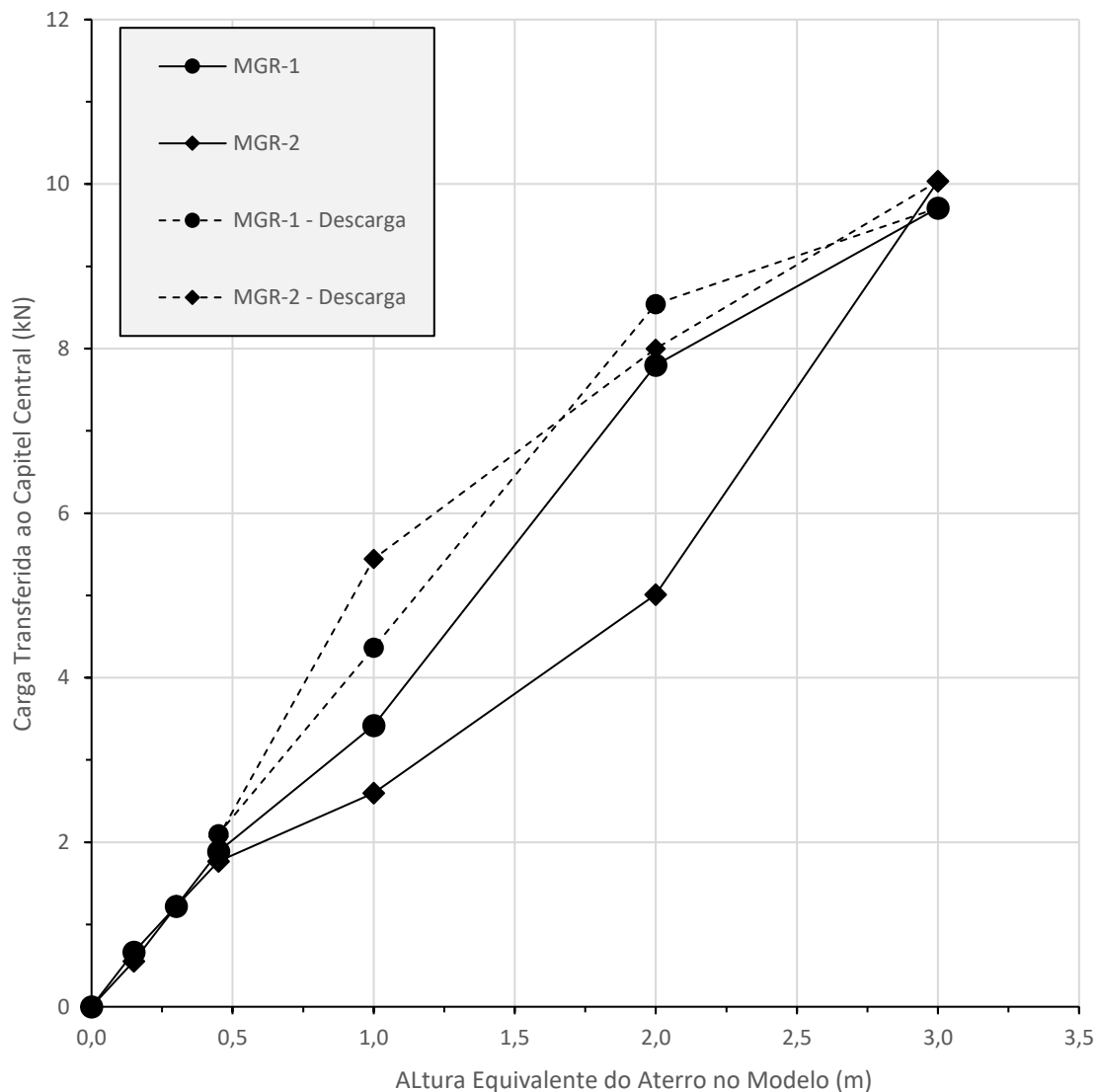


Figura 4.18 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios reforçados com uma e duas camadas de reforço de microgrelha.

Percebe-se, também, que as transferências de carga ao capitel central obedecem a uma tendência em todos os ensaios, variando no último estágio de carregamento entre 8,3 a 12,3 kN. Há apenas três divergências notórias:

- No ensaio MGR–1, há uma queda brusca no acréscimo de carga transferida ao capitel central, se comparado com os ensaios MGR–1 (P1) e MGR–1 (P2) o que pode indicar um dano mecânico elevado ao reforço geossintético, como o mostrado na Figura 3.22c;
- Nos ensaios GTX–2 (I) e GTX–2 (II), as cargas transferidas ao capitel central são similares entre si e inferiores ao ensaio GTX–1, sugerindo que o método de ancoragem da segunda camada não alterou as cargas sobre o

capitel e que a segunda camada de reforço e o solo abaixo da mesma perderam contato, em ambos os ensaios, fazendo com que parte da carga resistida pela segunda camada de reforço fosse transferida para as paredes do equipamento (engastamento). O mesmo ocorre comparando o ensaio MGR-2 com o ensaio MGR-1. Tal mecanismo é improvável que ocorra no campo, já que todo o aterro tenderia a recalcar.

Observa-se, também, que durante o processo de descarregamento inicialmente as cargas no capitel central em todos os estágios são superiores às cargas nos mesmos estágios durante o carregamento. Isso ocorre, possivelmente, devido ao imbricamento dos grãos do material de aterro após o carregamento e devido a uma parcela do efeito membrana se manter após a descarga.

Ao avaliar a Figura 4.19, pode-se dizer que no último estágio de carregamento os ensaios que apresentaram melhores eficiências foram os: GTX-1 (R); MGR-1 (P1); GTX-1; e MGR-1 (P2). Nesses casos, as eficiências foram de 108%, 106%, 102% e 98%, respectivamente. As eficiências dos dois primeiros estágios (0,15; 0,30 m) não são representativas, pois o efeito do arqueamento ainda não foi completamente desenvolvido devido à baixa altura da camada de aterro.

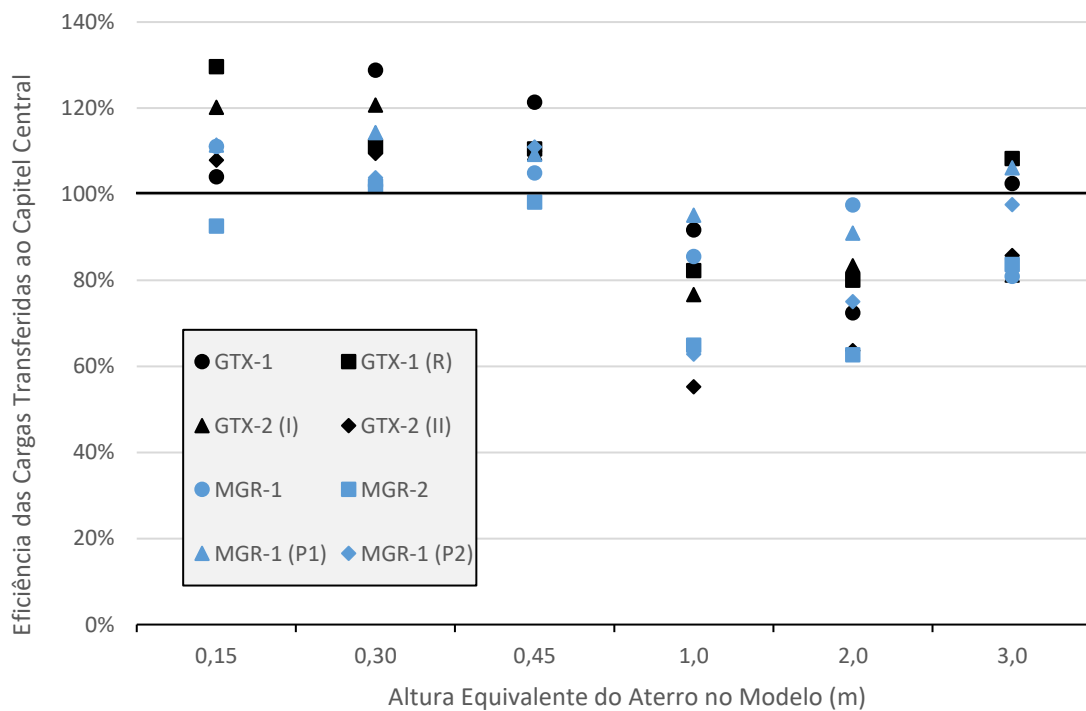


Figura 4.19 – Eficiências das cargas transferidas ao capitel central.

As eficiências dos ensaios GTX-1 (EPS) e MGR-1 (EPS) não aparecem na Figura 4.19 porque há a substituição de parte material de aterro por EPS, dificultando a estimativa da carga que deveria ir para o capitel atuante sobre a sua área de influência. Os resultados de ensaios com blocos de EPS serão apresentados em item adiante.

4.2.2 Recalques na Base do Aterro

As Figura 4.20 a Figura 4.26 apresentam os resultados dos recalques na base do aterro convencional obtidos pelos LVDT's posicionados entre os capitéis, como mostrado na Figura 3.4.

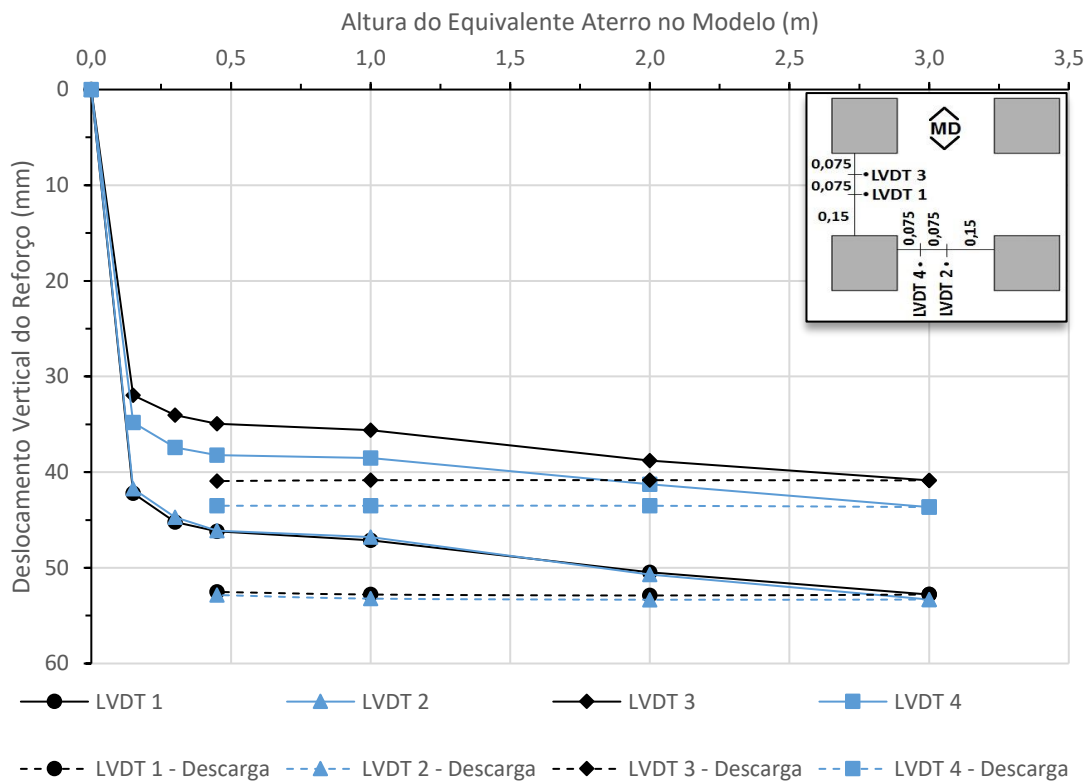


Figura 4.20 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1.

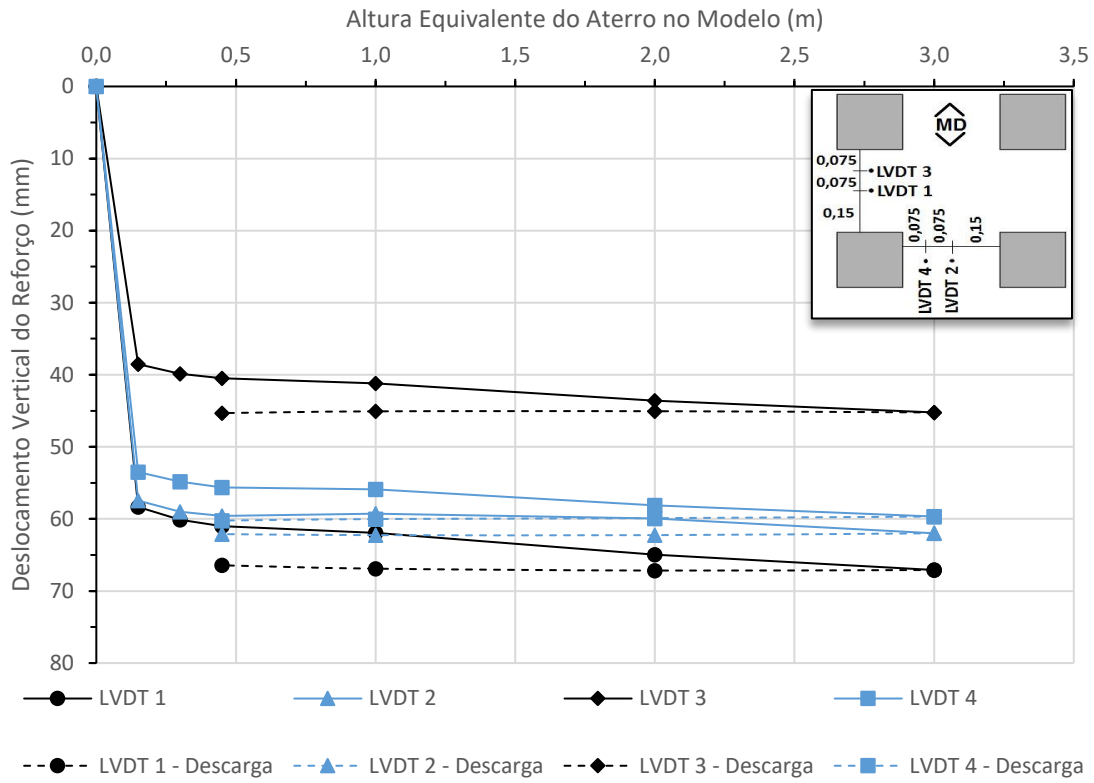


Figura 4.21 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-2 (I).

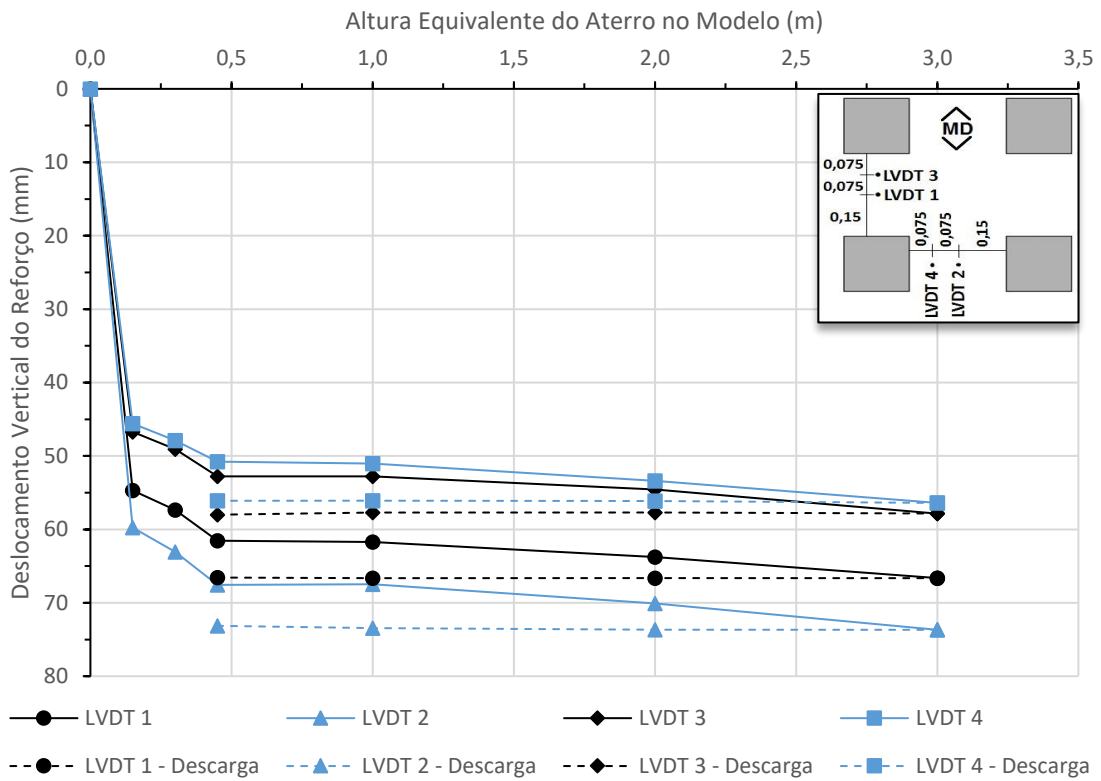


Figura 4.22 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-2 (II).

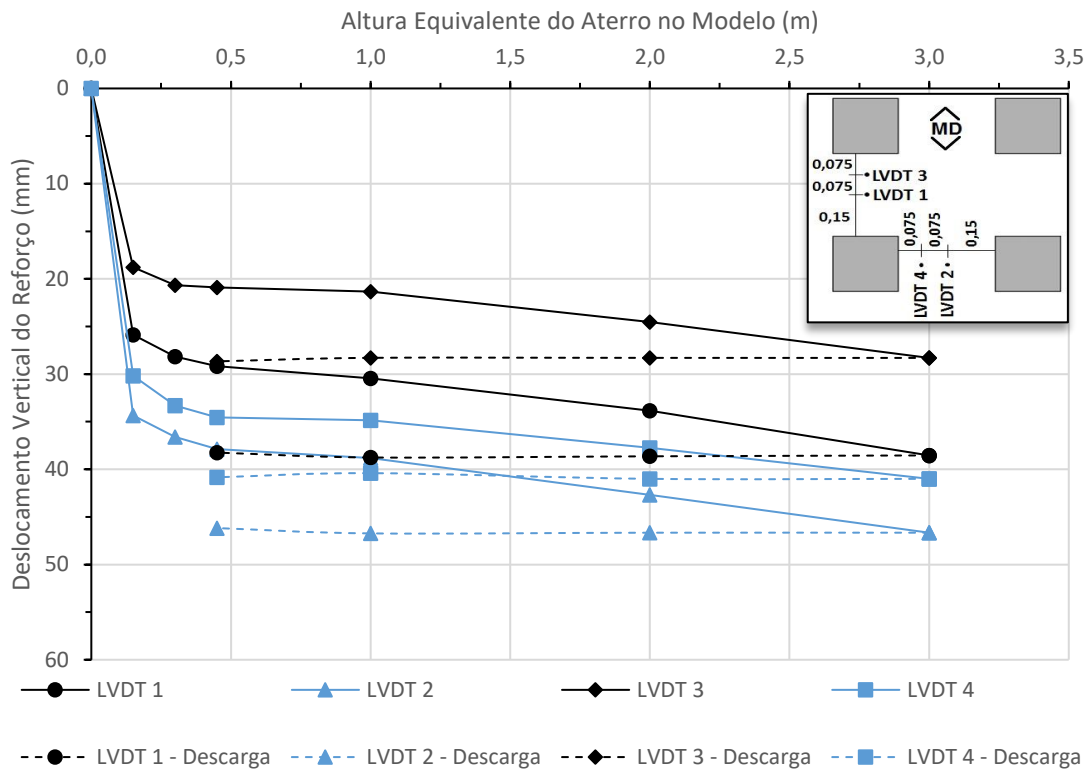


Figura 4.23 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1.

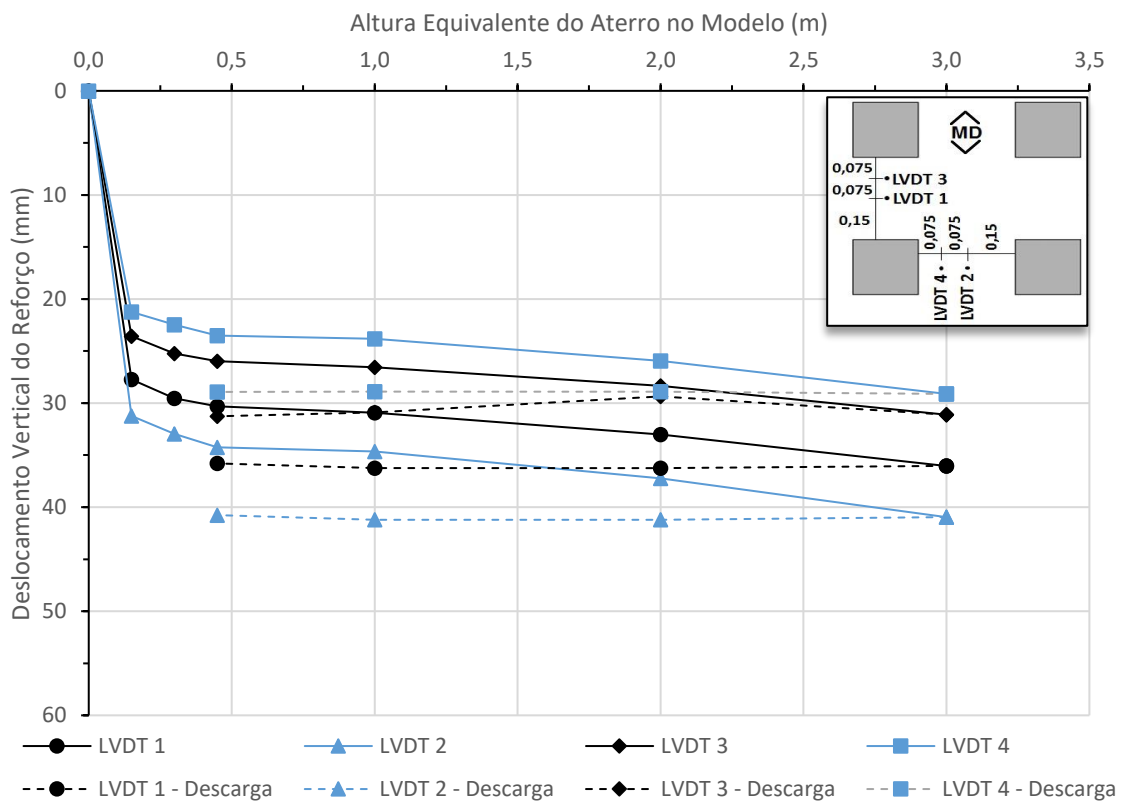


Figura 4.24 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-2.

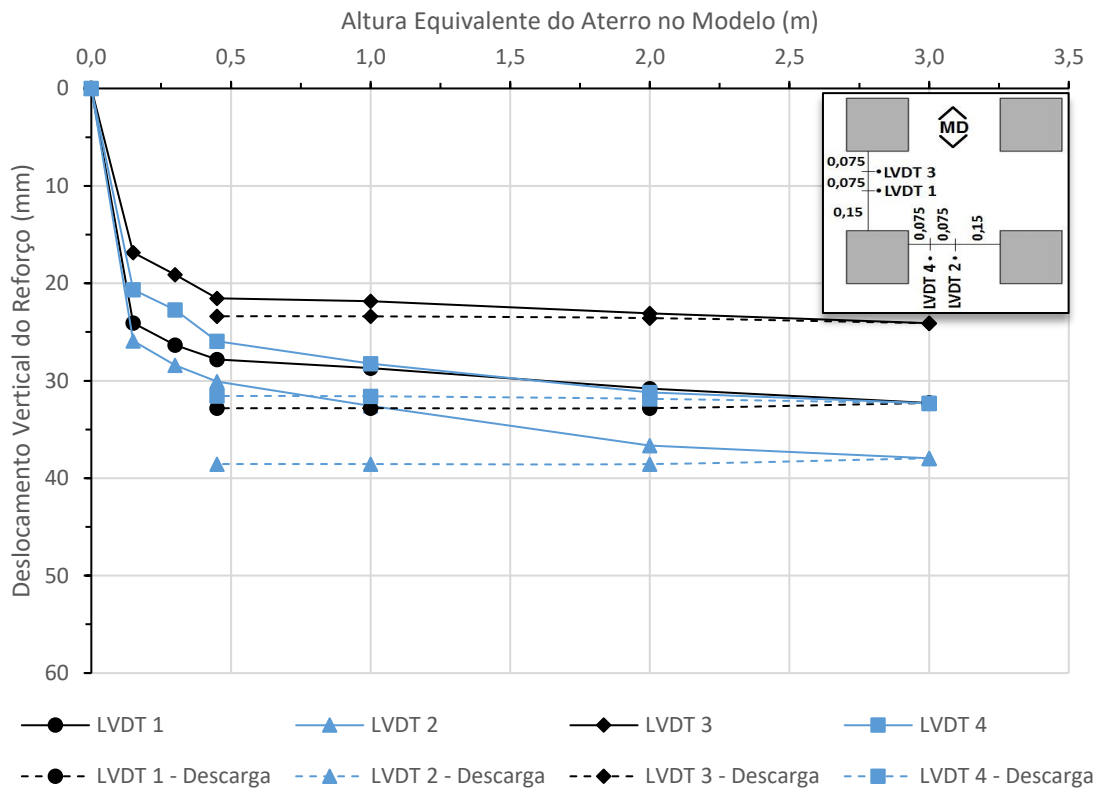


Figura 4.25 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1 (P1).

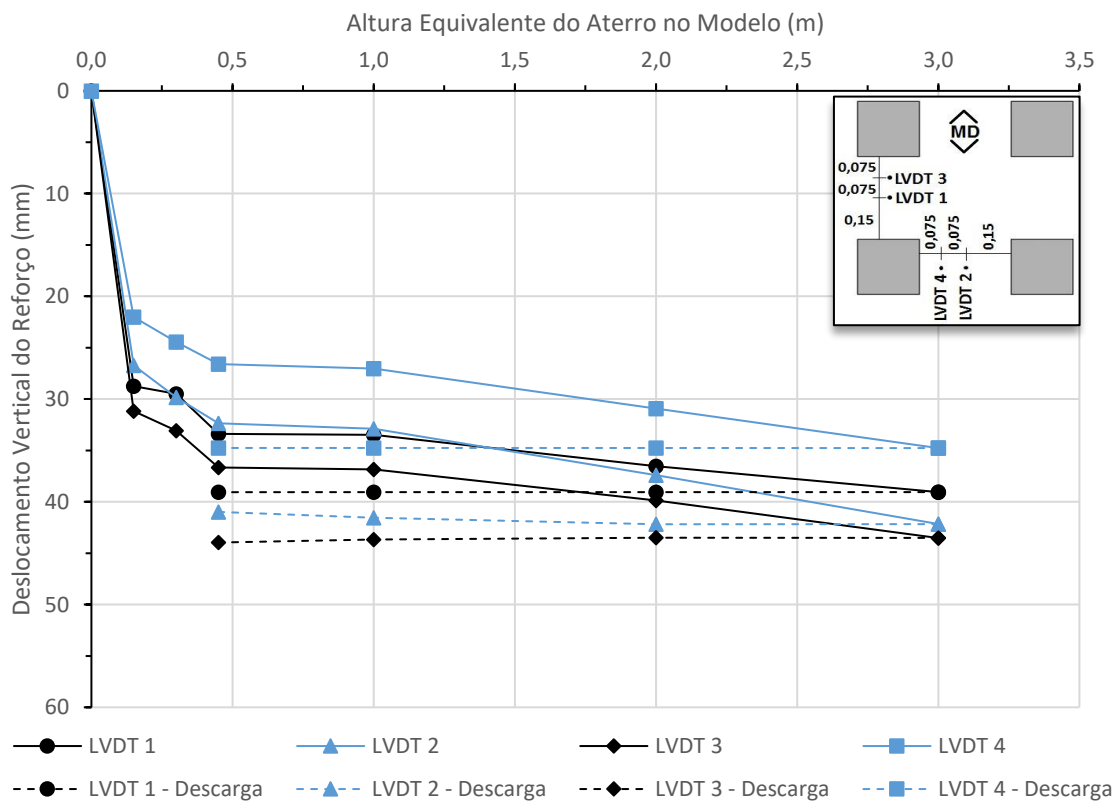


Figura 4.26 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1 (P2).

Inicialmente, observa-se que os resultados apresentam uma sequência lógica esperada, ou seja, a utilização do reforço mais rígido (microgrealha) proporciona menores recalques na base do aterro.

Pode-se, também, destacar que as divergências observadas nos resultados de transferência de carga ao capitel central podem ser percebidas também no caso dos recalques na base do aterro:

- Os recalques dos ensaios GTX-2 (I) e GTX-2 (II) são similares e superiores aos do ensaio GTX-1, reforçando a hipótese de o método de ancoragem da segunda camada não impediu que o solo abaixo da segunda camada de reforço perdesse contato com a mesma;
- Comparando os ensaios com duas camadas de reforço (GTX-2 (I); GTX-2 (II); e MGR-2) com os de somente uma camada (GTX-1; e MGR-1), percebe-se que o acréscimo da segunda camada de reforço não apresentou reduções significativas dos recalques na base do aterro.

Analisando a Figura 4.26, nota-se que pode ter ocorrido alguma movimentação dos transdutores de deslocamento durante o ensaio MGR-1 (P2), tendo em vista que, o LVDT 3 apresentou recalques maiores que o LVDT 1, o que não deveria ocorrer, pois o LVDT 1 está localizado no ponto onde se espera o recalque máximo.

Vale ressaltar, ainda, que em nenhum dos ensaios houve diminuição do deslocamento vertical durante o processo de descarga, isto é, nenhuma deformação no reforço geossintético foi recuperada após o descarregamento. Isso corrobora com a hipótese do imbricamento do solo de aterro, deixando-o em um estado de compressão após o carregamento.

4.2.3 Tensões Totais Verticais no Interior do Aterro

Os resultados obtidos pelas CTT's localizadas no interior do corpo do aterro estão apresentados nas Figura 4.27 a Figura 4.40, a seguir:

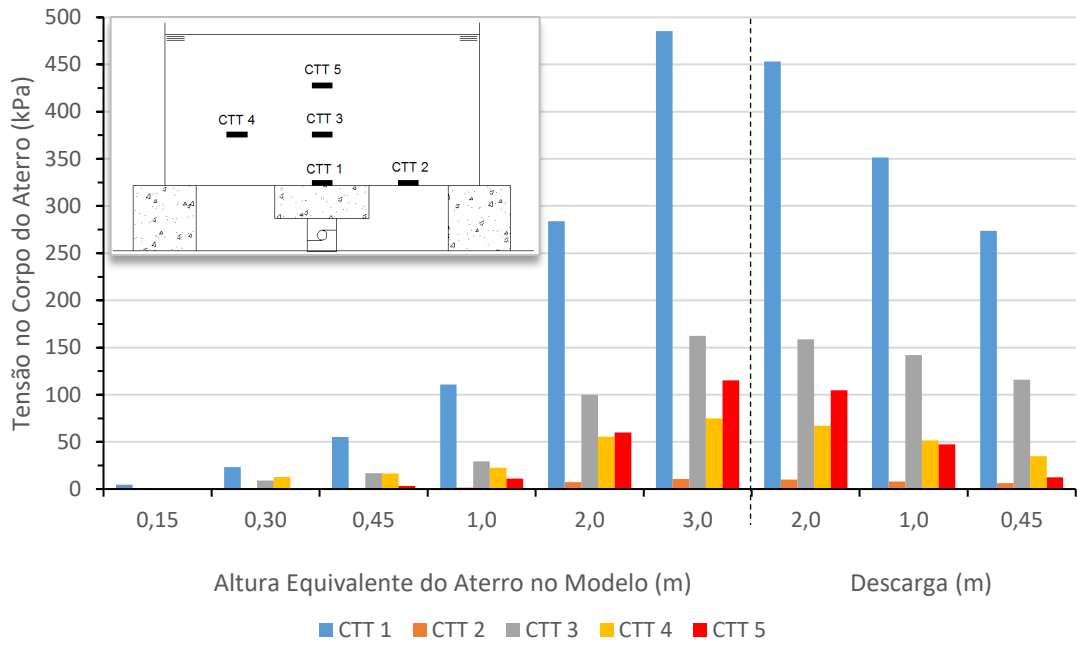


Figura 4.27 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1.

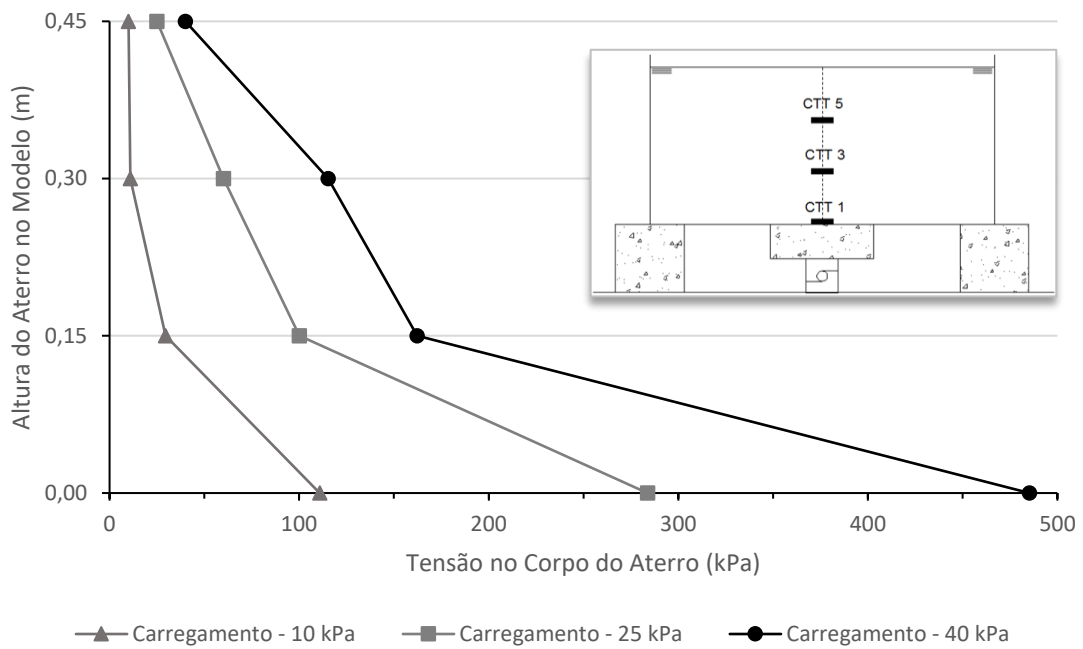


Figura 4.28 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-1.

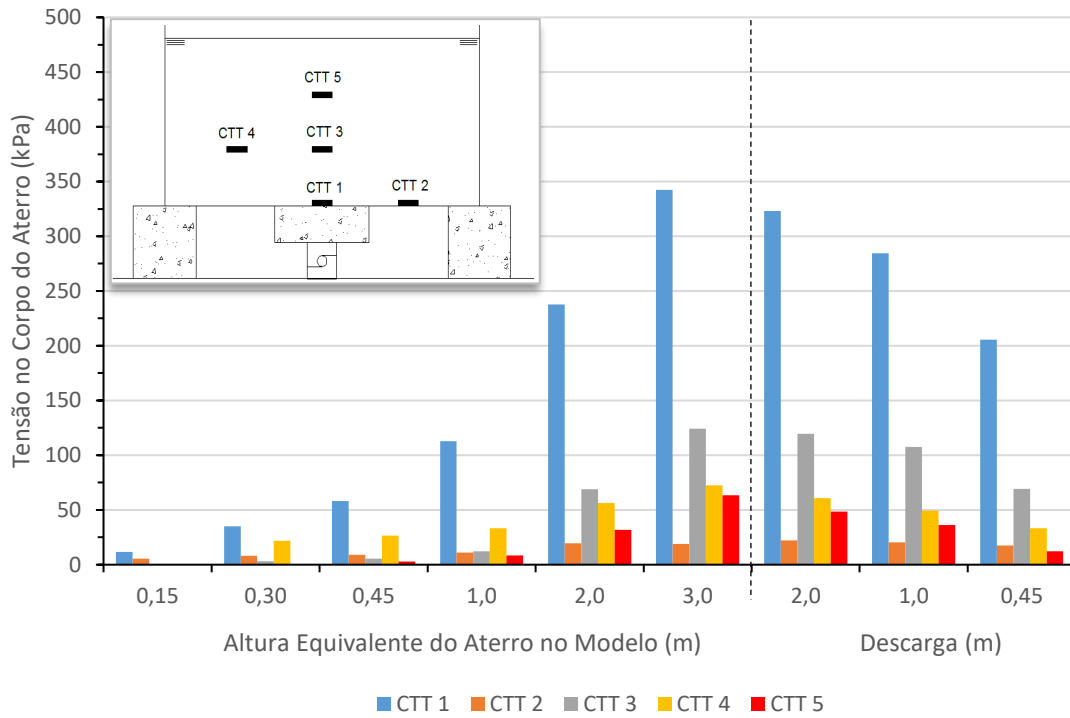


Figura 4.29 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-2 (I).

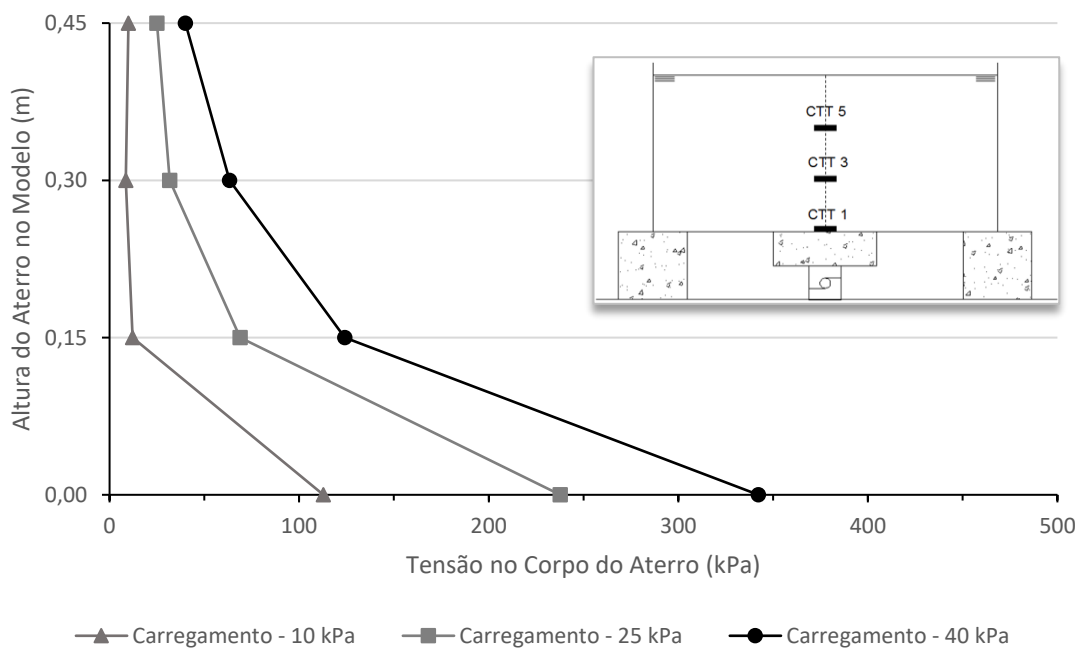


Figura 4.30 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-2 (I).

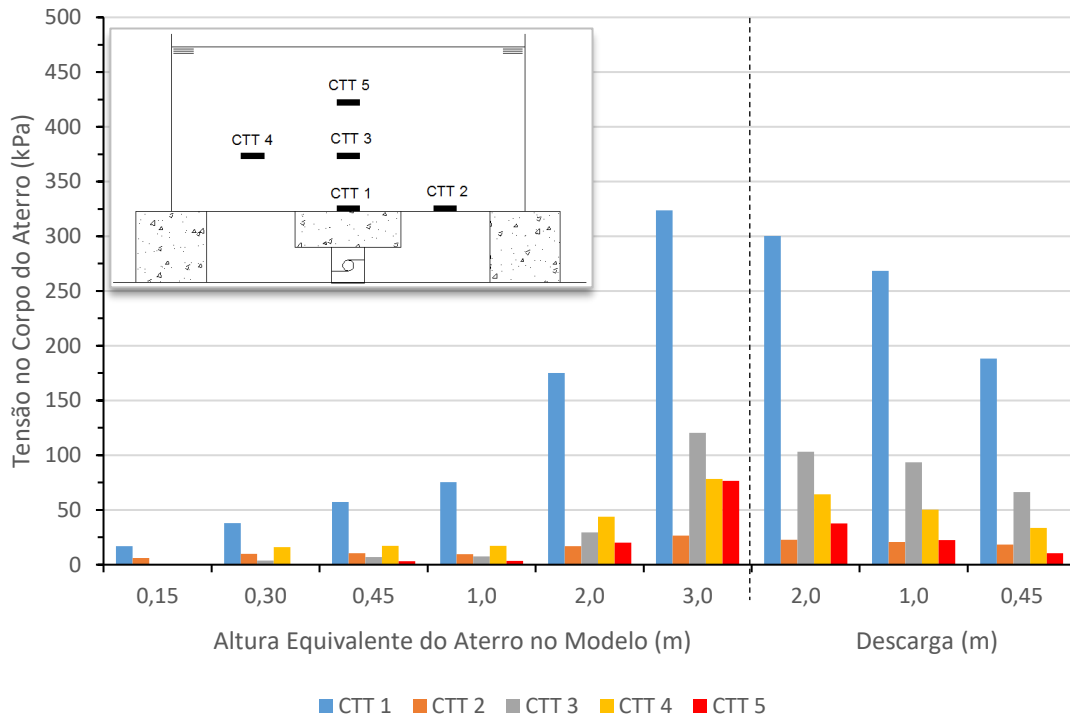


Figura 4.31 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-2 (II).

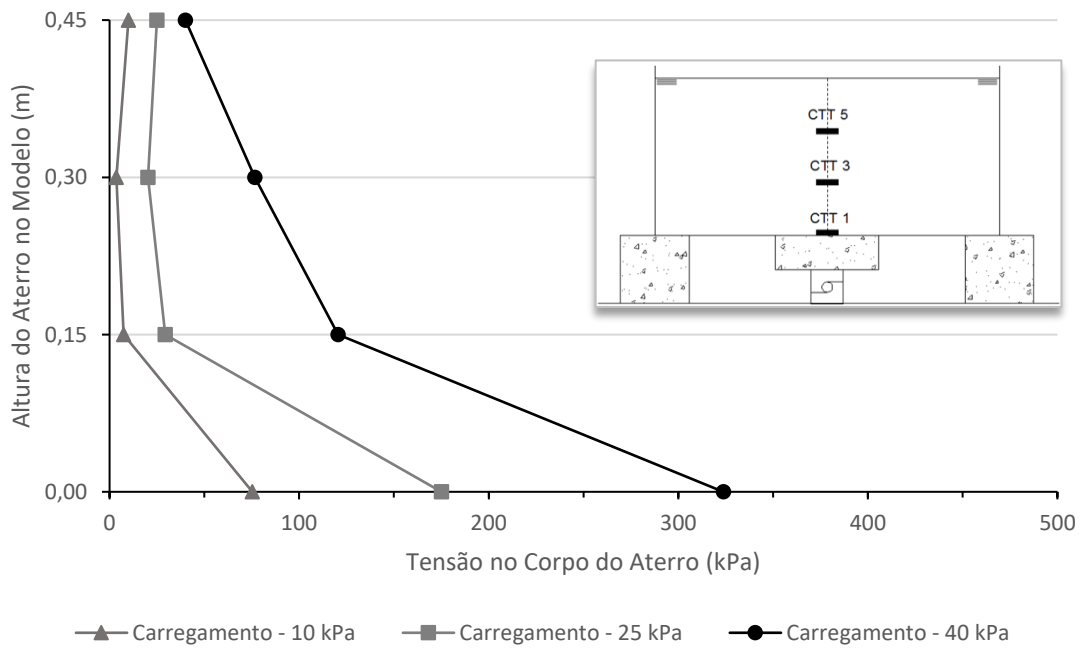


Figura 4.32 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio GTX-2 (II).

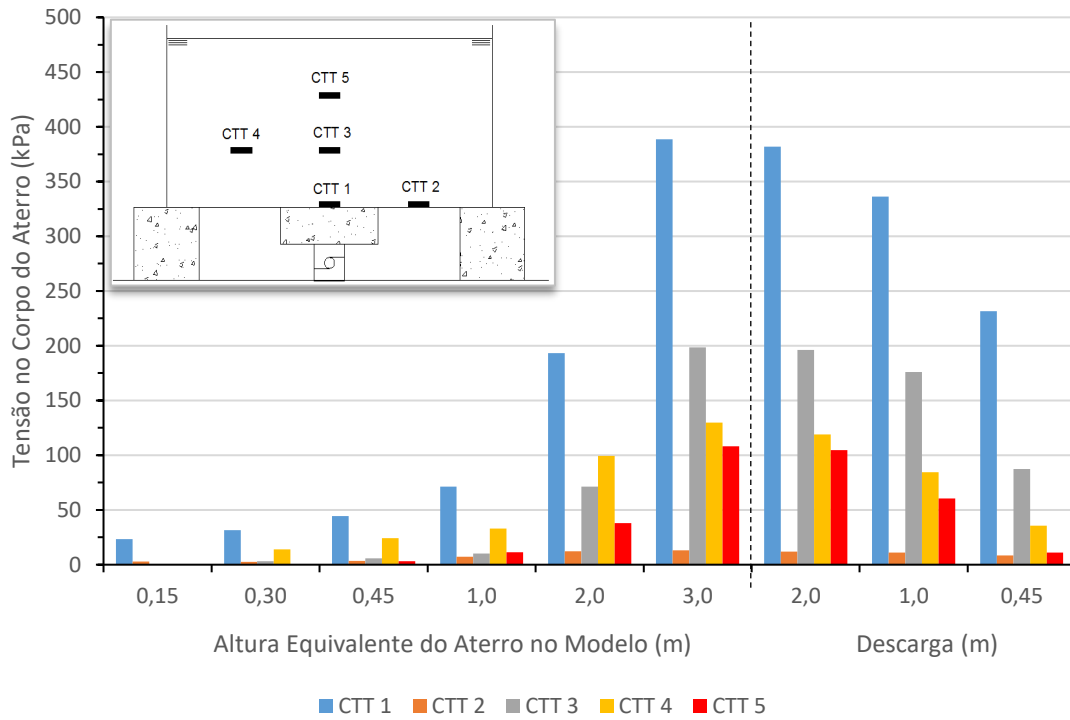


Figura 4.33 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-1.

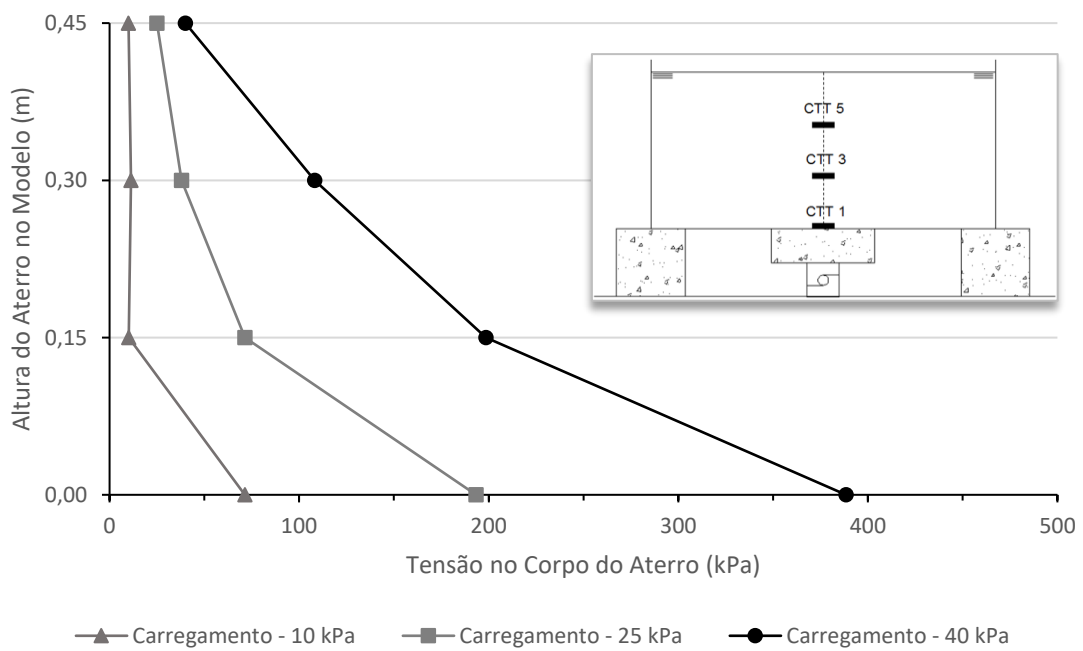


Figura 4.34 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR-1.

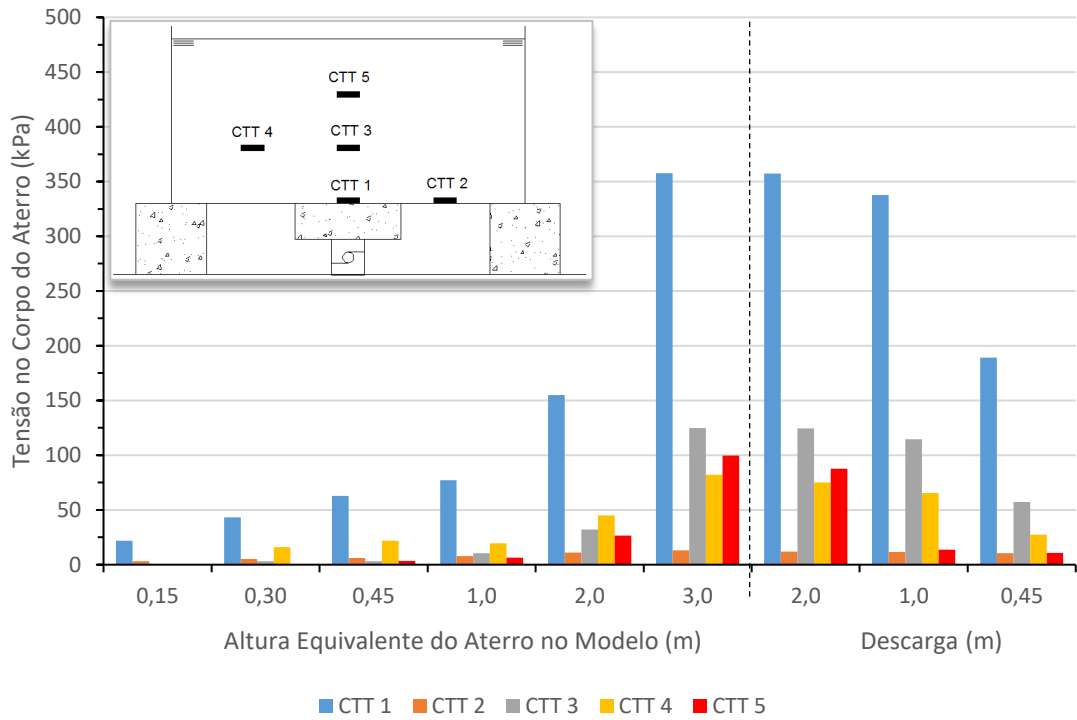


Figura 4.35 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-2.

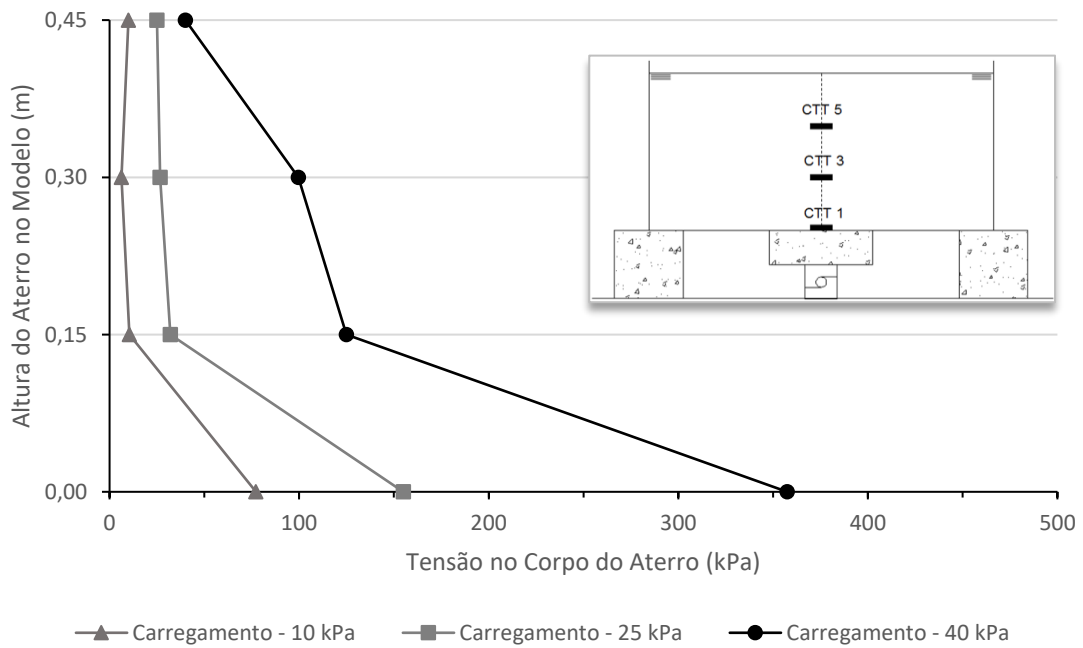


Figura 4.36 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR-2.

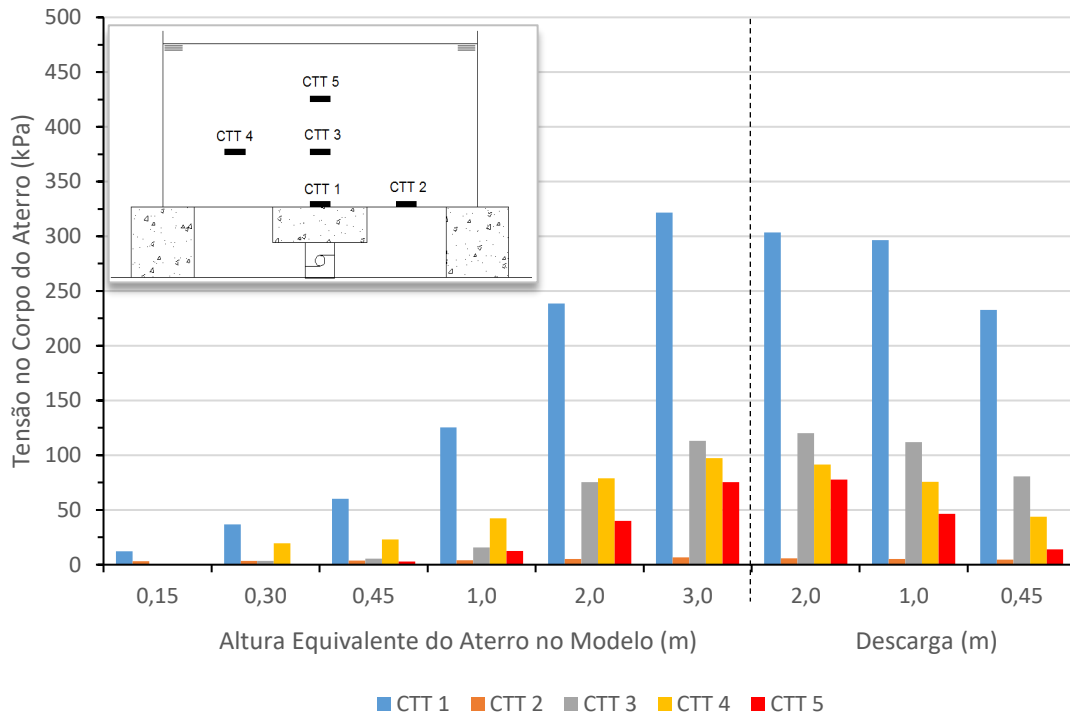


Figura 4.37 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-1 (P1).

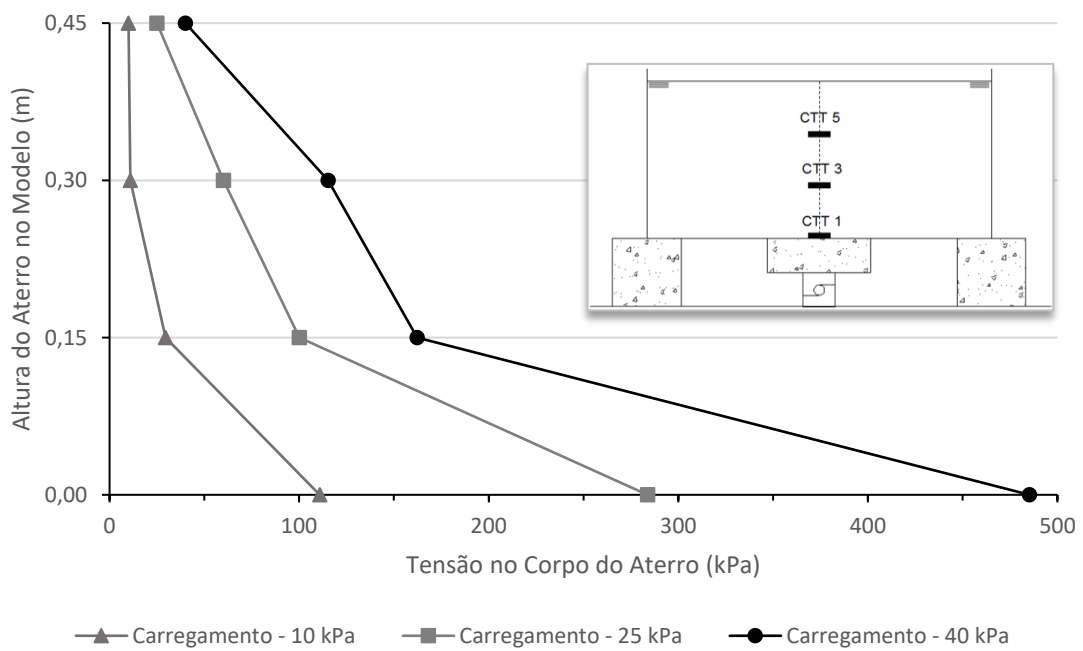


Figura 4.38 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR-1 (P1).

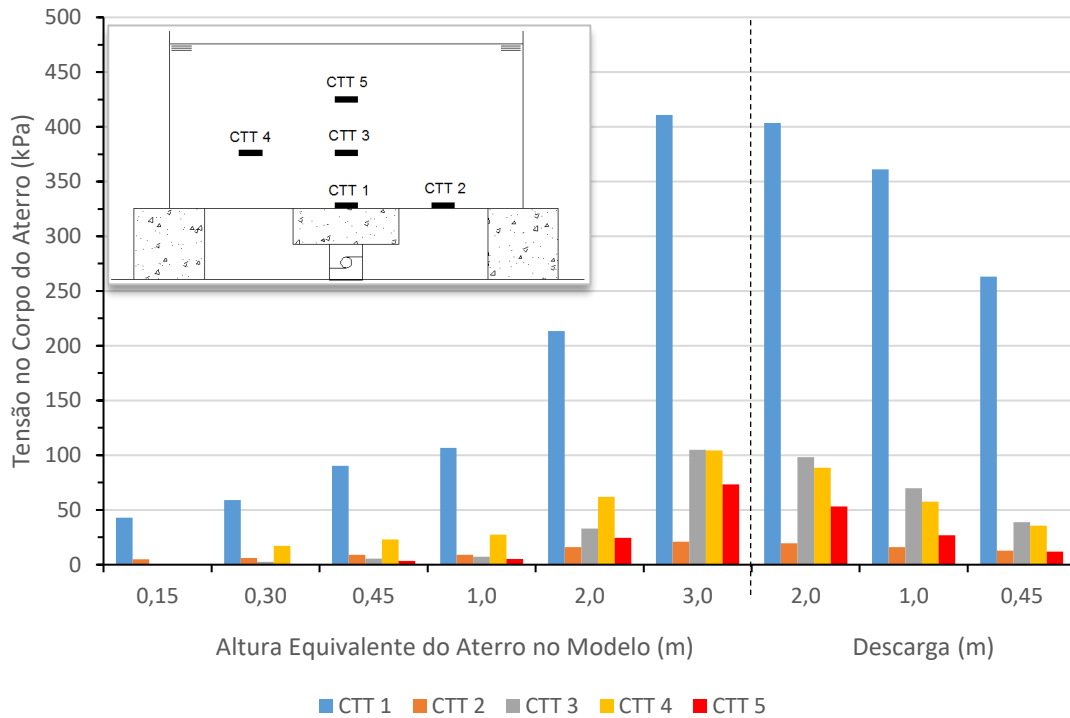


Figura 4.39 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-1 (P2).

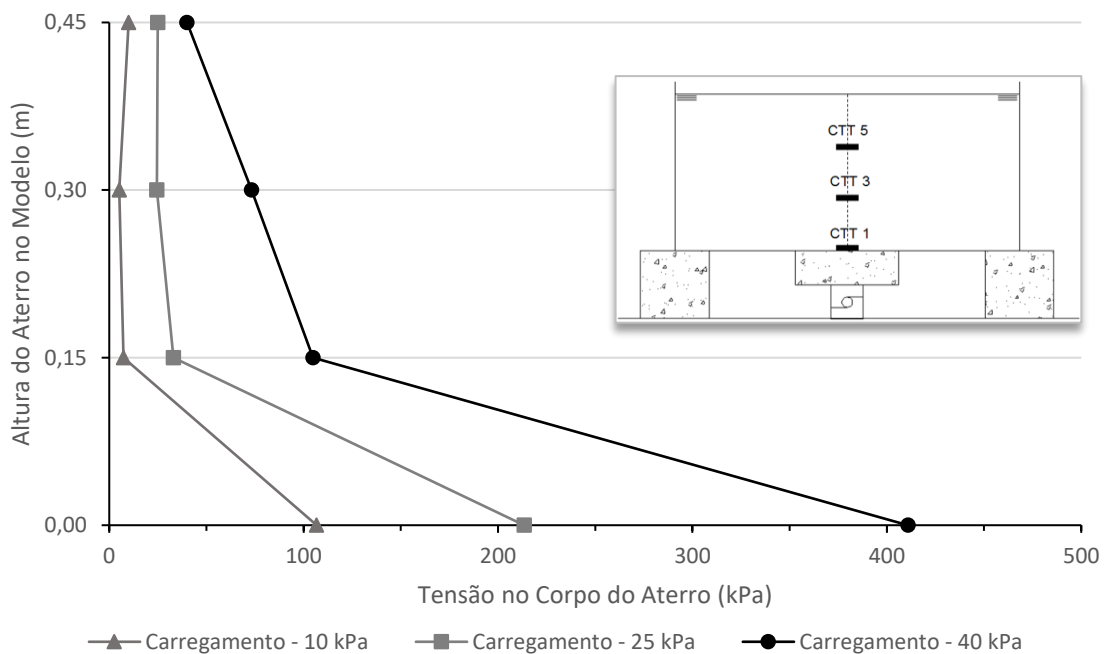


Figura 4.40 – Distribuição de tensões no perfil central do aterro: ensaio MGR-1 (P2).

Apesar que as células de tensões totais podem não ter fornecido resultados muito precisos em todos os ensaios, tendo em vista que pode ter havido alguma movimentação das mesmas no interior do aterro durante o carregamento, observa-se que os ensaios com

o mesmo tipo de reforço possuem resultados satisfatoriamente similares para todas as CTT's. Além disso, as distribuições de tensões pelo corpo do aterro obedeceram ao comportamento lógico esperado em todos os ensaios, tais como:

- As CTT's 1 apresentaram os maiores acréscimos de tensão, já que são as células logo acima o capitel central, recebendo as cargas resultantes do arqueamento do solo, com tensões variando entre 250,22 kPa (MGR-1(EPS)) e 485,31 kPa (MGR-1) no último estágio de carga;
- Como esperado, as tensões nas CTT's 2 foram significativamente inferiores às nas CTT's 4, apesar de estarem em uma cota mais profunda, e se mantiveram quase constantes a partir de 0,30 m de altura do aterro, implicando que o arqueamento se desenvolveu completamente neste estágio;
- As CTT's 3 mostram aumentos de tensões, em cada estágio de carregamento, mais expressivos do que as CTT's 4, mesmo ambas estando na mesma cota do aterro. Isto também evidencia o efeito do arqueamento, já que as CTT's 4 foram localizadas logo acima do arco de transferência de carga, ou seja, as cargas verticais acima das CTT's 4 tendem a mudar de orientação em direção aos capitéis, diminuindo as tensões verticais naquele ponto;
- Percebe-se que as tensões verticais no interior do aterro durante os estágios de descarga permanecem mais elevadas em comparação aos mesmos estágios durante o carregamento. Isso pode ser resultado do efeito compressão ocorrido na fase de carregamento, associado ao imbricamento do material de aterro, impedindo que haja um relaxamento do solo durante o descarregamento. Além da possibilidade de histerese das células de tensão total.

4.2.4 Recalques na Superfície do Aterro

Os recalques superficiais foram medidos por meio de 03 (três) medidores hidráulicos de recalques (um posicionado acima do capitel central (CC) e dois nas direções MD e CMD), que permitem a obtenção dos recalques na superfície do aterro em todos os estágios de aplicação de pressão. As Figura 4.41 a Figura 4.47 apresentam os resultados obtidos.

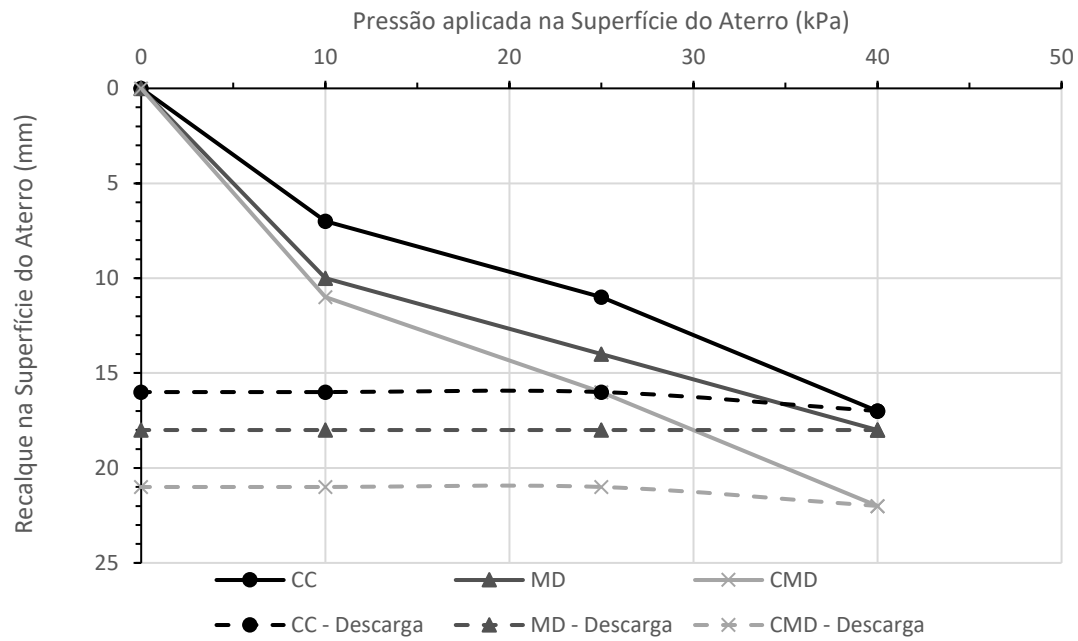


Figura 4.41 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1.

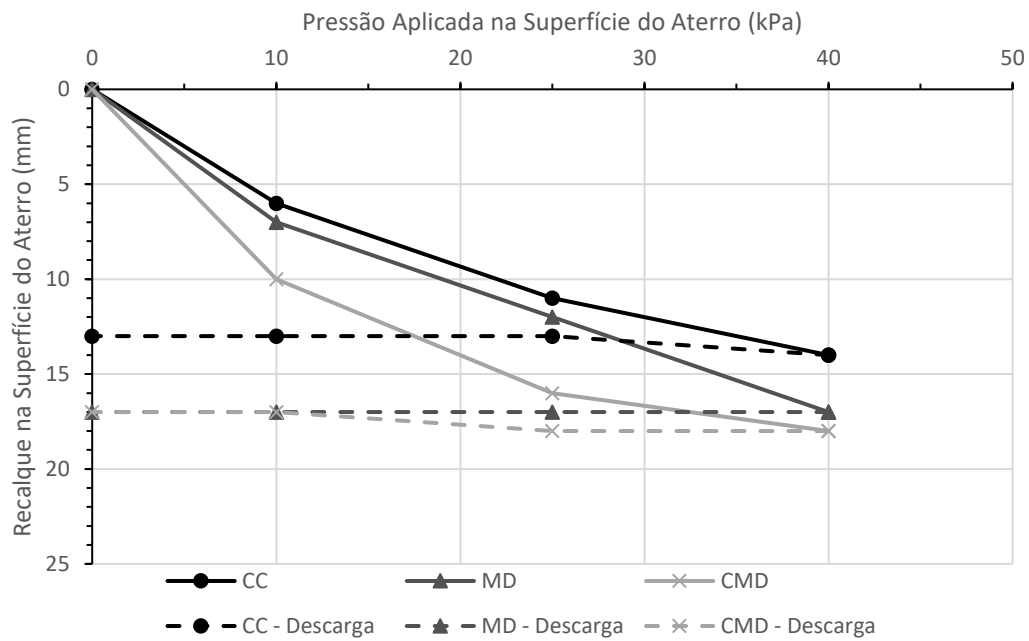


Figura 4.42 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-2 (I).

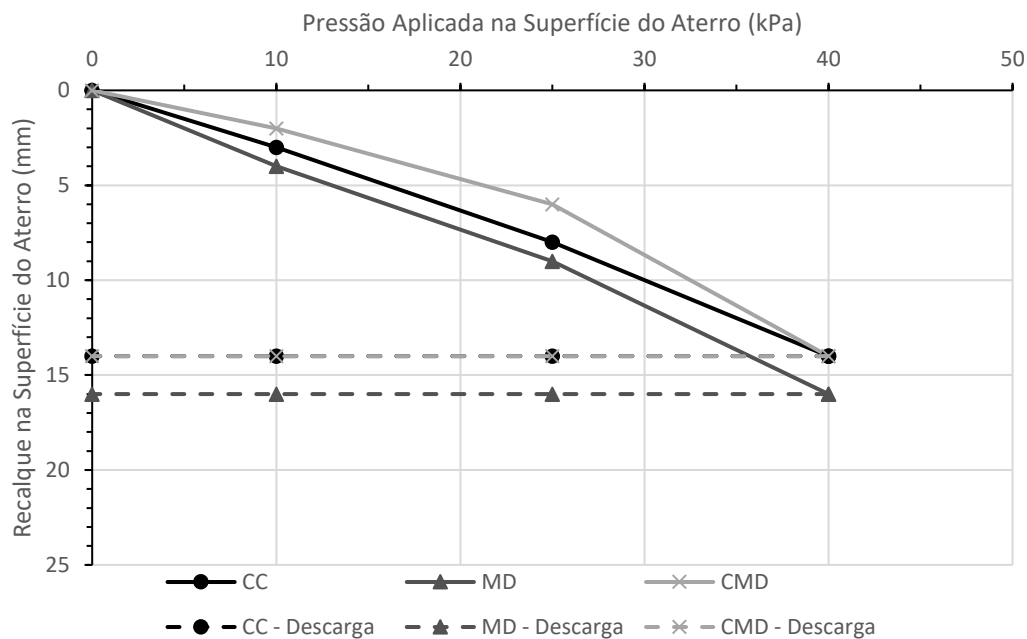


Figura 4.43 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-2 (II).

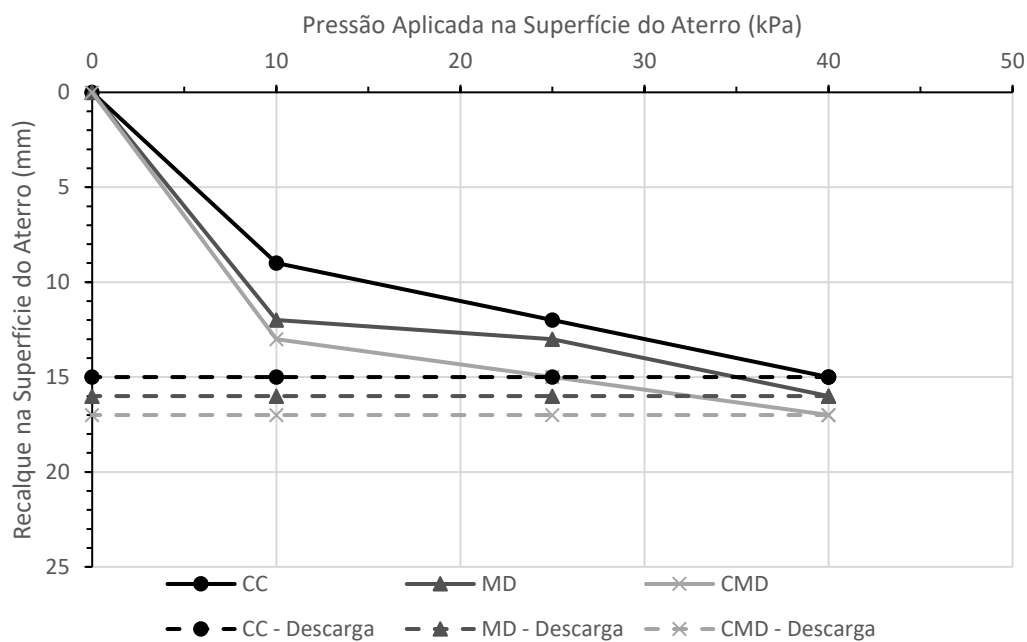


Figura 4.44 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-1.

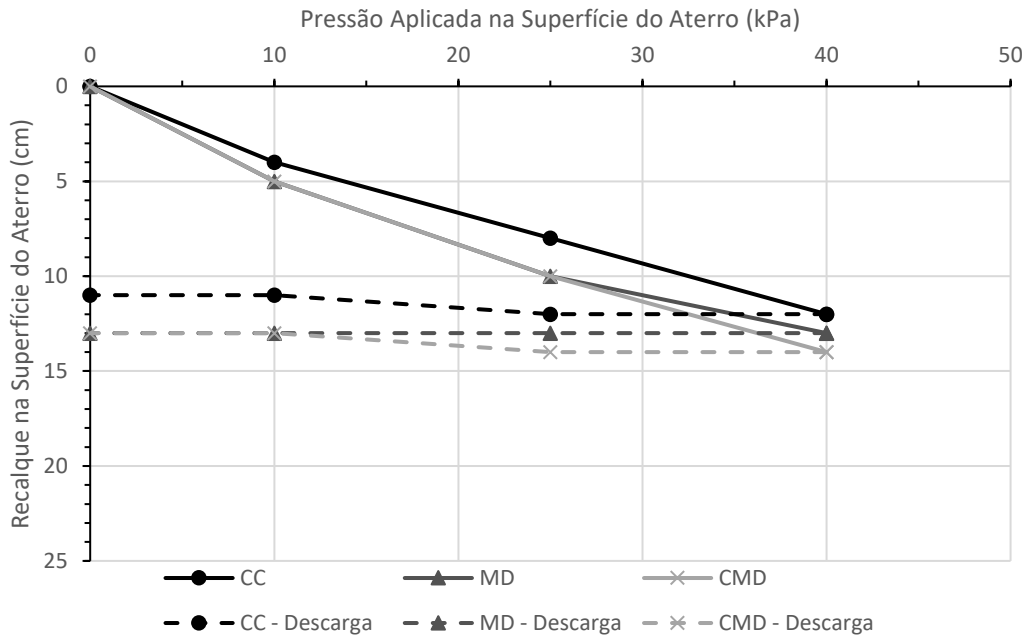


Figura 4.45 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-2.

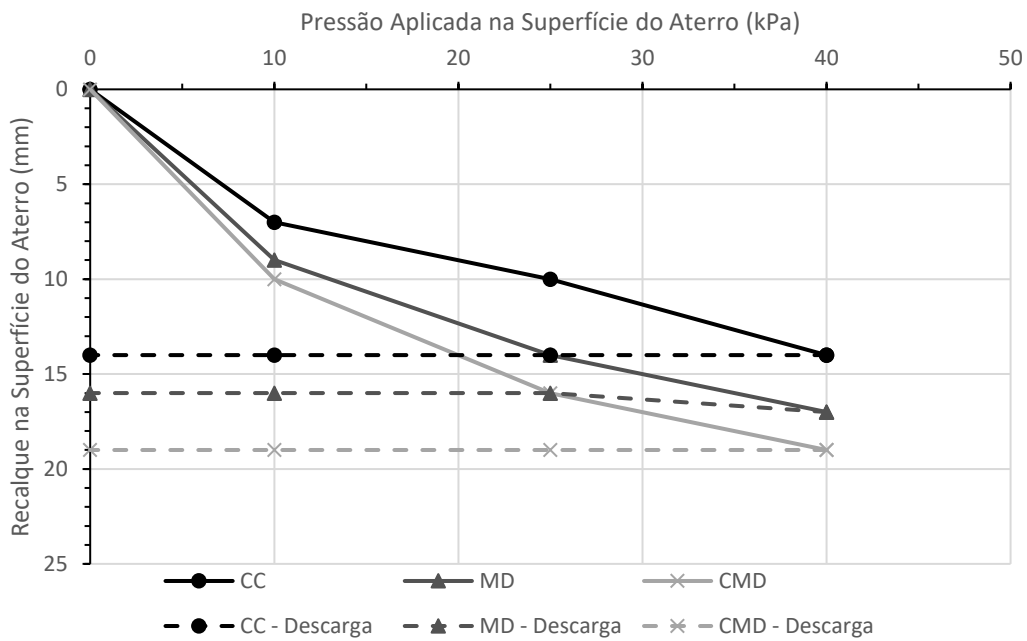


Figura 4.46 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-1 (P1).

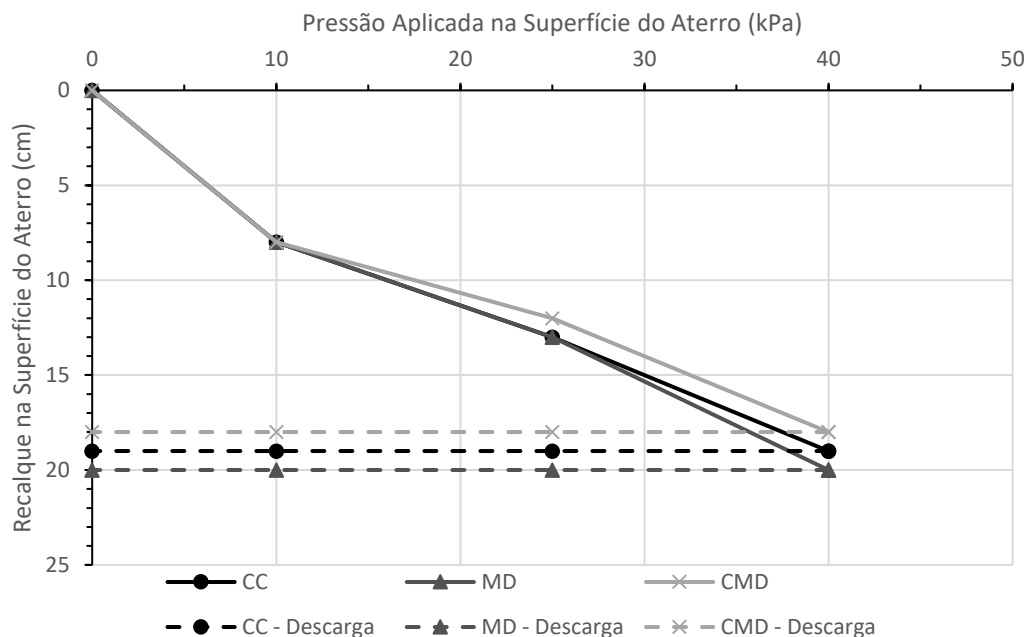


Figura 4.47 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-1 (P2).

Notou-se que em todos os ensaios realizados a maior diferença de recalques entre os medidores hidráulicos de recalque foi de 5 mm. Entende-se, então, que a superfície do aterro recalcou de maneira bem uniforme, sendo este um comportamento esperado, já que as pressões foram aplicadas de forma monotônicas e o efeito do arqueamento distribui as tensões que gerariam recalques nos vãos entre capitéis para o topo dos mesmos.

Vale ressaltar que não foi possível perceber uma diferença significativa, em termos de recalques superficiais, com a utilização de reforços com maior rigidez à tração, ou seja, os ensaios com reforços mais extensíveis (geotêxtil não-tecido) não apresentaram recalques superficiais mais expressivos. Isto indica que os recalques superficiais foram significativamente devidos à compressão do solo de aterro e não devido aos recalques entre capitéis.

4.2.5 Deformações dos Reforços Geossintéticos

A deformação média no reforço geossintético foi obtida por meio da medição de seu alongamento no vão entre capitéis durante o carregamento (Figura 4.48). Em ensaios com duas camadas de reforço, somente a camada inferior pôde ter seu alongamento medido. As Figura 4.49 a Figura 4.76 exibem os resultados de deformações obtidas em cada ensaio nas direções MD e CMD.

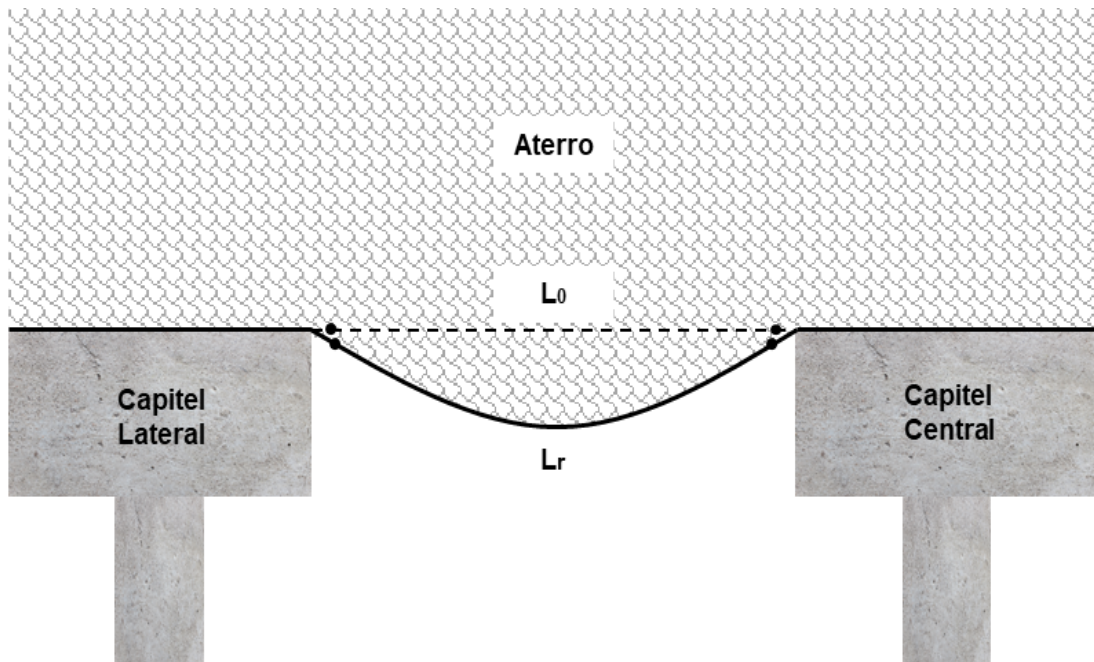


Figura 4.48 – Deformação do reforço geossintético entre capitéis (sem escala).

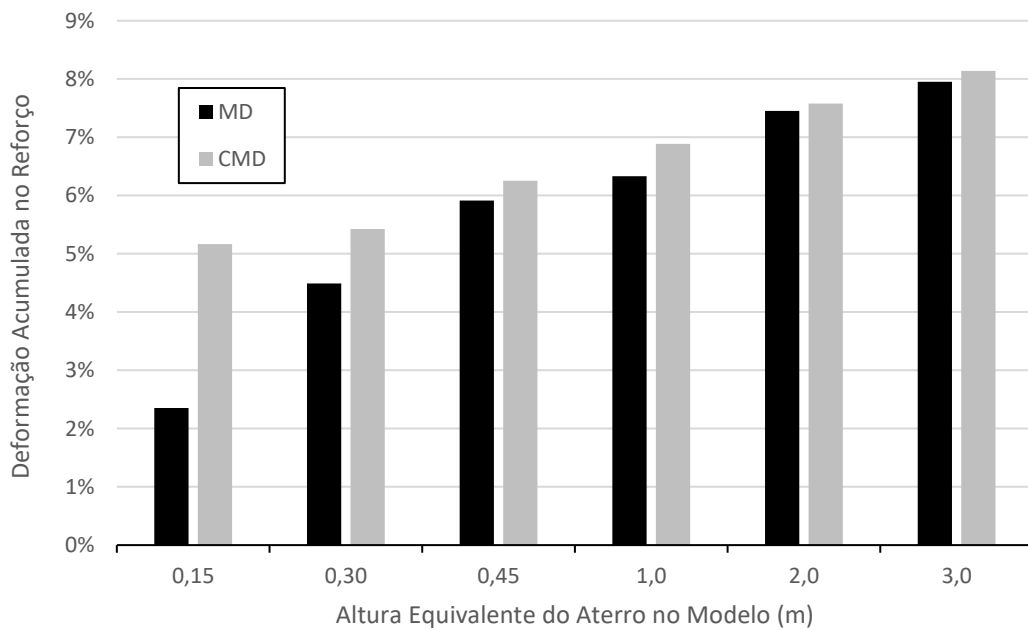


Figura 4.49 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1.

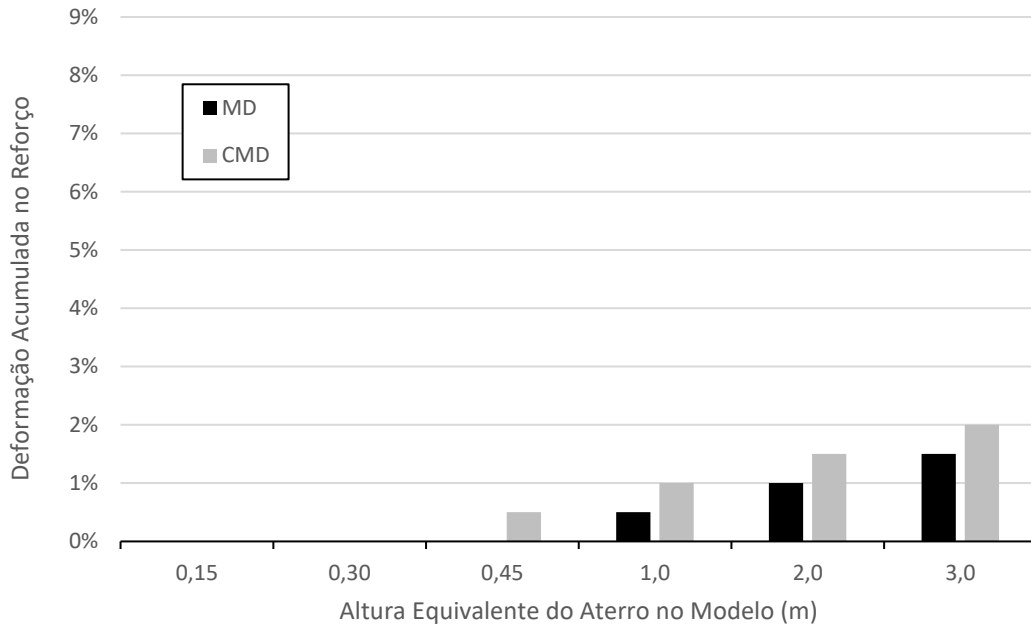


Figura 4.50 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-2 (I).

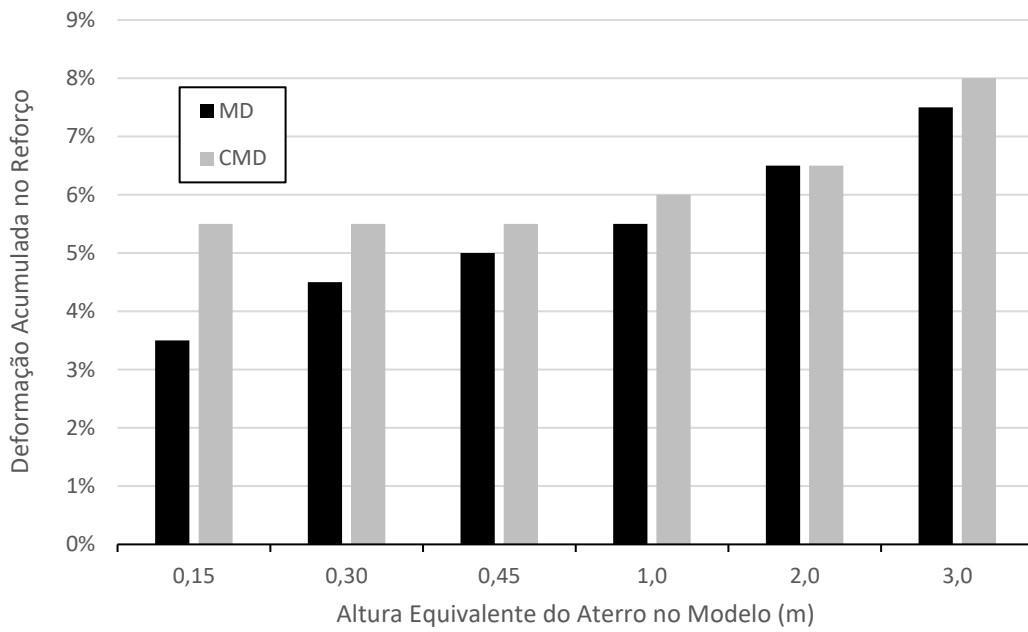


Figura 4.51 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-2 (II).

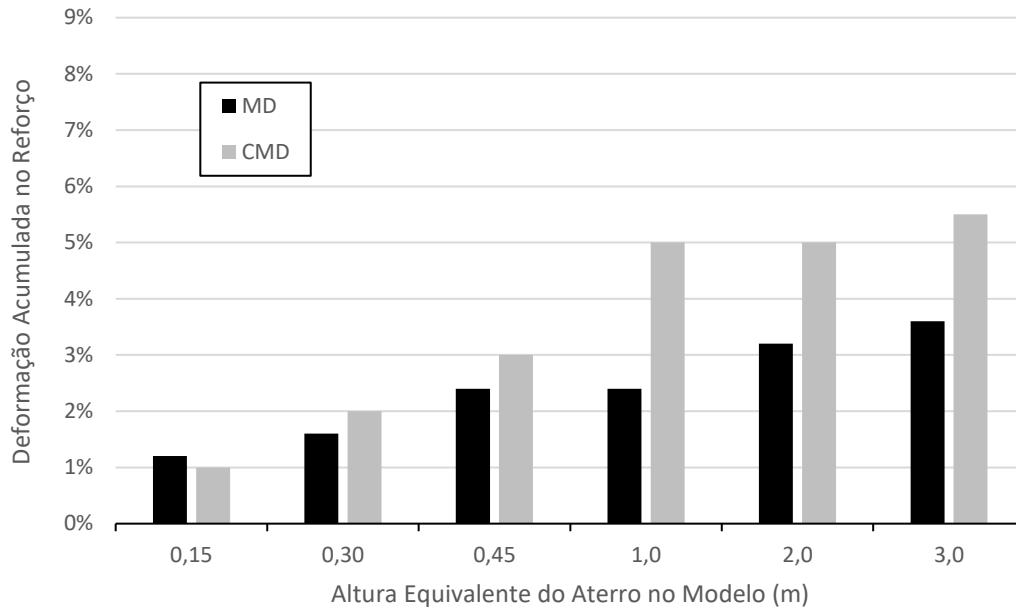


Figura 4.52 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-1.

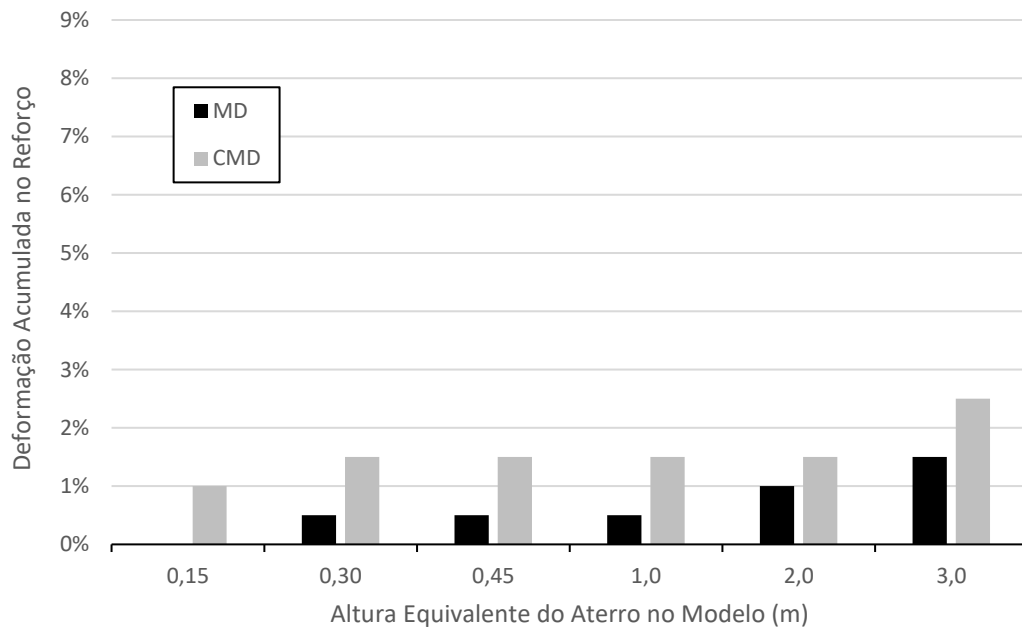


Figura 4.53 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-2.

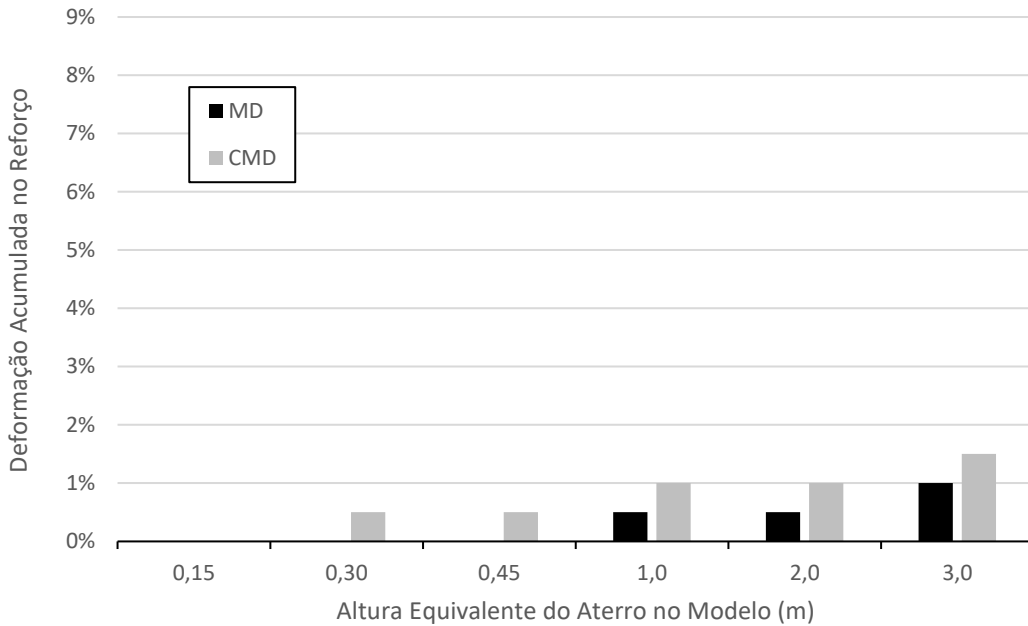


Figura 4.54 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-1 (P1).

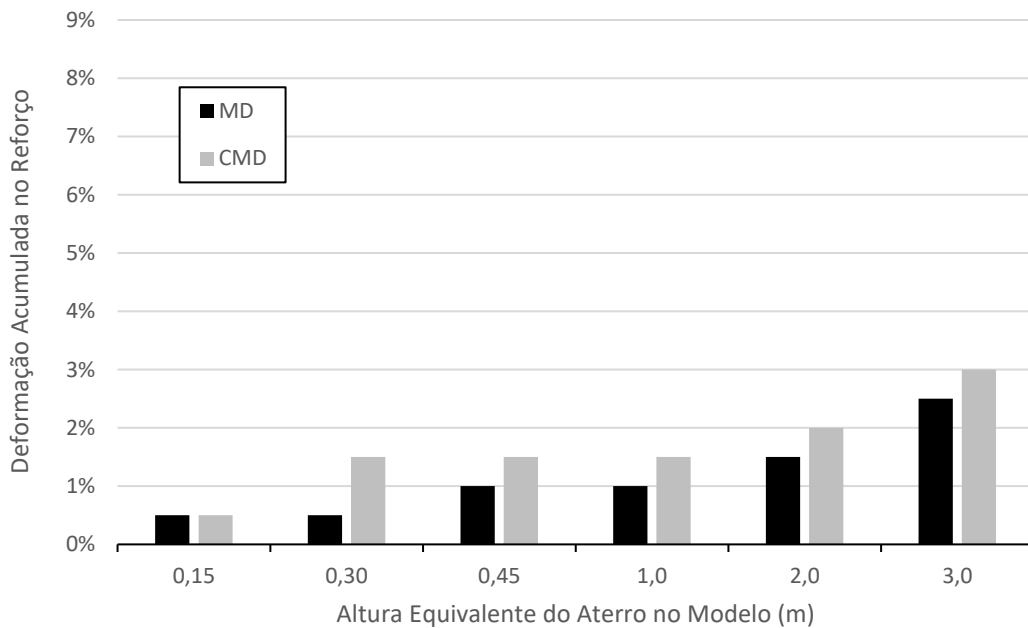


Figura 4.55 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-1 (P2).

Percebe-se nitidamente que os reforços mais extensíveis (GTX) apresentaram deformações mais elevadas que os menos extensíveis (MGR). Também é possível notar que as deformações do ensaio GTX-2 (I) foram bem inferiores ao do ensaio GTX-2 (II). Possivelmente, devido à alguma falha no momento da medição das deformações do

reforço no ensaio GTX-2 (I), já que a mudança no tipo de ancoragem da segunda camada não apresentou nenhuma outra diferença significativa.

Nos ensaios com duas camadas de reforço (GTX-2 (II) e MGR-2), não se observou redução das deformações da primeira camada de reforço.

Pode-se verificar que, dentre os ensaios com a microgrelha, o MGR-1 apresentou deformações mais elevadas que os demais. Isso pode ter ocorrido devido à ruptura de algumas fibras da microgrelha em contato direto com o capitel, gerando maiores alongamentos nas fibras adjacentes. Isso se torna mais evidente quando se verifica que os ensaios com proteção no capitel (MGR-1 (P1) e (P2)) apresentaram menores deformações do reforço que o ensaio MGR-1.

No último estágio de carga as deformações médias no reforço GTX foram de: 7% na direção MD e de 8% na direção CMD; enquanto que, no reforço MGR foram de: 1,5% na direção MD e 2,5% na direção CMD.

Vale ressaltar que nos primeiros estágios para reforços de menor rigidez (GTX) as deformações foram mais elevadas; porém, com o alteamento do aterro, as deformações aumentaram em parcelas menores. Isso indica o desenvolvimento do efeito membrana e/ou arqueamento em função do alongamento do elemento de reforço. Nos ensaios com reforço com maior rigidez (MGR), as deformações aumentaram em parcelas similares durante todo o alteamento do aterro.

4.3 Resultados de Ensaio com Aterro com Blocos de EPS

Novamente, a apresentação dos resultados dos ensaios no modelo será dividida em função das variáveis monitoradas durante os ensaios, como visto no item anterior.

4.3.1 Carga Transferida ao Capitel Central

Nas Figura 4.56 e Figura 4.57 estão apresentados os resultados das cargas transferidas ao capitel central dos ensaios com EPS comparados com os aterros convencionais (sem EPS).

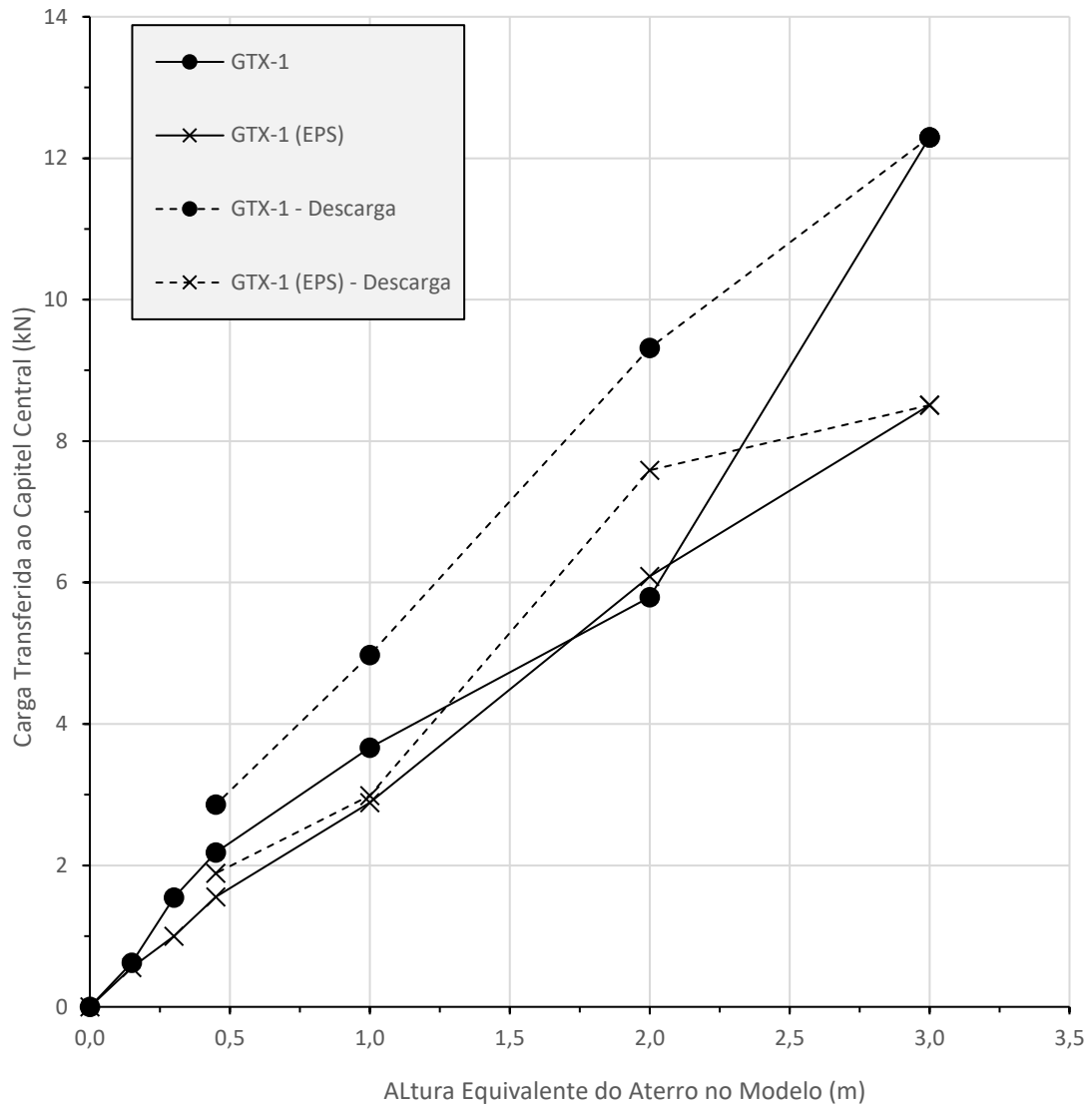


Figura 4.56 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios com e sem EPS reforçados com geotêxtil não-tecido.

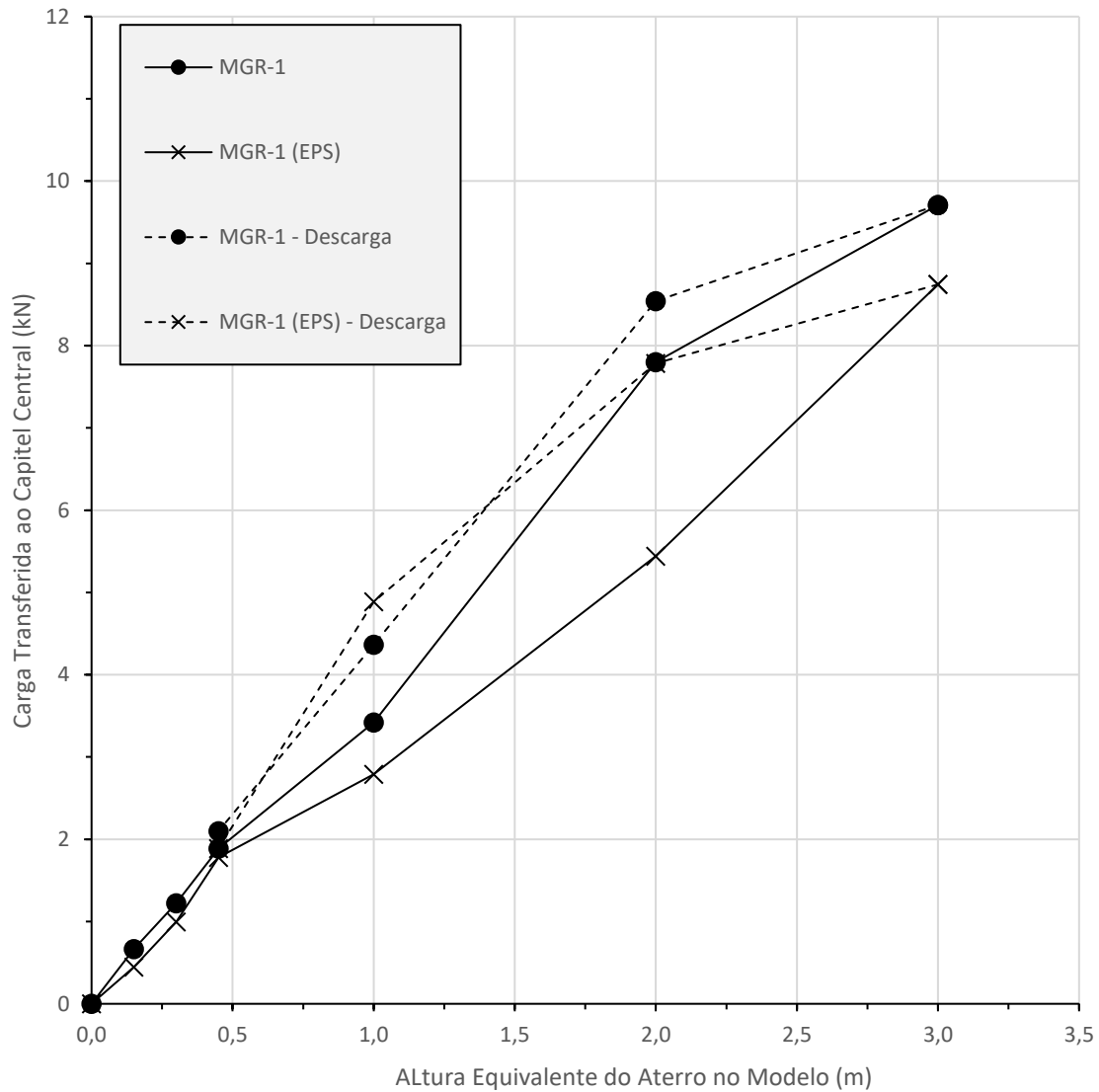


Figura 4.57 – Comparação da carga transferida ao capitel central dos ensaios com e sem EPS reforçados com microgrelha.

Como esperado, as cargas transferidas ao capitel central em ambos os ensaios com EPS são inferiores às dos ensaios sem EPS devido aos trechos de aterro mais leves na região ocupada pelos blocos de EPS. Em situação real de campo sem EPS, parte dessa carga seria transferida ao solo mole, gerando recalques que seriam reduzidos com a utilização de um material mais leve na região entre capiteis.

4.3.2 Recalques na Base do Aterro

As Figura 4.58 a Figura 4.61 apresentam as comparações entre os resultados dos recalques entre capitéis na base do aterro convencional e com blocos de EPS.

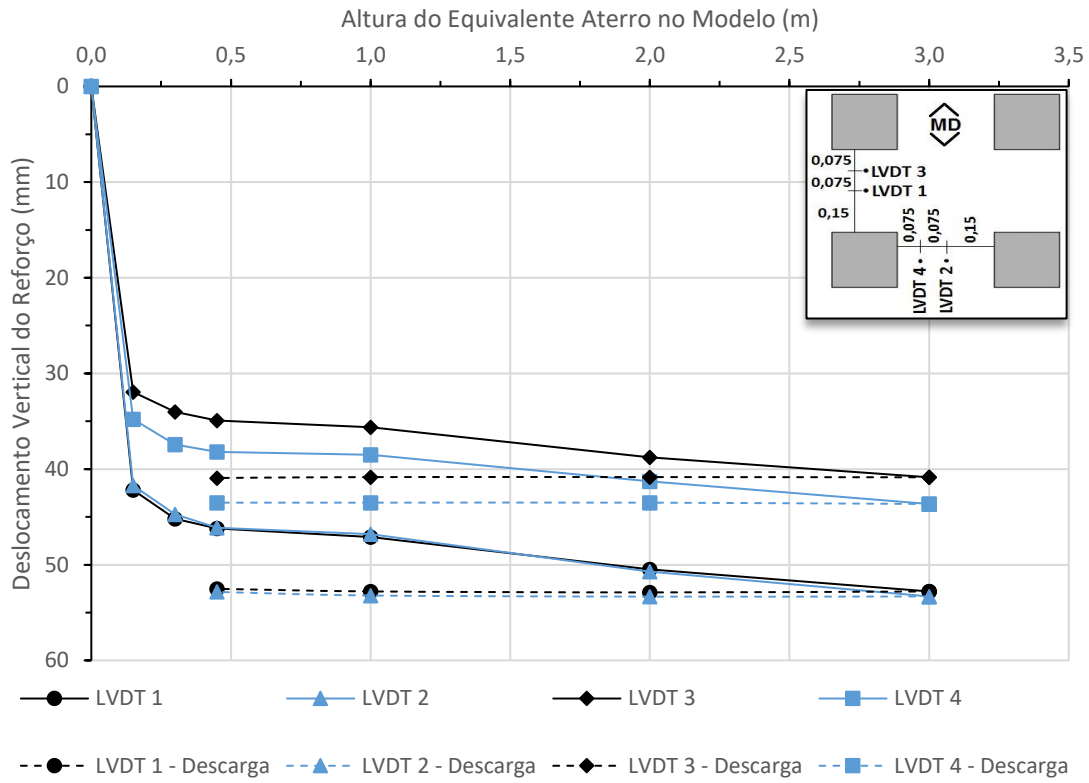


Figura 4.58 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1.

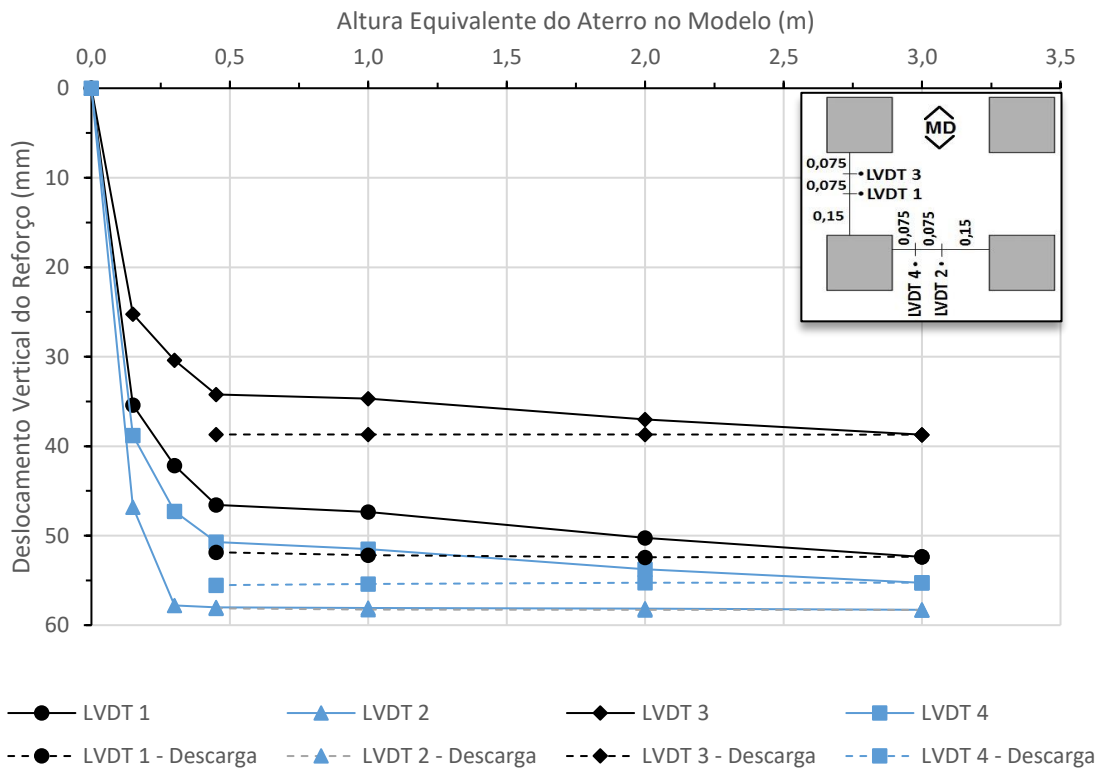


Figura 4.59 – Recalques na base do aterro: ensaio GTX-1 (EPS).

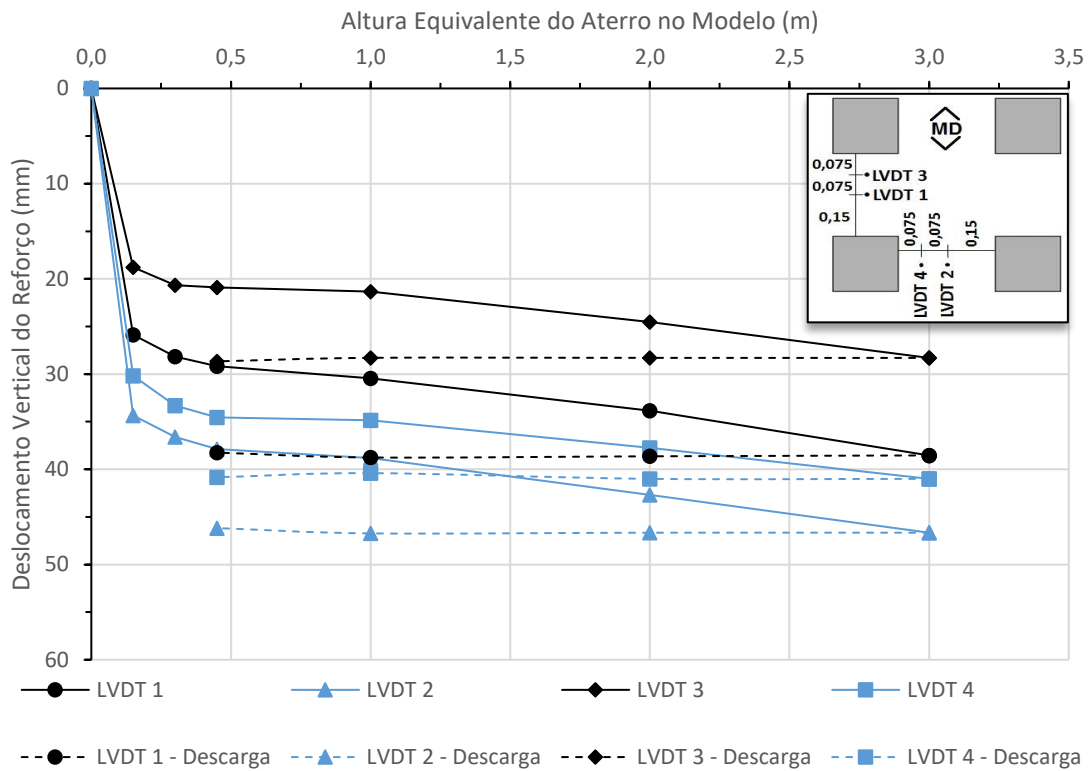


Figura 4.60 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1.

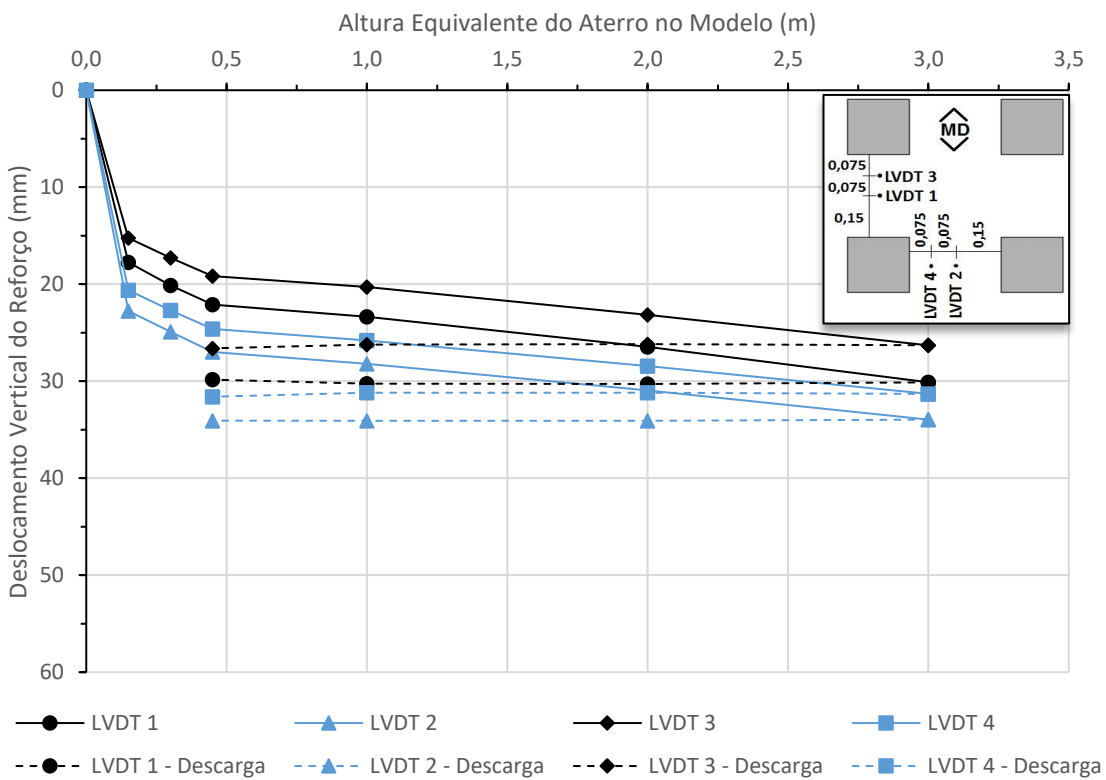


Figura 4.61 – Recalques na base do aterro: ensaio MGR-1 (EPS).

Observado o ensaio GTX-1 (EPS), percebe-se que não houve reduções significativas se comparado com o ensaio GTX-1. E comparando os ensaios e MGR-1 e MGR-1 (EPS), nota-se uma leve redução nos recalques, principalmente na direção CMD. Isso ocorre devido à pouca influência que o solo substituído pelo EPS tem sobre os recalques na faixa entre os capitéis adjacentes. Porém, houve uma visível diminuição dos recalques nos pontos logo abaixo do domo não arqueado, substituído pelo EPS, como pode ser visto na Figura 4.62.



Figura 4.62 – Diferença visual dos recalques na base do aterro em ensaios com e sem o EPS.

4.3.3 Tensões Verticais no Interior do Aterro

As tensões medidas nos ensaios com EPS, tanto distribuídas no corpo como ao longo do perfil central do aterro, foram comparadas com as dos ensaios com aterro

convencional, e os resultados estão apresentados nas Figura 4.63 a Figura 4.65 (GTX) e nas Figura 4.66 a Figura 4.68 (MGR).

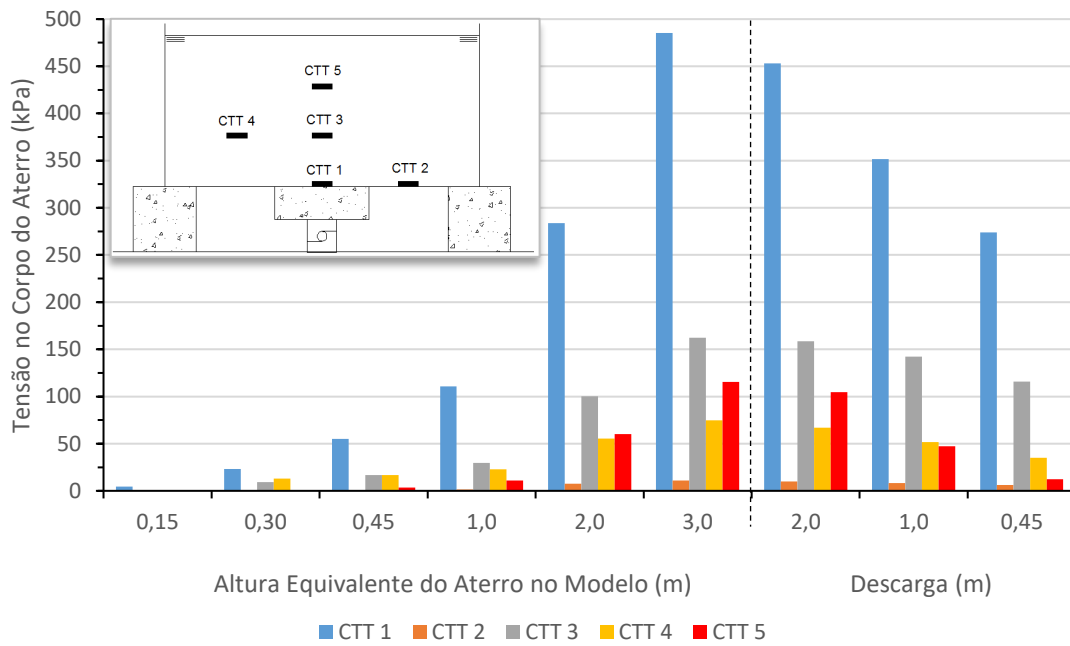


Figura 4.63 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1.

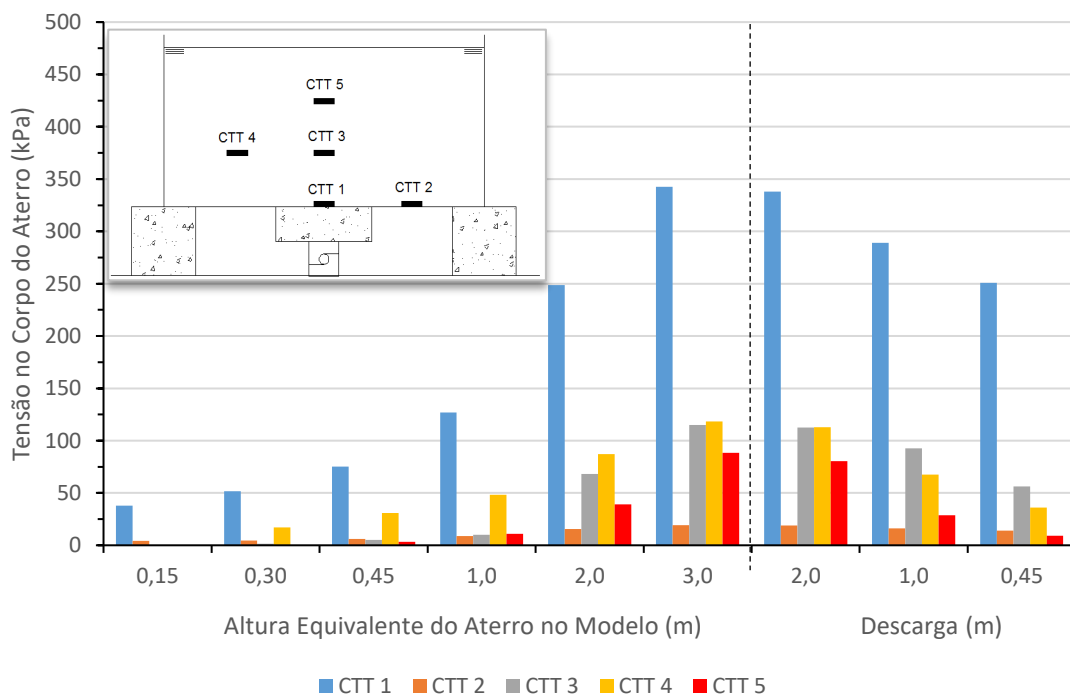


Figura 4.64 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio GTX-1 (EPS).

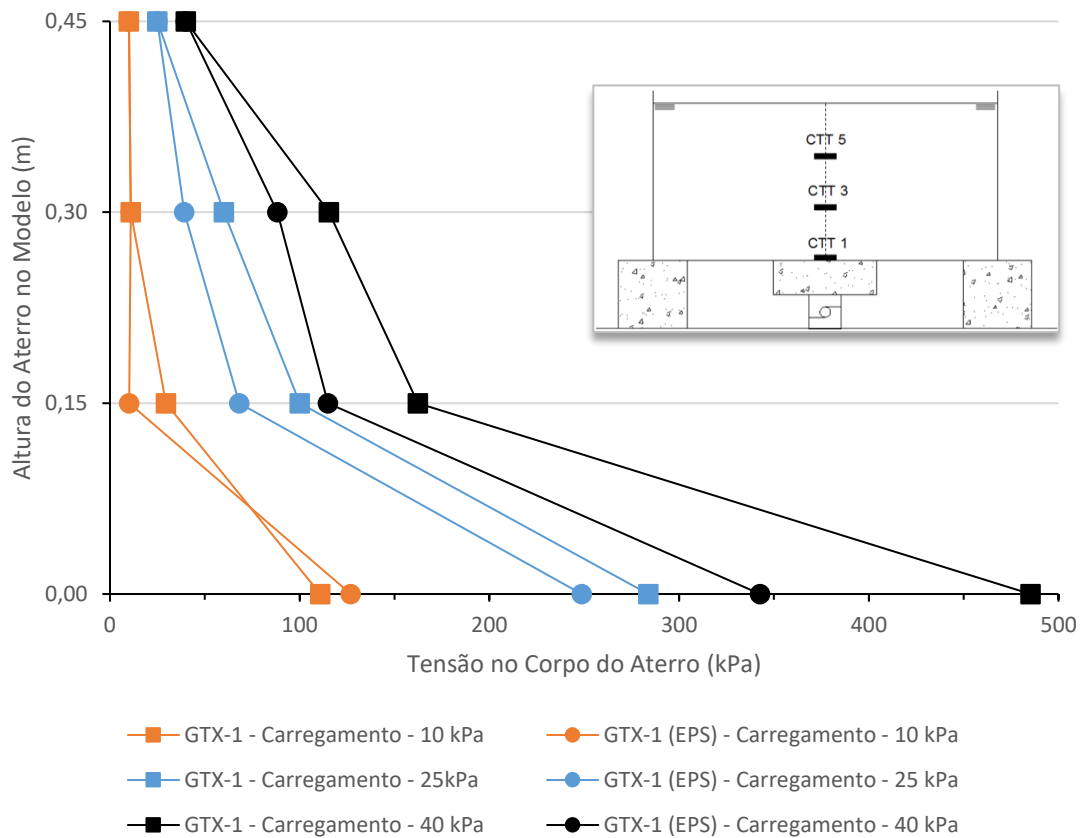


Figura 4.65 – Comparação das distribuições de tensões no perfil central do aterro: ensaios GTX-1 e GTX-1 (EPS).

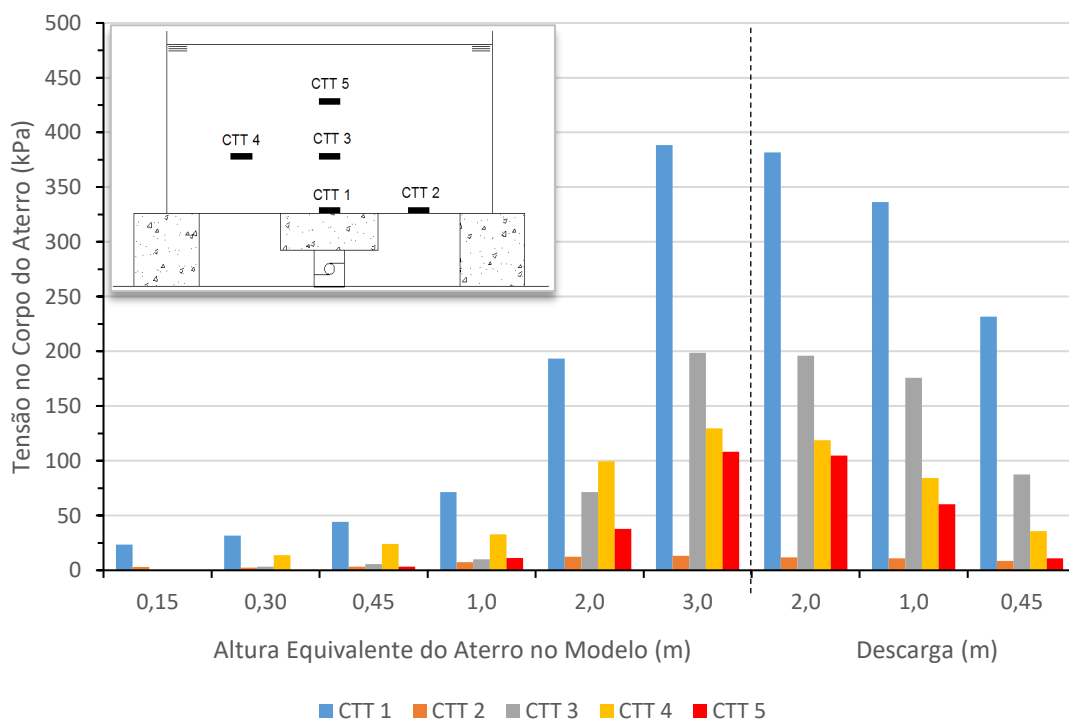


Figura 4.66 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-1.

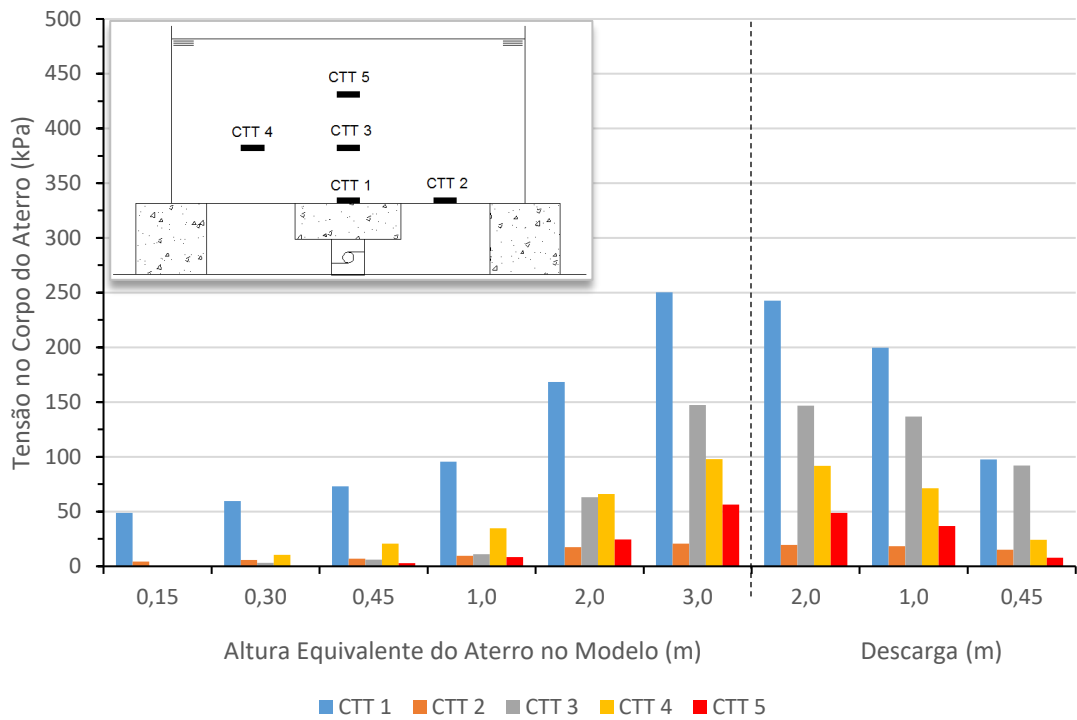


Figura 4.67 – Distribuição de tensões no corpo do aterro: ensaio MGR-1 (EPS).

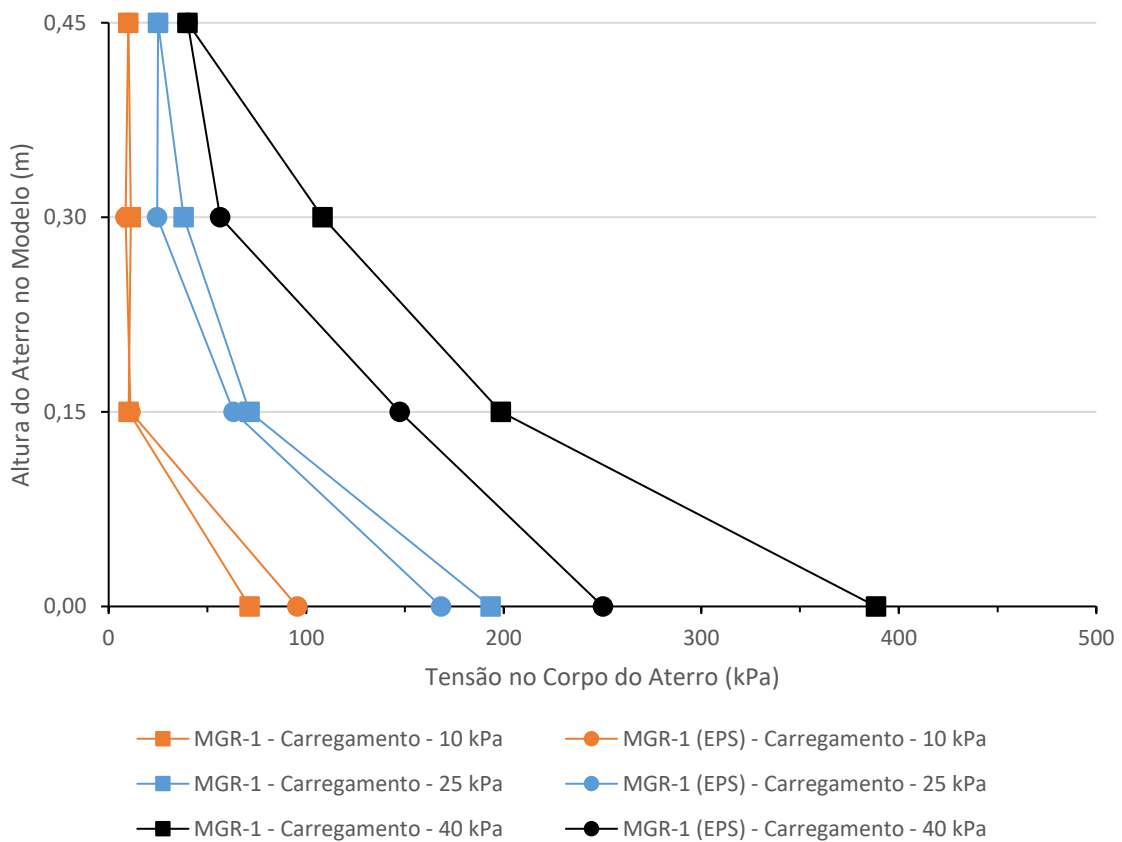


Figura 4.68 – Comparação das distribuições de tensões no perfil central do aterro: ensaios MGR-1 e MGR-1 (EPS).

Observa-se que os ensaios com EPS apresentaram tensões no corpo do aterro bem inferiores a suas versões sem EPS para ambos os tipos de reforço (GTX e MGR). Isto indica que a substituição do domo não arqueado de pedregulho por EPS influenciou significativamente nas transferências de tensões no interior do aterro.

4.3.4 Recalques na Superfície do Aterro

Similarmente aos aterros convencionais, os recalques na superfície dos aterros com EPS foram medidos e comparados de acordo com o tipo de reforço, como apresentados nas Figura 4.69 a Figura 4.72.

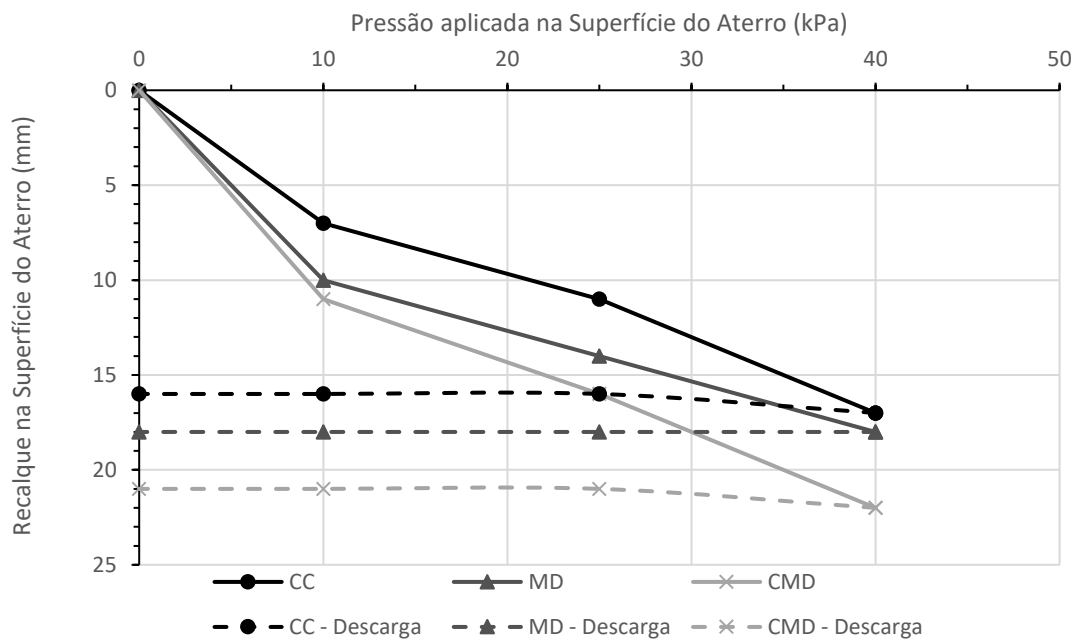


Figura 4.69 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1.

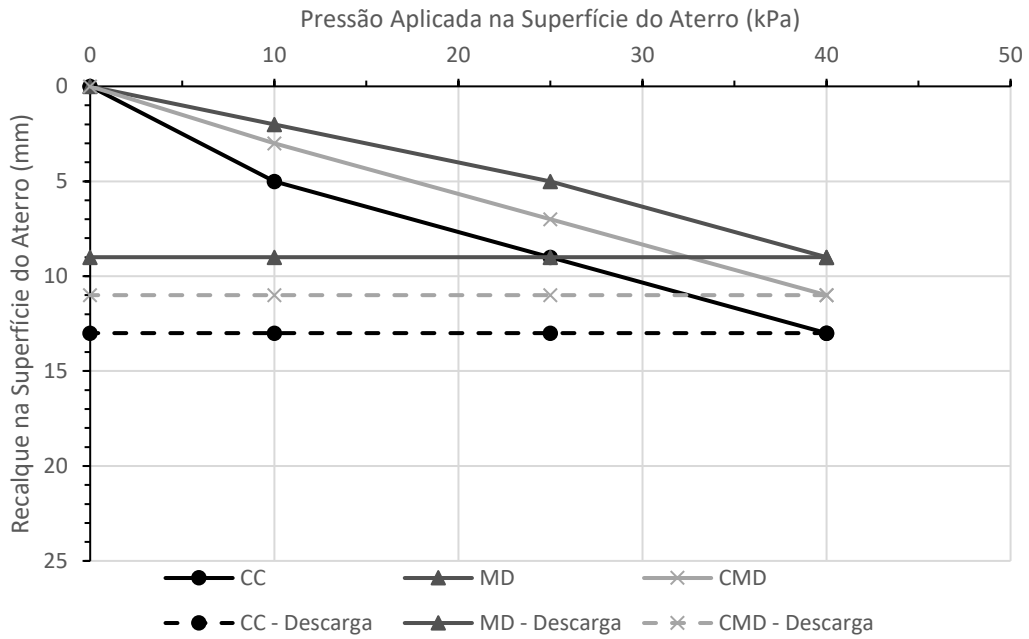


Figura 4.70 – Recalques superficiais do aterro: ensaio GTX-1 (EPS).

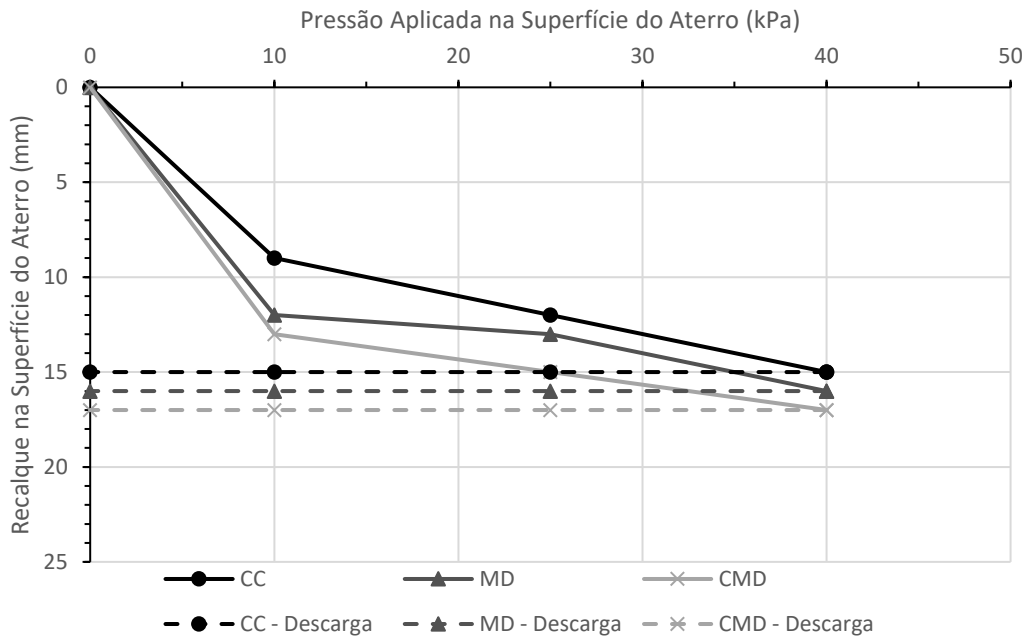


Figura 4.71 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-1.

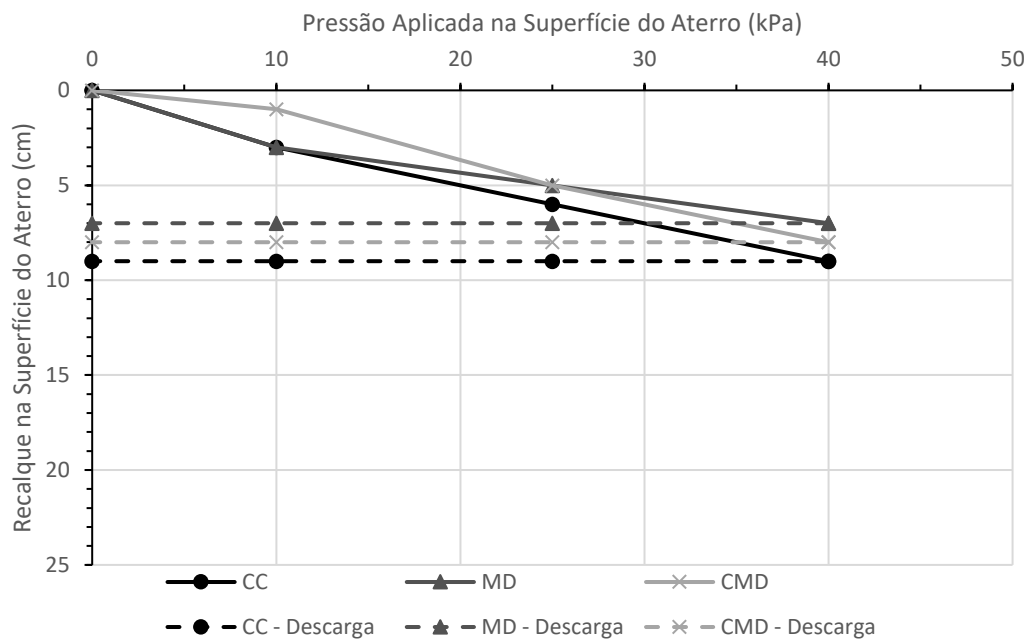


Figura 4.72 – Recalques superficiais do aterro: ensaio MGR-1 (EPS).

Em ambos os tipos de reforço, os ensaios com EPS apresentaram menores recalques superficiais se comparados com os aterros convencionais, particularmente para o reforço com maior rigidez à tração. Nesse caso, a redução de recalques com uso de EPS foi da ordem de 50%.

4.3.5 Deformações dos Reforços Geossintéticos

Por fim, compara-se as deformações dos reforços dos ensaios de aterro com EPS e convencional. Os resultados são apresentados nas Figura 4.73 a Figura 4.76.

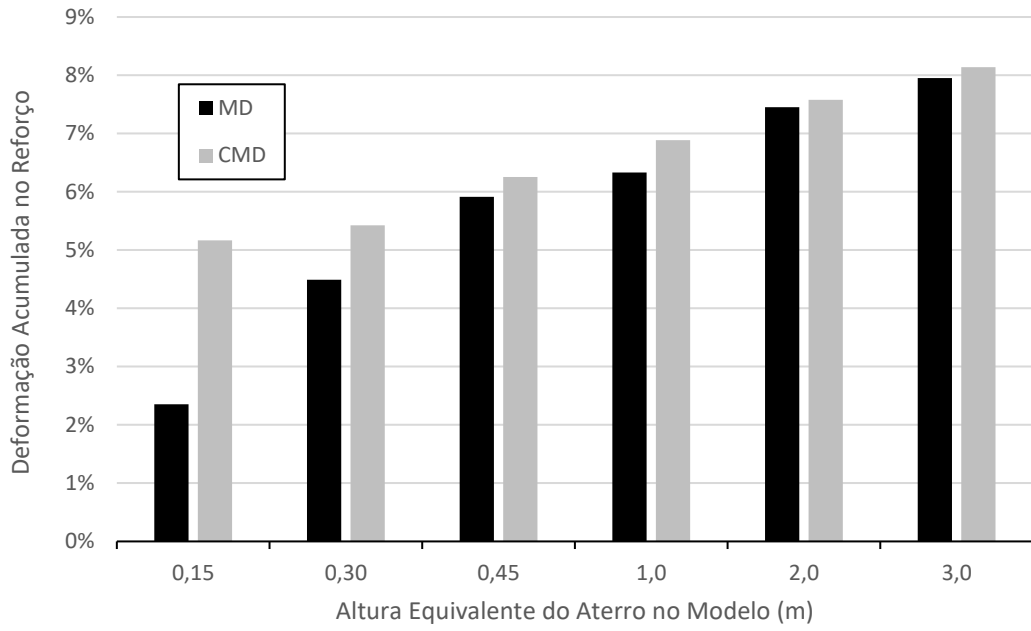


Figura 4.73 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1.

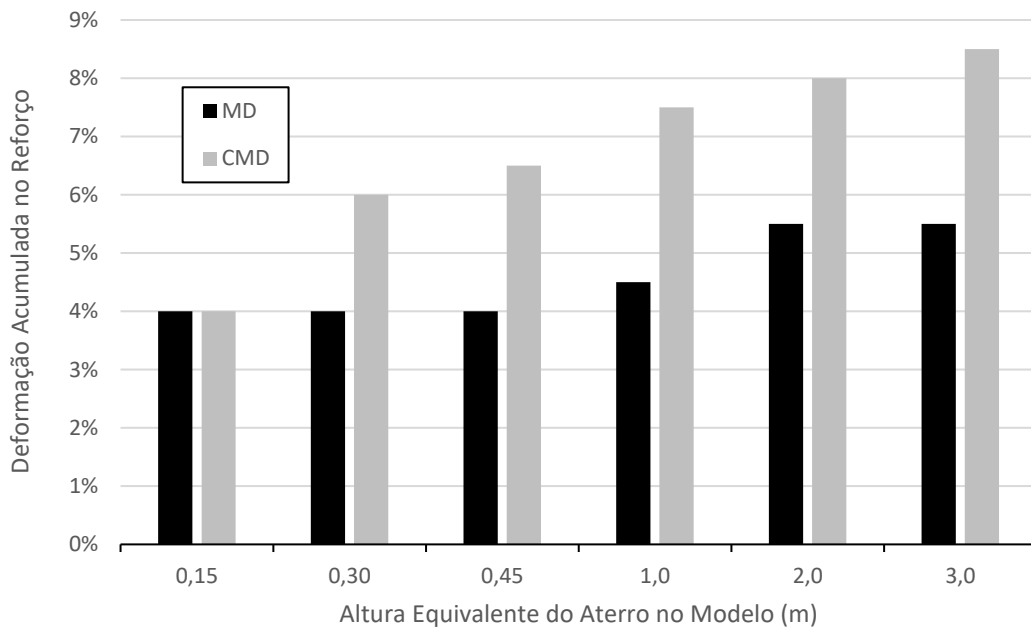


Figura 4.74 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio GTX-1 (EPS).

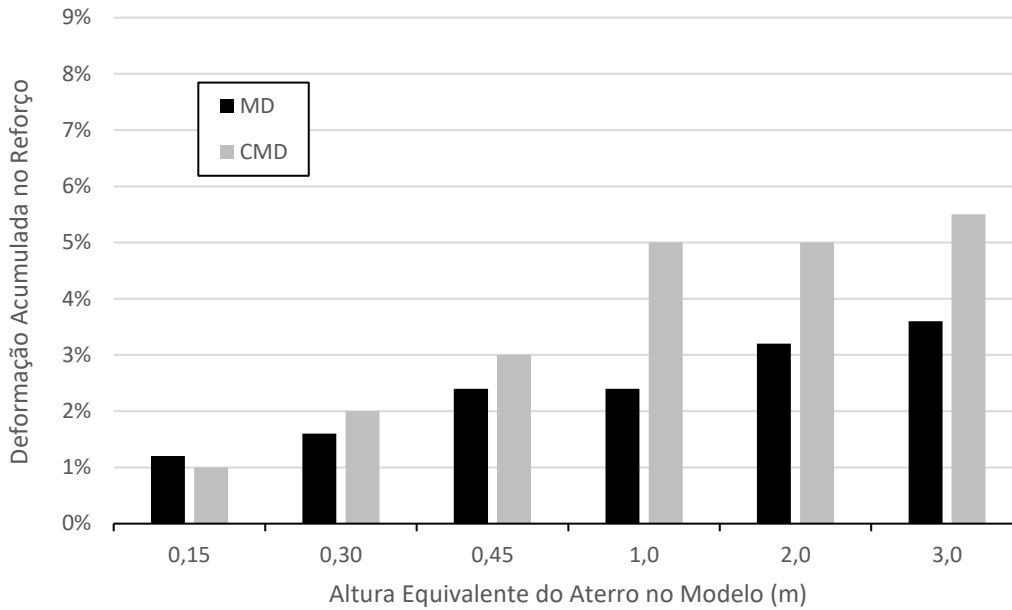


Figura 4.75 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-1.

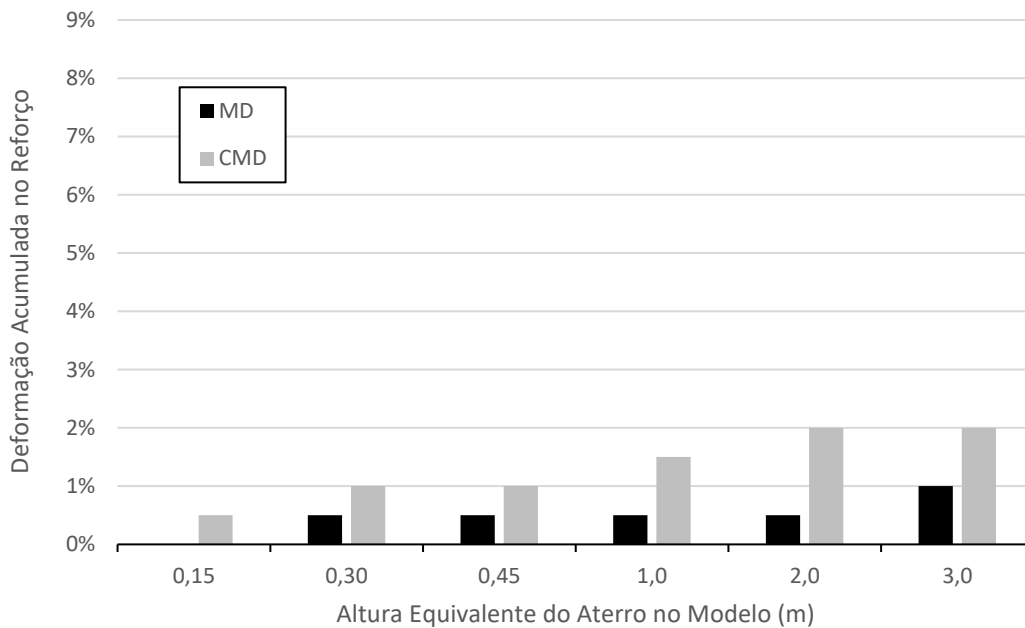


Figura 4.76 – Deformação total no reforço geossintético: ensaio MGR-1 (EPS).

Observa-se que os ensaios com EPS reduziram significativamente as deformações nos reforços, principalmente na direção MD e nos últimos estágios de carregamento, particularmente para o reforço mais rígido (MGR). Isso ocorre devido à redução do peso sobre a área tributária em planta da camada de reforço entre capiteis adjacentes, já que o EPS é mais leve que o solo.

No último estágio de carga dos ensaios sem EPS, as deformações no reforço GTX foram da ordem de 8,0% na direção MD e CMD, enquanto que no reforço MGR foram de 3,5% na direção MD e 5,5% na direção CMD. Já para os ensaios com EPS, no último estágio de carga as deformações no reforço GTX foram da ordem de 5,5% na direção MD e de 8,5% na direção CMD, enquanto que no reforço MGR foram de 1,0% na direção MD e 2,0% na direção CMD.

4.4 Comparação entre resultados de ensaios e previsões por métodos analíticos

Neste capítulo serão comparadas previsões por métodos de dimensionamento de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos encontrados na literatura com os resultados obtidos nos ensaios em termos de: i) carga transferida ao capitel central, ii) recalques na base do aterro e iii) deformações dos reforços geossintéticos. Os métodos investigados foram: BS 8006 (2010), EBGEO (2011), Zhuang *et al.* (2014) e CUR 226 (2016).

4.4.1 Carga Transferida ao Capitel Central

As Figura 4.77 e Figura 4.78 apresentam comparações entre os valores das cargas transferidas ao capitel central calculados pelos métodos analíticos e medidos nos ensaios reforçados com o geotêxtil não-tecido e com a microgrelha, respectivamente.

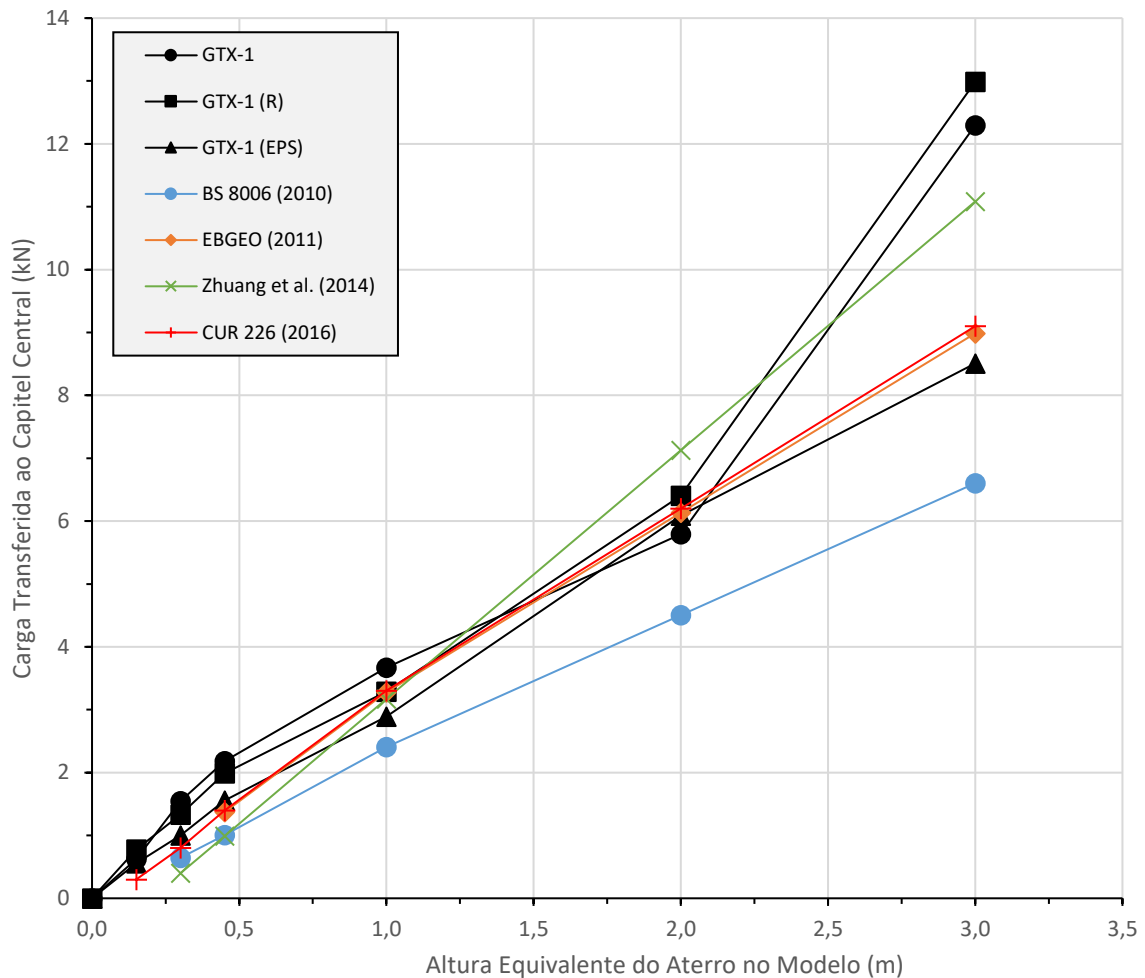


Figura 4.77 – Comparação de cargas transferidas ao capitel central entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não-tecido.

Observa-se que o método de Zhuang *et al.* (2014) apresentou os resultados mais próximos dos ensaios GTX-1 e GTX-1 (R) no último estágio de carga. E os métodos EBGEO (2011) e CUR 226 (2016) apresentaram valores mais próximos aos do ensaio GTX-1 (EPS) e com os demais ensaios somente até o estágio de 2,0 m de altura de aterro (sobrecarga de 25 kPa).

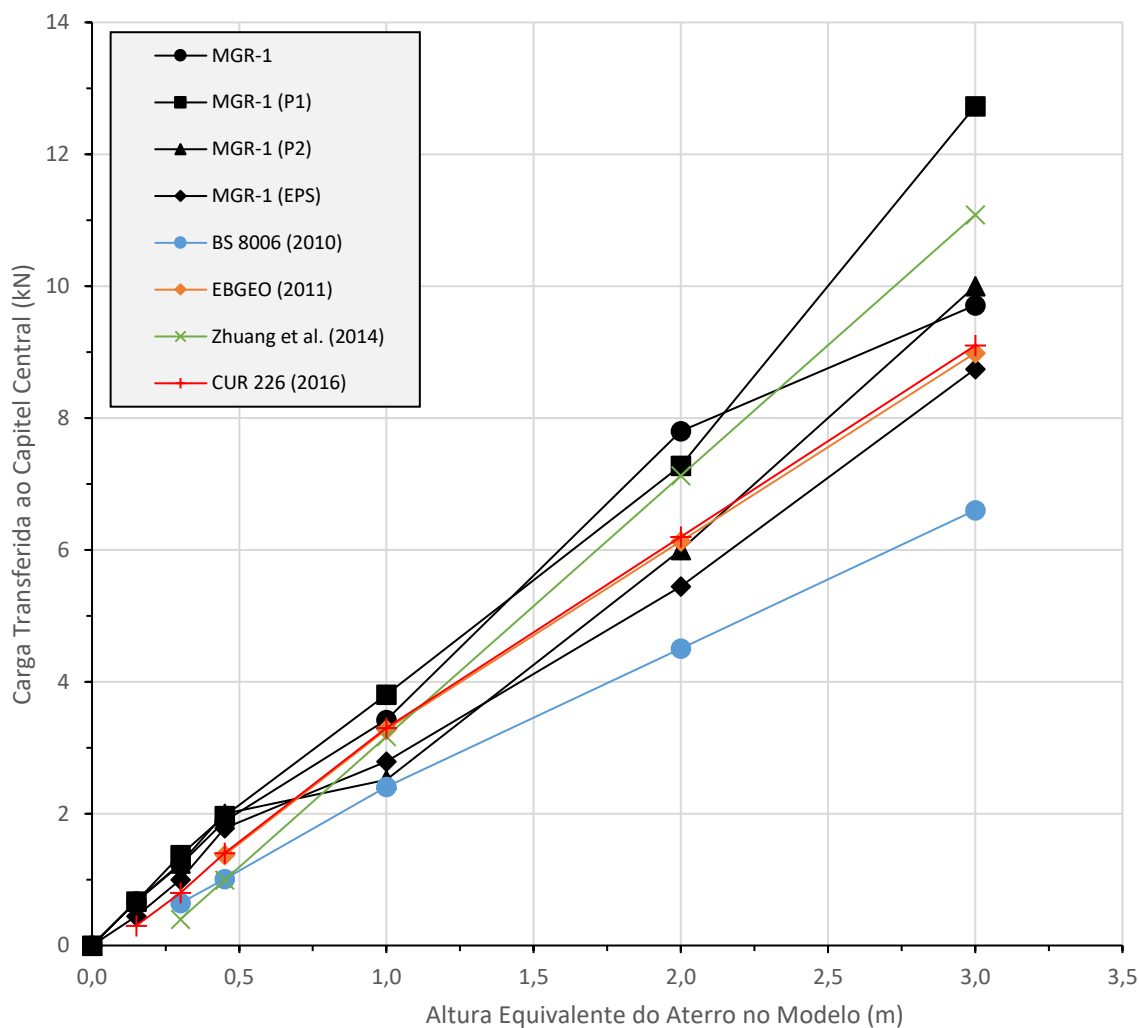


Figura 4.78 – Comparação de cargas transferidas ao capitel central entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha.

Novamente, percebe-se que os métodos com valores mais aproximados dos valores obtidos nos ensaios foram Zhuang *et al.* (2014), EBGEO (2011) e CUR 226 (2016).

O método BS 8006 (2010) subestimou as cargas transferidas ao capitel central em praticamente todos os estágios de alteamento do aterro, tanto nos ensaios reforçados com geotêxtil não-tecido como no com a microgrelha.

4.4.2 Recalques na Base do Aterro

Nas Figura 4.79 a Figura 4.82 são feitas as comparações entre os valores de recalques no centro do vão entre capitéis, calculados pelos métodos analíticos e medidos nos ensaios reforçados com o geotêxtil não-tecido e com a microgrelha, nas direções MD e CMD, respectivamente.

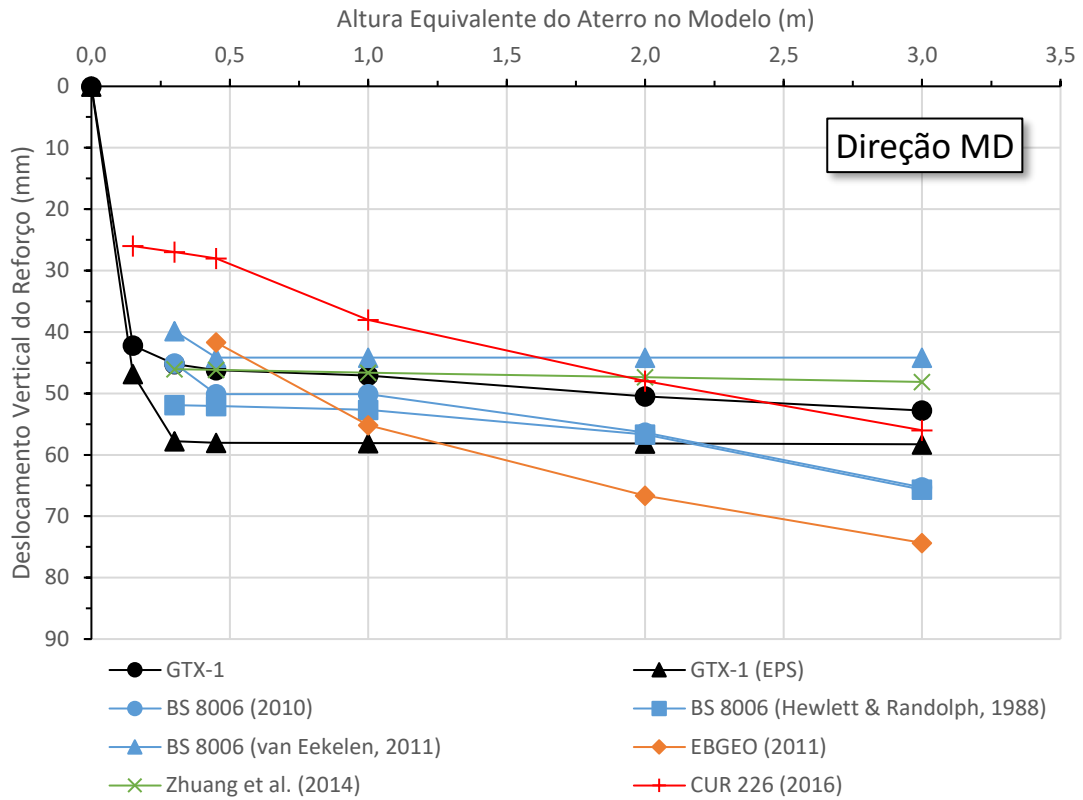


Figura 4.79 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não-tecido: direção MD.

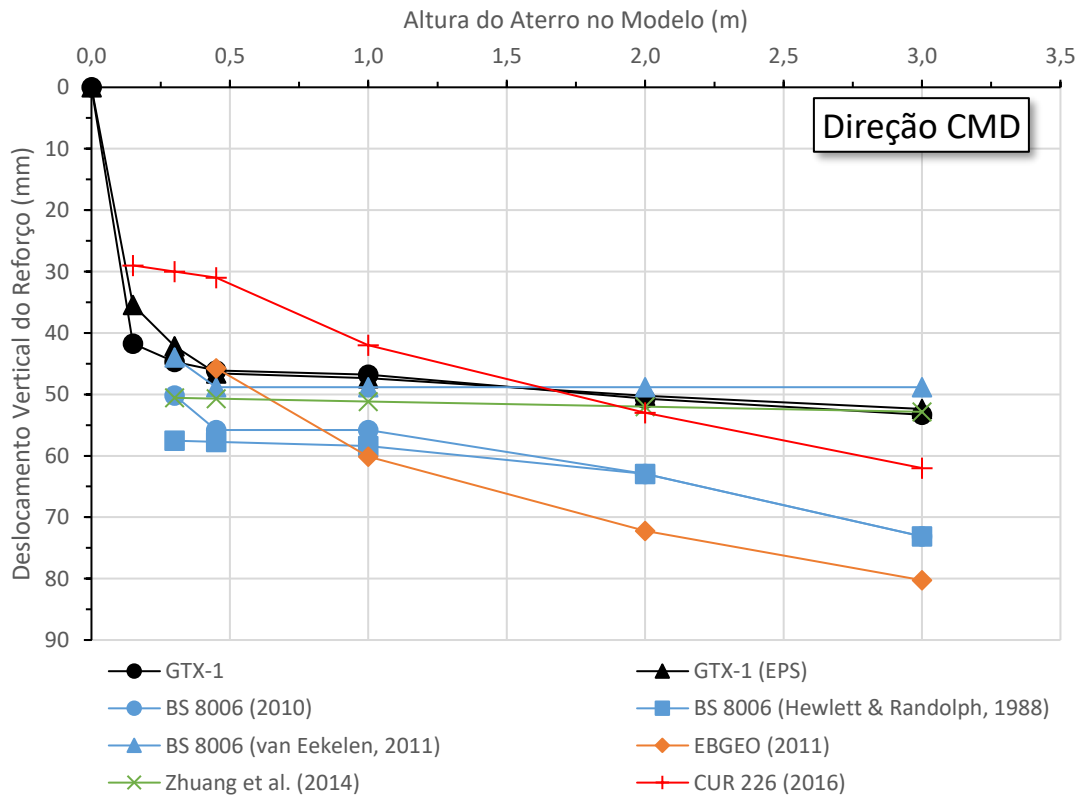


Figura 4.80 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não-tecido: direção CMD.

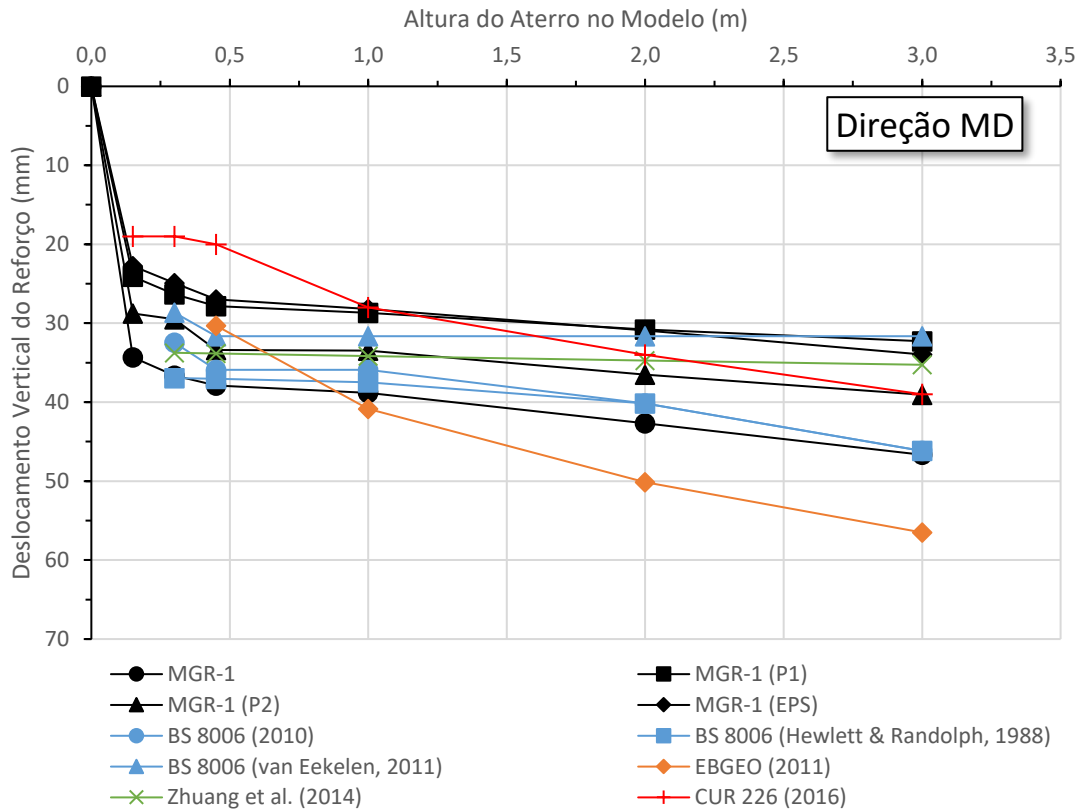


Figura 4.81 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com microgelha: direção MD.

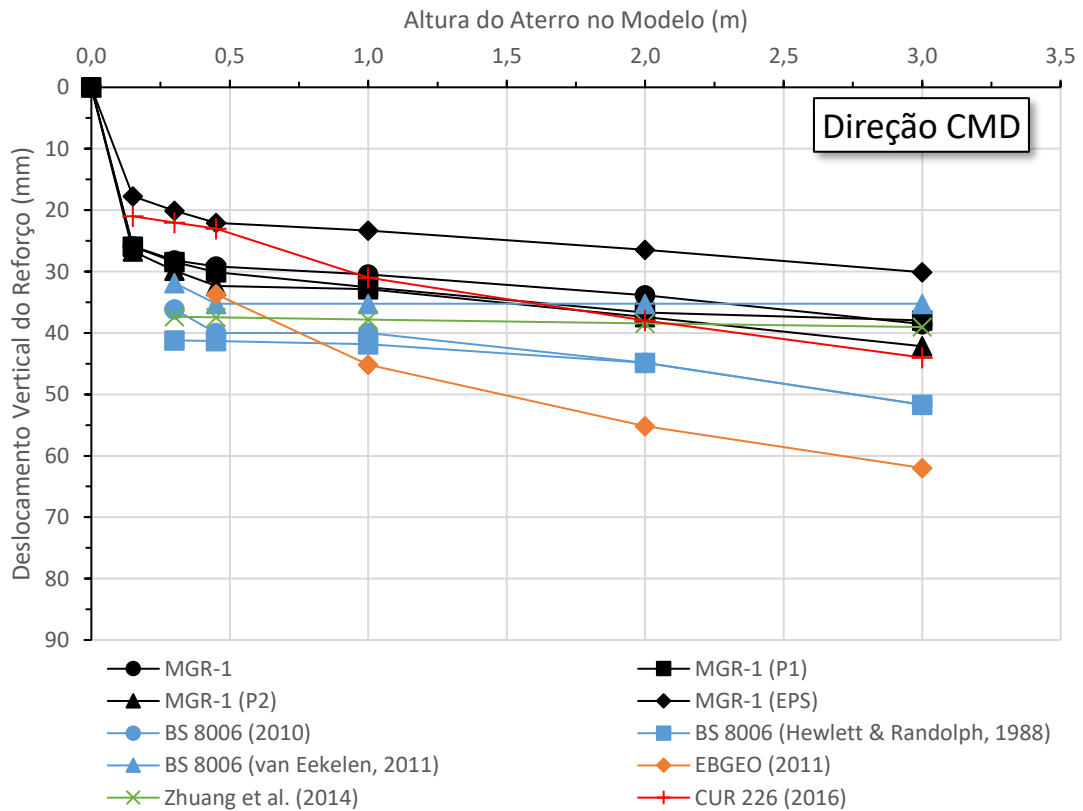


Figura 4.82 – Comparação de recalques na base do aterro entre os métodos analíticos e os ensaios com microgelha: direção CMD.

Pode-se afirmar que, em geral, os métodos BS 8006 (modificado por van Eekelen, 2011), Zhuang *et al.* (2014) e CUR 226 (2016) foram os que apresentaram valores mais próximos dos valores de referência obtidos pelos ensaios realizados com ambos os reforços. No entanto, o método CUR 226 (2016) subestimou significativamente os recalques nos primeiros estágios de alteamento do aterro para o reforço de geotêxtil não-tecido.

Os métodos BS 8006 (Hewlett & Randolph, 1988), BS 8006 (2010) e EBGEO (2016) superestimaram os valores de recalques entre capitéis para ambos os reforços, levando-se em conta que os recalques do ensaio MGR-1 na direção MD (Figura 4.81) foram considerados mais elevados devido aos danos observados nas fibras da grelha devido ao contato direto com o capitel.

4.4.3 Deformações dos Reforços Geossintéticos

As Figura 4.83 a Figura 4.86 apresentam comparações entre as deformações médias no reforço geossintético obtidas pelos métodos analíticos e medidas nos ensaios reforçados com o geotêxtil não-tecido e com a microgrelha, nas direções MD e CMD, respectivamente.

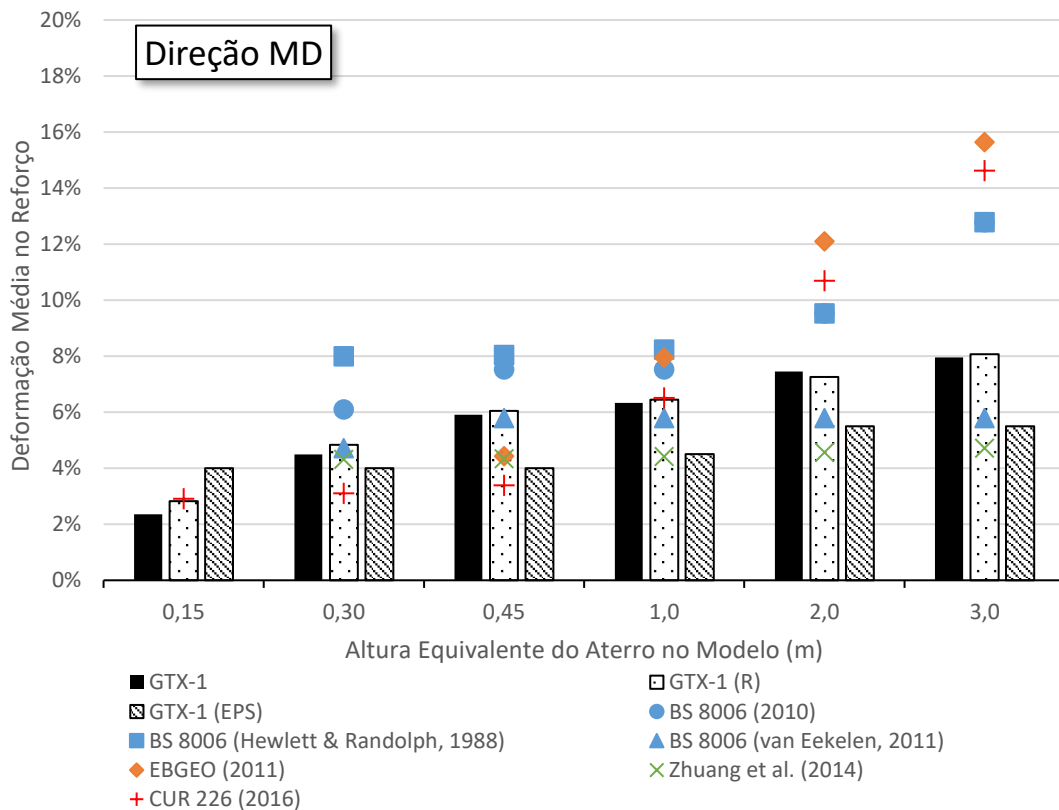


Figura 4.83 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não-tecido: direção MD.

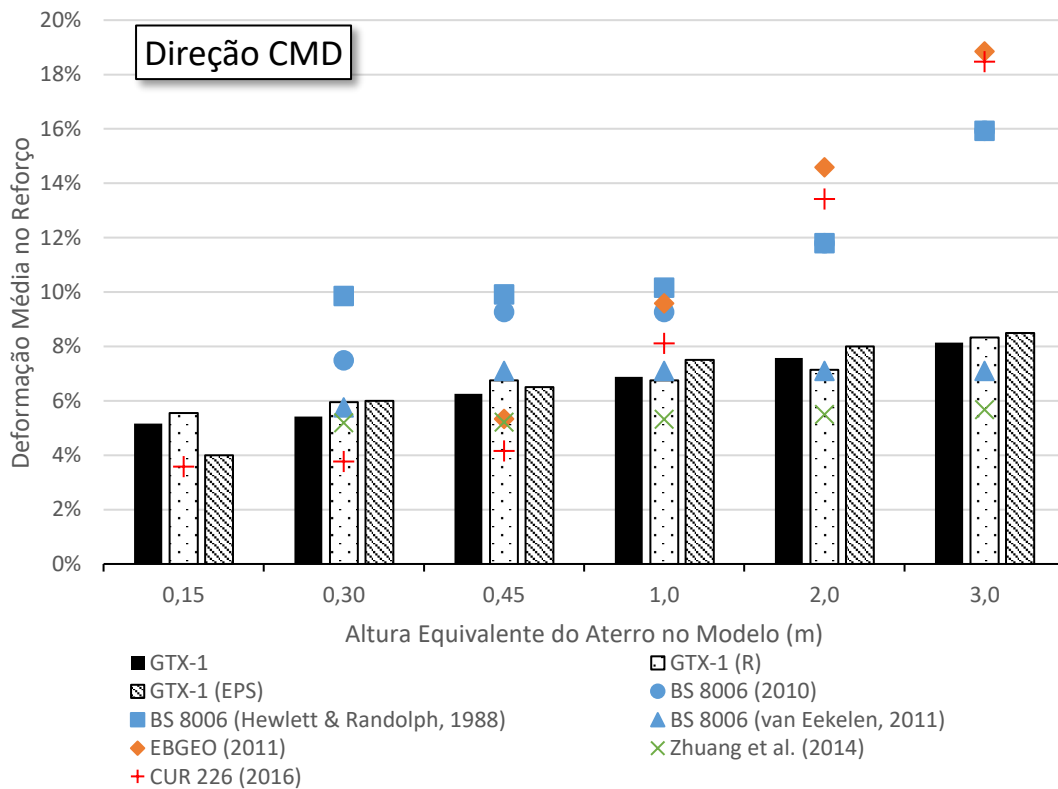


Figura 4.84 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com geotêxtil não-tecido: direção CMD.

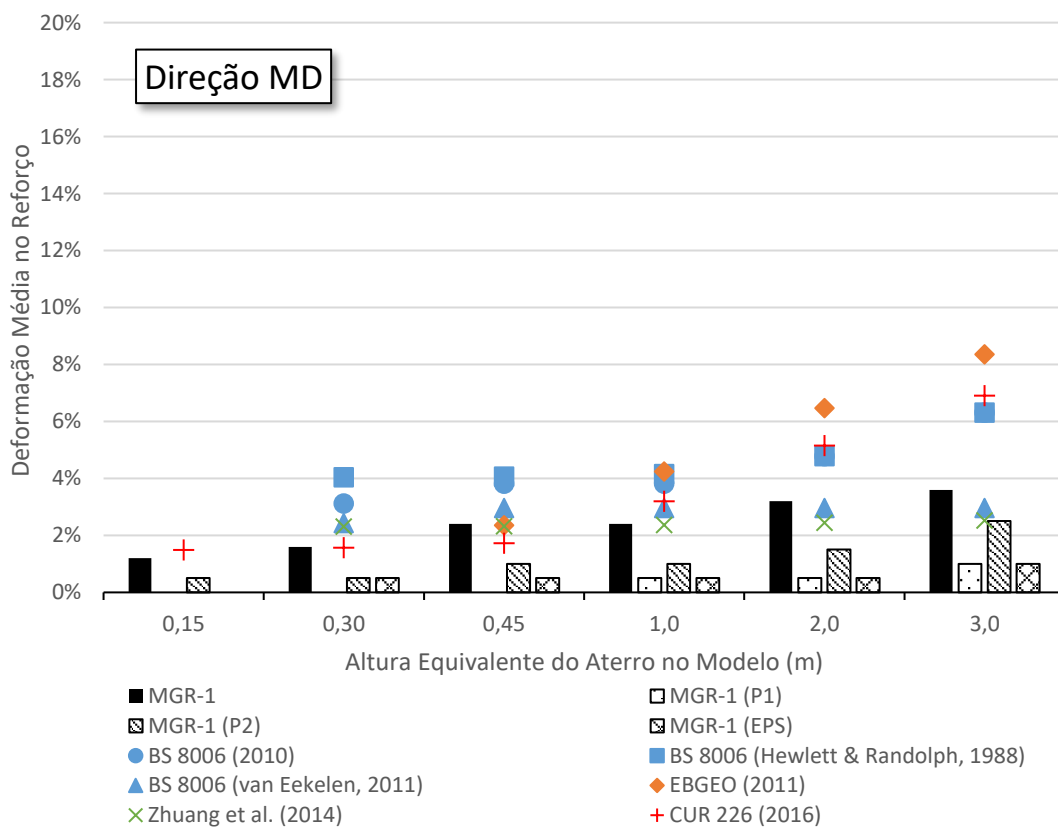


Figura 4.85 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção MD.

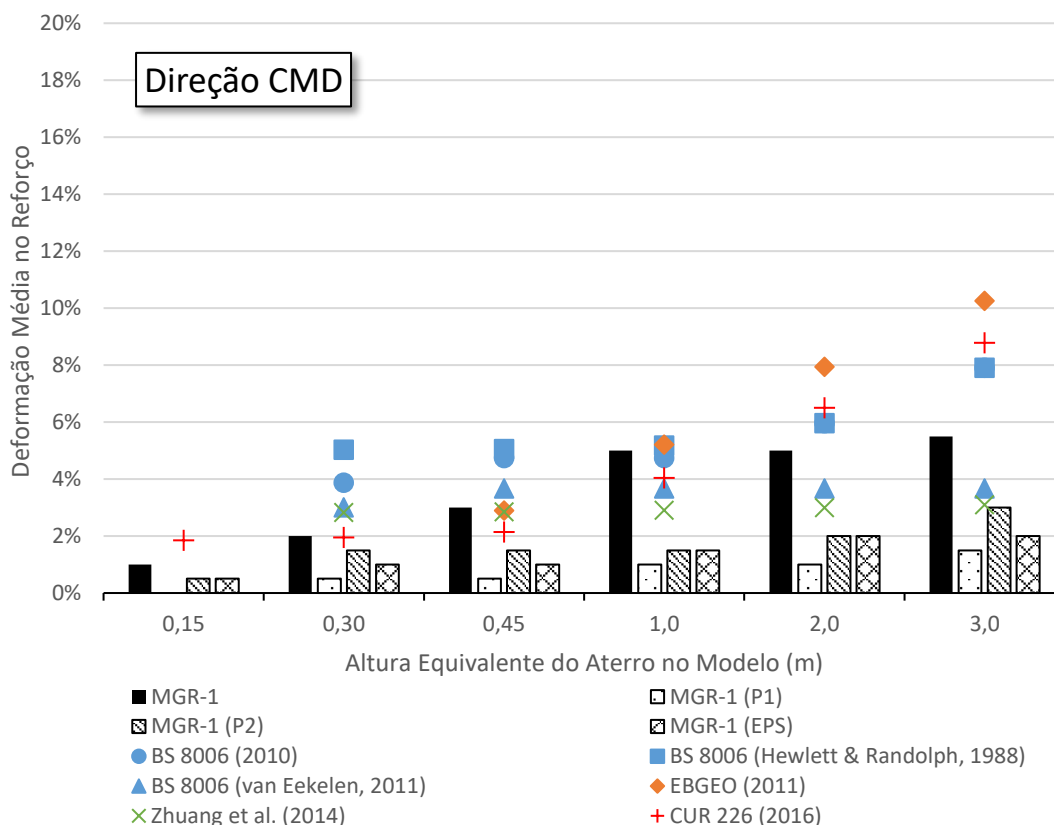


Figura 4.86 – Comparação de deformação do reforço geossintético entre os métodos analíticos e os ensaios com microgrelha: direção CMD.

Os métodos BS 8006 (Hewlett & Randolph, 1988), BS 8006 (2010), EBGEO (2011) e CUR 226 (2016) superestimaram as deformações nos reforços, principalmente nos últimos estágios de carregamento, tanto para o geotêxtil não-tecido quanto para a microgrelha. E os métodos que apresentaram valores de deformações mais aproximados dos observados nos ensaios foram o BS 8006 (van Eekelen, 2011) e o Zhuang *et al.* (2014), em ambos os reforços geossintéticos.

4.5 Ranking Distance

Utilizando a abordagem por *Ranking Distance*, pôde-se avaliar simultaneamente a precisão e a acurácia dos métodos analíticos utilizados. Foram realizadas, então, comparações entre os valores de *RD* obtidos para cada método analítico, levando em consideração a carga transferida ao capitel central e os recalques no meio do vão entre capitéis, avaliando cada tipo de reforço separadamente.

4.5.1 Avaliação com o geotêxtil não-tecido

A Figura 4.87 apresenta os resultados do *Ranking Distance* da carga transferida ao capitel central e as Figura 4.88 e Figura 4.89, dos recalques entre capitéis na direção MD e CMD, respectivamente.

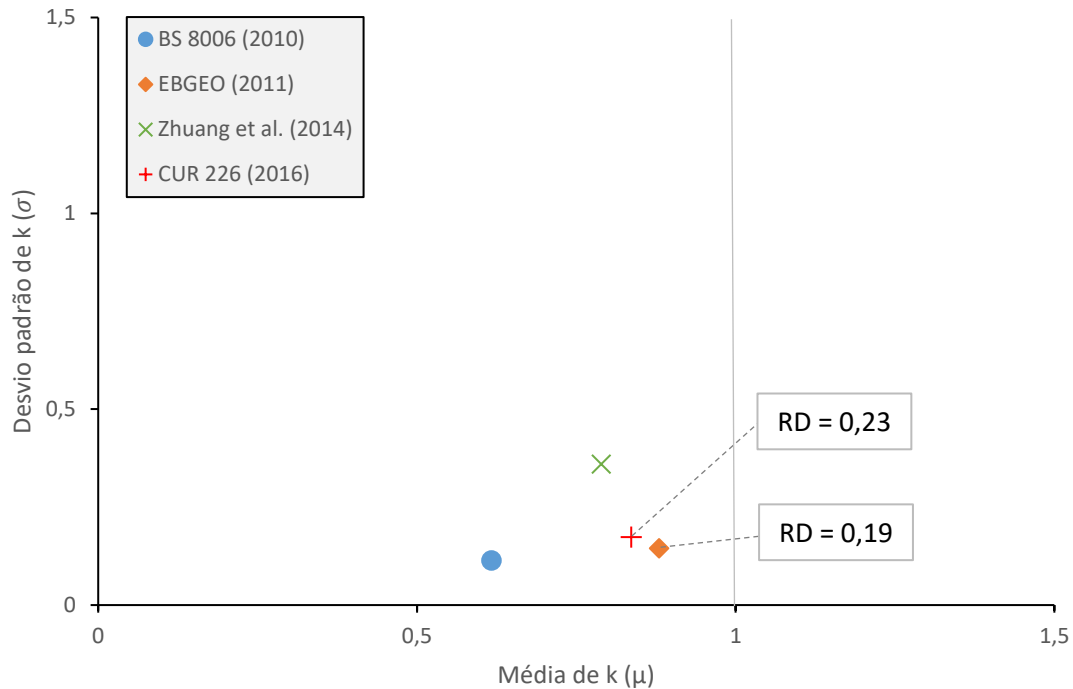


Figura 4.87 – *Ranking Distance* das cargas transferidas ao capitel central em relação aos valores medidos dos ensaios GTX.

Os métodos analíticos mais precisos e acurados, em relação às cargas transferidas ao capitel central nos ensaios reforçados com geotêxtil não-tecido, foram os EBGEO (2011) e o CUR 226 (2016), pois apresentaram menores valores de *RD*. Os métodos BS 8006 (2010) e Zhuang *et al.* (2014) tiveram *RD* iguais a 0,40 e 0,41, respectivamente.

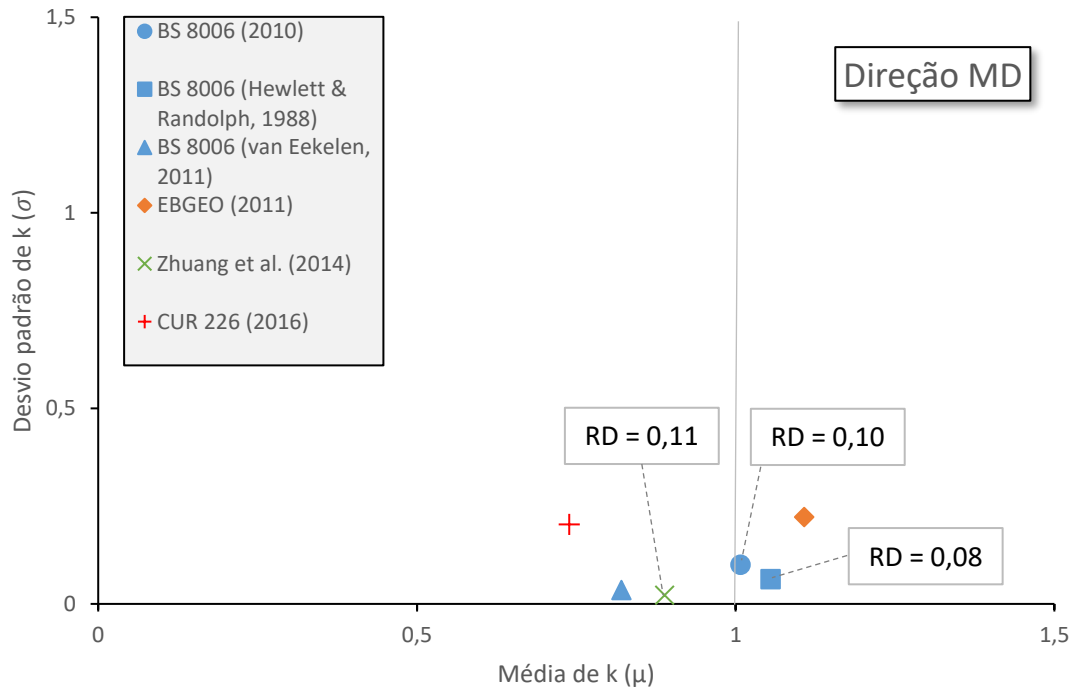


Figura 4.88 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios GTX: Direção MD.

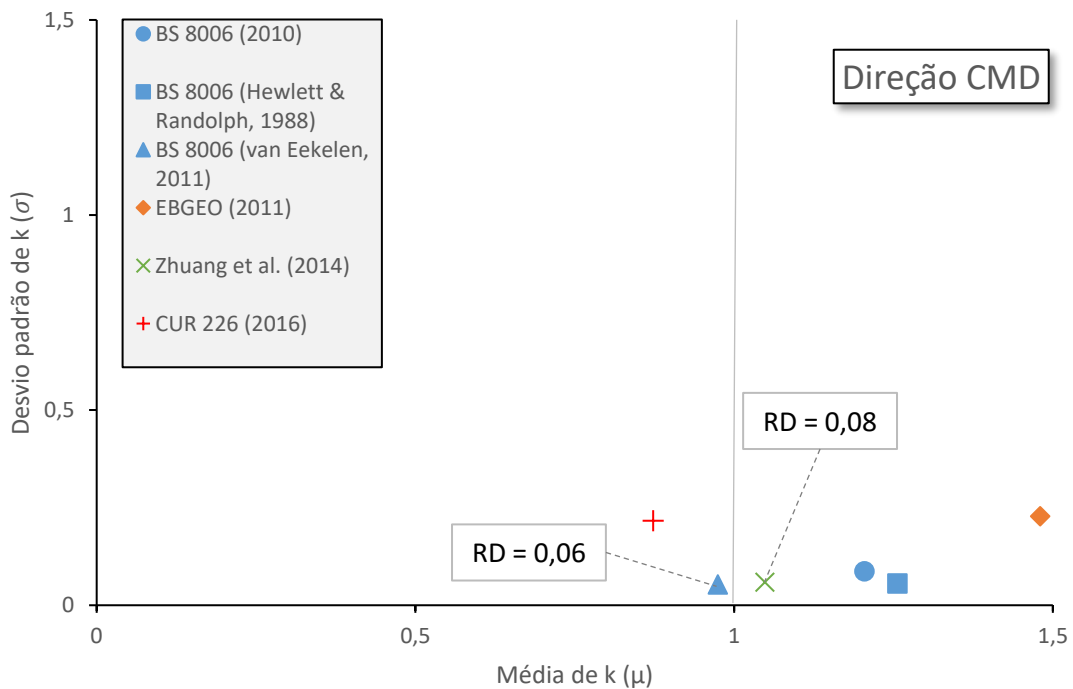


Figura 4.89 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios GTX: Direção CMD.

Analisando os recalques máximos entre capitéis, percebe-se que na direção MD, os métodos com menores *RD* foram os BS 8006 (Hewlett & Randolph, 1988), BS 8006 (2010) e Zhuang *et al.* (2014). Na direção CMD, foram o BS 8006 (modificado por van Eekelen, 2011) e Zhuang *et al.* (2014).

4.5.2 Avaliação com a microgrelha

A Figura 4.90 apresenta os resultados do *Ranking Distance* (*RD*) da carga transferida ao capitel central, e as Figura 4.91 e Figura 4.92 os recalques entre capitéis na direção MD e CMD, respectivamente.

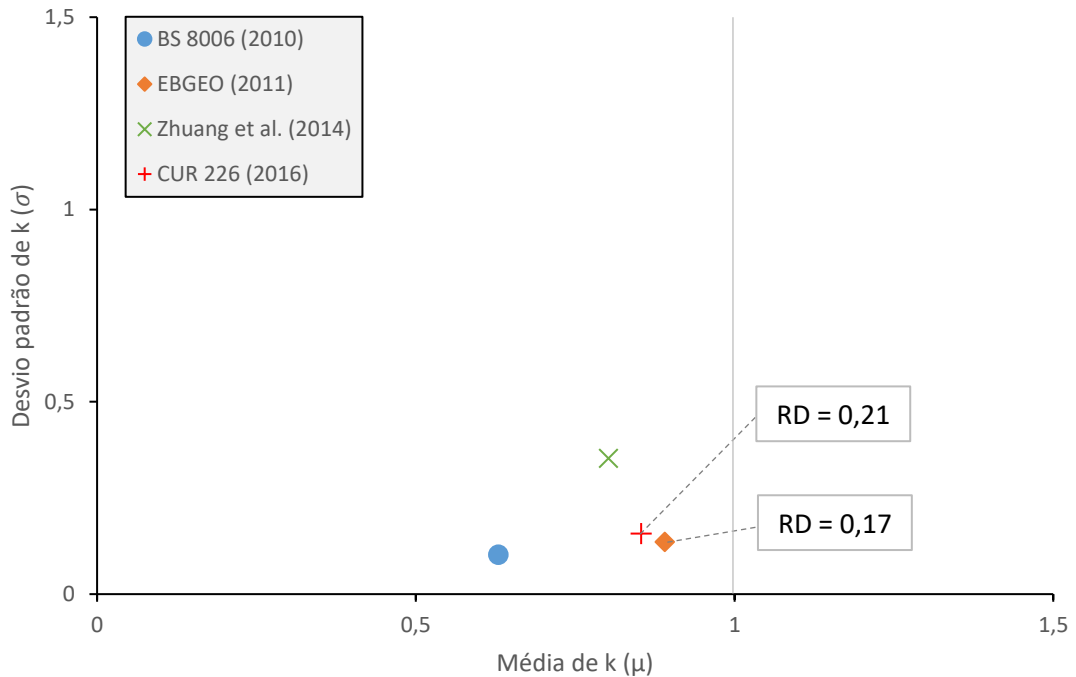


Figura 4.90 – *Ranking Distance* das cargas transferidas ao capitel central em relação aos valores medidos dos ensaios MGR.

Observa-se que, os métodos com menores *RD*, em relação à carga transferida ao capitel central nos ensaios reforçados com microgrelha, foram, novamente, os EBGEO (2011) e o CUR 226 (2016). Os demais métodos (BS 8006, 2010; e Zhuang *et al.*, 2014) tiveram *RD* iguais a 0,38 e 0,40, respectivamente.

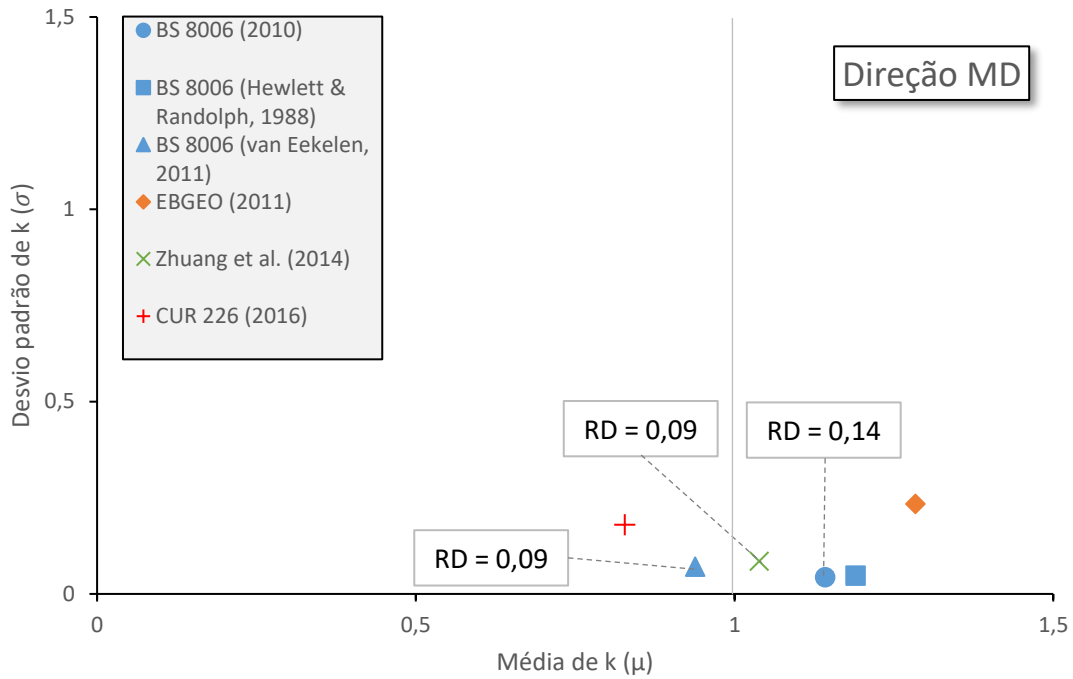


Figura 4.91 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios MGR: Direção MD.

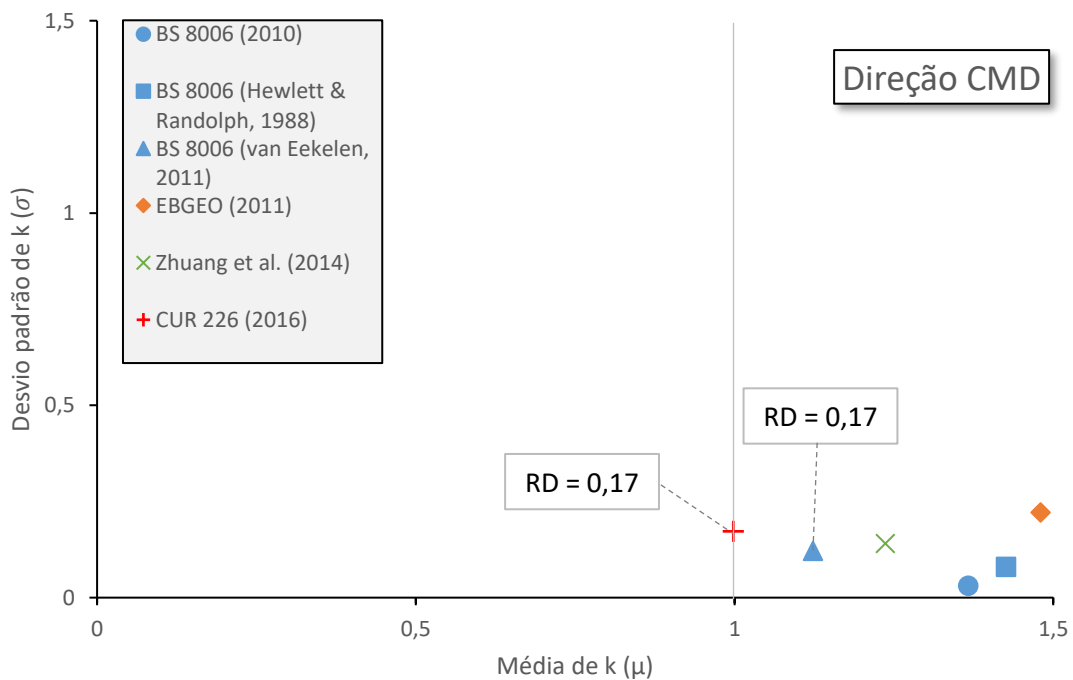


Figura 4.92 – *Ranking Distance* dos recalques máximos na base do aterro em relação aos valores medidos dos ensaios MGR: Direção CMD.

Em relação aos recalques na base do aterro nos ensaios reforçados com microgrelha, pode-se afirmar que os métodos mais precisos e acurados foram: BS 8006 (modificado por van Eekelen, 2011), Zhuang *et al.* (2014) e BS 8006 (2010), na direção

MD; na direção CMD foram o BS 8006 (modificado por van Eekelen, 2011) e CUR 226 (2016).

4.6 Avaliação dos Danos Mecânicos nos Reforços

As amostras retiradas dos reforços exumados foram submetidas a ensaios de tração de faixa larga e realizada uma análise estatística (Teste *t* de Student), com base em resultados em condições virgens e danificadas, para avaliar possíveis alterações nas propriedades de tração dos reforços com um nível de confiança de 95%.

4.6.1 Análise de variâncias em termos de resistência à tração

A Tabela 4.5 apresenta os valores da resistência à tração obtidos pelos ensaios de faixa larga nas amostras (Figura 3.21) após os carregamentos nas direções MD e CMD em função da posição de coleta do espécime (capitel central ou de canto).

Tabela 4.5 – Resistência à tração das amostras retiradas do reforço pós carregamento.

Ensaio	Posição	$T_{máx}$ (kN/m)		Ensaio	Posição	$T_{máx}$ (kN/m)	
		MD	CMD			MD	CMD
GTX-1	Central	14,76	20,79	MGR-1	Central	9,03	10,12
	Lateral	14,59	20,95		Lateral	10,38	11,43
	Canto	14,33	21,09		Canto	13,28	12,24
GTX-1 (R)	Central	17,10	21,55	MGR-2	Central	9,37	12,93
	Lateral	17,45	20,38		Lateral	9,74	12,08
	Canto	19,87	20,80		Canto	10,23	12,53
GTX-2 (I)	Central	17,58	20,42	MGR-1 (P1)	Central	13,46	13,69
	Lateral	16,93	21,44		Lateral	12,76	12,63
	Canto	15,67	23,05		Canto	12,22	13,11
GTX-2 (II)	Central	18,96	18,42	MGR-1 (P2)	Central	12,10	13,48
	Lateral	20,85	21,44		Lateral	13,04	12,52
	Canto	20,49	23,05		Canto	12,18	13,10

Notas: (1) T_{max} = resistência à tração após o ensaio de faixa larga (ASTM D4595); (2) Para a localização exata das amostras ver Figura 3.21; (3) Os valores da resistência à tração são valores médios em cada localização das amostras.

A Tabela 4.6 mostra os resultados de significância estatística se forem comparados os valores médios de todas as amostras. Uma variação estatisticamente significativa de $T_{máx}$ ao longo da direção CMD pode ser observada para todos os ensaios sem a camada protetora de geotêxtil entre o reforço e o capitel. Não foram observadas variações

estatisticamente significativas para testes em GTX ao longo da direção MD. Por outro lado, sem a presença da camada de proteção geotêxtil, houve variações estatisticamente significativas na resistência à tração do reforço MGR em ambas as direções, mesmo no ensaio com 2 camadas de reforço. A camada de reforço inferior no ensaio MGR–2 (2 camadas de reforço) apresentou variações significativas na sua resistência à tração, sugerindo que a presença da camada adicional 50 mm acima não influenciou a intensidade dos danos mecânicos para as condições dos ensaios.

Tabela 4.6 – Significância estatística da variação da resistência à tração.

Ensaio	Direção	$T_{máx,v}$ (kN/m)	$T_{máx,d}$ (kN/m)	Significância
GTX–1	MD	18.19	14.56	NS
	CMD	18.08	20.94	S
GTX–1 (R)	MD	18.19	18.14	NS
	CMD	18.08	20.91	S
GTX–2 (I)	MD	18.19	16.73	NS
	CMD	18.08	21.08	S
GTX–2 (II)	MD	18.19	20.10	NS
	CMD	18.08	20.97	S
MGR–1	MD	13.76	10.90	S
	CMD	13.54	11.26	S
MGR–2	MD	13.76	9.78	S
	CMD	13.54	12.51	S
MGR–1 (P1)	MD	13.76	12.81	NS
	CMD	13.54	13.14	NS
MGR–1 (P2)	MD	13.76	12.77	NS
	CMD	13.54	13.03	NS

Notas: (1) $T_{máx,v}$ = tensão de ruptura virgem dos ensaios de tensão de faixa larga; $T_{máx,d}$ = tensão de ruptura após o ensaio de tensão de faixa larga; MD = direção da máquina; CMD = direção perpendicular a da máquina; NS = não estatisticamente significativo com nível de confiança de 95%; S = estatisticamente significativo com nível de confiança de 95%.

Os resultados dos ensaios MGR protegidos com camada geotêxtil (ensaios MGR–1 (P1) e MGR–1 (P2)) não apresentaram diferenças estatisticamente significativas, mesmo para o geotêxtil de proteção mais leve (gramatura de 450 g/m²), mostrando que a camada geotêxtil não-tecido utilizada foi eficaz para minimizar os efeitos dos danos mecânicos na resistência à tração do reforço.

4.6.2 Análises de variâncias em termos de rigidez à tração – $J_{5\%}$

Análises similares foram realizadas em termos de rigidez à tração a deformação de 5% ($J_{5\%}$). A Tabela 4.7 apresenta os resultados médios de $J_{5\%}$ após o ensaio; enquanto que a Tabela 4.8 – Significância estatística da variação da rigidez à tração, mostra a significância estatística das variações nos resultados.

Tabela 4.7 – Rigidez à tração ($J_{5\%}$) das amostras retiradas do reforço pós carregamento.

Teste	Posição	$J_{5\%}$ (kN/m)		Teste	Posição	$J_{5\%}$ (kN/m)	
		MD	CMD			MD	CMD
GTX-1	Central	30.92	32.47	MGR-1	Central	63.73	53.92
	Lateral	32.74	34.45		Lateral	68.89	52.23
	Corner	27.25	23.35		Corner	66.90	50.84
GTX-1 (R)	Central	34.67	25.21	MGR-2	Central	65.80	51.99
	Lateral	30.09	21.66		Lateral	60.41	46.85
	Corner	33.07	22.14		Corner	60.74	50.78
GTX-2 (I)	Central	35.63	30.78	MGR-1 (P1)	Central	68.33	55.63
	Lateral	28.62	30.41		Lateral	67.19	53.95
	Corner	26.19	28.70		Corner	64.64	53.52
GTX-2 (II)	Central	35.85	26.74	MGR-1 (P2)	Central	67.03	62.65
	Lateral	39.12	30.32		Lateral	79.36	65.01
	Corner	37.14	29.21		Corner	85.22	60.18

Notas: (1) $J_{5\%}$ = rigidez à tensão de secante a 5%; (2) Os valores de $J_{5\%}$ são valores médios em cada local de amostra.

Tabela 4.8 – Significância estatística da variação da rigidez à tração.

Ensaio	Direção	$J_{5\%,v}$ (kN/m)	$J_{5\%,d}$ (kN/m)	Significância
GTX-1	MD	31.54	30.30	NS
	CMD	23.84	30.09	NS
GTX-1 (R)	MD	31.54	32.61	NS
	CMD	23.84	23.00	NS
GTX-2 (I)	MD	31.54	30.15	NS
	CMD	23.84	29.96	S
GTX-2 (II)	MD	31.54	37.37	NS
	CMD	23.84	28.76	S
MGR-1	MD	80.20	66.51	S
	CMD	59.12	52.33	S
MGR-2	MD	80.20	62.32	S

	CMD	59.12	49.87	S
MGR-1 (P1)	MD	80.20	66.72	S
	CMD	59.12	54.37	S
MGR-1 (P2)	MD	80.20	77.20	NS
	CMD	59.12	62.61	NS

Notas: (1) $J_{5\%,v}$ = rigidez à tração a 5% de deformação de amostras virgens; $J_{5\%,d}$ = rigidez à tração a 5% de deformação após o ensaio; NS = não estatisticamente significativo com nível de confiança de 95%; S = estatisticamente significativo com nível de confiança de 95%.

Na prática, as variações da rigidez à tração do reforço aumentarão os recalques da base do aterro entre os capitéis. Em dez dos doze casos (considerando MD e CMD) a significância estatística foi a mesma tanto para as variações $T_{máx}$ como $J_{5\%}$ (Tabela 4.6 e Tabela 4.8), embora os fatores de redução sejam normalmente aplicados apenas ao $T_{máx}$ no projeto. Não foi observada variação estatisticamente significativa da rigidez à tração nos ensaios com GTX, exceto nos ensaios com duas camadas de reforço, nos quais houve aumentos de $J_{5\%}$ ao longo da direção CMD. Esses aumentos podem ser uma consequência de variações de gramatura do geotêxtil não-tecido em combinação com a influência da impregnação do geotêxtil pelo pó resultante da abrasão das partículas de brita. A medição da gramatura dos reforços GTX após os ensaios confirmaram a sua impregnação pelo pó de brita.

Foram observadas reduções significativas da rigidez à tração nos ensaios MGR em ambas as direções, exceto no ensaio MGR-1 (P2), em que foi utilizada uma camada geotêxtil protetora de maior gramatura (900 g/m²) entre o reforço e os capitéis. Esse resultado mostra que é necessária a utilização de geotêxteis com gramaturas elevadas para uma proteção eficaz da camada de reforço. Uma análise mais precisa da influência direta e dos fatores de redução desses danos na rigidez e na resistência à tração dos elementos de reforço é apresentada em Palmeira *et al.* (2022).

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

5.1 Conclusões

Este estudo investigou o comportamento de aterros estaqueados com reforço geossintético por meio de ensaios em modelos físicos de grandes dimensões considerando-se dez cenários. Foram realizados 10 ensaios de modelos de aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, utilizando-se um equipamento de grande porte montado especificamente para estes tipos de ensaios. Foi avaliada a influência da rigidez à tração dos elementos de reforço, bem como do número de camadas de reforço, da proteção contra danos mecânicos aos geossintéticos e da substituição de parte do solo do aterro por EPS, realizando-se medições de: i) cargas transferidas ao capitel central, ii) distribuições de tensões no corpo do aterro, iii) recalques superficiais e na base do aterro e iv) deformações no reforço geossintético.

As principais conclusões obtidas em termos do equipamento utilizado e comportamento geral do sistema são:

- Inicialmente, pode-se afirmar que o equipamento de grande porte utilizado nesta pesquisa foi capaz de simular satisfatoriamente aterros estaqueados reforçados com geossintéticos, uma vez que, por meio de repetições de ensaios, obteve-se uma boa repetibilidade dos resultados, levando-se em consideração todas as variáveis envolvidas;
- Pôde-se evidenciar o efeito do arqueamento ao se analisar as cargas transferidas ao capitel central, as tensões totais verticais no interior do aterro e os recalques na superfície do aterro;
- O efeito membrana também foi evidenciado nas análises das cargas transferidas ao capitel central e nas deformações dos reforços geossintéticos;
- Os recalques na base do aterro e as deformações dos elementos de reforço mostraram-se diretamente correlacionados à rigidez à tração do material geossintético, isto é, os reforços geossintéticos mais rígidos apresentaram a menores recalques na base do aterro e menores deformações no reforço;
- Os recalques superficiais foram uniformes e ocorreram predominantemente devido à compressão do solo do aterro e não devido aos recalques entre capitéis na base;

- Durante o carregamento, ocorreu o imbricamento do material de aterro, deixando-o em um estado de compressão, impedindo o seu retorno ao estado inicial após o descarregamento.

No tocante ao número de camadas de reforço, conclui-se que:

- Comparando os ensaios com duas camadas de reforço (GTX-2 (I); GTX-2 (II); e MGR-2) com os de somente uma camada (GTX-1; e MGR-1), percebeu-se que o acréscimo da segunda camada de reforço não apresentou reduções significativas nos recalques na base do aterro e nas deformações na camada inferior de reforço;
- Nos ensaios GTX-2 (I) e GTX-2 (II), as cargas transferidas ao capitel central foram similares e inferiores aos ensaios GTX-1 e GTX-1 (R), sugerindo que o método de ancoragem da segunda camada não alterou as distribuições de tensões no interior do aterro e que a camada superior de reforço e o solo abaixo da mesma perderam contato, em ambos os tipos de ancoragem, fazendo com que parte da carga resistida pela camada superior de reforço fosse transferida para as paredes do equipamento.

Em relação à substituição de parte do solo de aterro por EPS, conclui-se que o método se mostrou como uma alternativa viável para a redução de cargas em aterros estaqueados reforçados, pois observou-se vantagens significativas com a utilização desse método, tais como:

- Os ensaios com EPS reduziram levemente as deformações nos reforços, principalmente na direção MD e nos últimos estágios de carregamento. Reduziram também os recalques superficiais do aterro;
- Foram reduzidas de forma significativa as cargas transferidas ao capitel central, as tensões distribuídas no corpo do aterro e os recalques na base do aterro, principalmente na região entre capitéis.

Analisando simultaneamente a precisão e acurácia dos métodos analíticos, pode-se concluir que:

- Em relação às cargas transferidas ao capitel central, os métodos mais precisos e acurados, para ambos os tipos de reforço ensaiados, foram os EBGEO (2011) e CUR 226 (2014);

- Em relação aos recalques na base do aterro, os métodos mais precisos e acurados, para ambos os tipos de reforço, foram os BS 8006 (modificado por van Eekelen, 2011) e Zhuang *et al.* (2014);
- Percebeu-se que na comparação direta dos valores medidos e calculados, alguns métodos analíticos apresentaram previsões próximas às medições. No entanto, quando analisados com a abordagem de *Ranking Distance*, alguns desses métodos se mostram imprecisos e/ou inacurados, reforçando a relevância da aplicação desse tipo análise estatística para avaliação de acurácia e previsão de métodos de cálculo.

A respeito dos danos mecânicos sofridos pelo reforço geossintético em contato com os capitéis, conclui-se que:

- No ensaio MGR-1 houve uma queda brusca no acréscimo de carga transferida ao capitel central no último estágio de carregamento, o que pode sugerir um dano mecânico elevado ao reforço geossintético. Este fato também foi observado nas análises dos recalques na base do aterro e das deformações do reforço;
- Aparentemente, os ensaios com proteção no topo dos capitéis apresentaram aumento nas cargas transferidas ao capitel central e diminuição nas deformações nos elementos de reforço;
- A utilização de duas camadas de reforço MGR não influenciou significativamente a intensidade dos danos mecânicos na camada inferior para as condições dos ensaios;
- Os resultados dos ensaios com MGR protegidos com camada geotêxtil não apresentaram diferenças estatisticamente significativas em termos de resistência à tração do reforço, mesmo para o geotêxtil de proteção mais leve (gramatura de 450 g/m²), mostrando que a camada de geotêxtil não-tecido utilizada foi eficaz para minimizar os efeitos dos danos mecânicos;
- Já para a rigidez à tração do elemento de reforço, foi necessária a utilização de uma proteção com geotêxtil mais pesada (900g/m²) para uma proteção eficaz da camada de reforço.

5.2 Recomendações para pesquisas futuras

As sugestões de ensaios e análises para a continuidade desta pesquisa são:

- Utilizar geocélulas, dentro da escala do equipamento, como reforço de base do aterro estaqueado;
- Realizar ensaios com carga cíclica, com diferentes geossintéticos de reforço, para simular e avaliar a influência do tráfego de equipamentos durante as fases de construção do aterro estaqueado;
- Simular o solo mole abaixo da camada de reforço com materiais compressíveis e de baixa resistência, respeitando o fator de escala, e estudar a influência da transferência de cargas sobre o mesmo;
- Desenvolver equações empíricas, a partir de regressão linear múltipla dos dados obtidos nos ensaios, para a estimativa de cargas transferidas ao capitel central, recalques na base do aterro e deformações do elemento de reforço;
- Utilizar softwares de elementos finitos para realizar uma modelagem 3D do modelo do ensaio a fim de se compararem os resultados obtidos e previstos pela modelagem numérica.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 6502: Rochas e Solos – Terminologia**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR ISO 10319: Geossintéticos – Ensaio de tração faixa larga**. Rio de Janeiro: ABNT, 2013.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR ISO 9864: Geossintéticos – Método de ensaio para determinação da massa por unidade de área de geotêxteis e produtos correlatos**. Rio de Janeiro, 2013.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12004: Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro, 1990.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 12051: Solo – Determinação do índice de vazio mínimo de solos não coesivos**. Rio de Janeiro, 1991.
- Abusharar, A.W.; Zheng, J.J.; Chen, B.G. & Win, J.H. (2009). **A simplified method for analysis of piled embankment reinforced with geosynthetics**. *Geotextiles and Geomembranes*, 27:39–52, DOI: 10.1016/j.geotexmem.2008.05.002.
- Almeida, M. S. S. & Marques, M. E. S. (2004). **Aterros Sobre Camadas Espessas de Solos Muito Compressíveis**. II Congresso Luso–Brasileiro de Geotecnia, ABMS/SPG, Aveiro, Portugal, 103 – 112.
- 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. & Marques, M. E. S. (2013). **Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils**. Taylor & Francis, London, UK.
- Assis, A. P.; Espósito, T. J.; Gardoni, M. G.; Silva, P. D. E. A. & Maia, J. A. (2012). **Métodos Estatísticos e Probabilísticos em Geotecnia**. Publicação G. AP002/2012. Apostila do curso de Pós–Graduação em Geotecnia, UNB, Brasília.
- Assis, A. P. (2018). **Métodos Estatísticos em Geotecnia**. Notas de Aula, Universidade de Brasília.
- ASTM D 3080 (1998). **Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. American Society for Testing and Materials, United States, 6 p.
- Briaud, J. L., & Tucker, L. M. (1988). **Measured and predicted axial load response of 98 piles**. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(9): 984–1001.
- 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.
- 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.
- Briaçon, L. & Simon, B. (2017). **Pile–supported embankment over soft soil for a high–speed line**. *Geosynthetics International*. DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/jgein.17.00002>.
- BS 8006–1. (2010). **Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills**. British Standards Institution, ISBN 978-0-580-53842-1.

Chen, R.P.; Liu, Q.W.; Wang, H.L.; Liu, Y. & Ma, Q.L. (2020). **Performance of geosynthetic–reinforced pile–supported embankment on soft marine deposit**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Geotechnical Engineering. DOI: <https://doi.org/10.1680/jgeen.19.00136>.

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.

CUR 226. (2016). **Design Guideline Basal Reinforced Piled Embankments**. Eds.: S.J.M. van Eekelen & M.H.A. Brugman. Revision of the Design Guideline CUR226. (In English). SBRCURnet & CRC press, Delft, in press, ISBN 9789053676240.

DGGT – German Geotechnical Society. (2010). **Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements**. EBGEO, Berlin, Germany.

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.

DNIT–PRO 380/22. **Utilização de geossintéticos em aterros sobre solos moles para obras viárias**. 22p. Brasília – DF.

DNIT–PRO 381/21. **Projeto de aterros sobre solos moles para obras viárias**. 35p. Brasília – DF.

EBGEO (2011). **Recommendations for design and analysis of earth structures using geosynthetic reinforcements** – EBGEO. Germany. ISBN 978-3-433-60093-1.

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.

FHWA (2017). **Ground modification methods reference manual** – Volume II. Federal Highway Administration, US Department of Transportation, Publication No. FHWA–NHI–16–028, Washington, USA, 542 p.

Filz, G.M. & Smith, M.E. (2006). **Design of bridging layers in geosynthetic–reinforced column–supported embankments**. Virginia Transportation Research Council, Charlottesville, VA, USA, 46p.

Filz, G.M. & Smith, M.E. (2007). **Net vertical loads on geosynthetics reinforcement in column–supported embankments**. In Proceedings of Soil Improvement, Geotechnical Special Publication No. 172, Geo–Institute of ASCE, Reston, VA.

- 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.
- Fonseca, E.C.A. & Palmeira, E.M. (2018). **An evaluation of the accuracy of design methods for geosynthetic reinforced piled embankments**. *Geosynthetics International*.
- 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.
- 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.
- Hewlett, W.J. & Randolph, M.F. (1988). **Analysis of piled embankments**. *Ground Engineering*, April 1988, Volume 22, Number 3, pp. 12–18.
- Jenner, C.J.; Austin, R.A. & Buckland, D. (1998). **Embankment support over piles using geogrids**. *Proceedings. Sixth International Conference on Geosynthetics*, 763–766.
- Jarret, N.D.; Brown, C.J. & Moore, D.B. (1995). **Pressure measurements in a rectangular silo**. *Geotechnique* 45(1): 94– 104.
- John, N.W.M. (1987). **Geotextiles**. Blackie. Glasgow.
- 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.; Gobel, C.; Alexiew, D. & Heitz, C. (2004). **German Recommendations for reinforced Embankments on Pile–Similar Elements**, *Proceedings of Third European Geosynthetics Conference, Munique*, 279–284p.
- Kempfert, H–G.; Stadel, M. & Zaeske, D. (1997), **Design of Geosynthetic – Reinforced Bearing Layers Over Piles**, *Bautechnik*, 74, Vol.12, 818–825p.
- Low, B.K.; Tang, S.K. & Choa, V. (1994). **Arching in piled embankments**. *Journal of Geotechnical Engineering*. 120(11): 1917–1938.
- Marston, A. (1930). **The Theory of External Loads on Closed Conduits in the Light of the Latest Experiments**. Bull. 96, Iowa Engineering Experiment Station, Ames, Iowa.
- Massad, F. (2003). **Obras de terra: Curso Básico de Geotecnia**. 1ª edição. São Paulo, Oficina de Textos
- McGuire, M.; Sloan, J.; Collin, J. & Filz, G. (2012). **Critical Height of Column–Supported Embankments from Bench–Scale and Field–Scale Tests**, ISSMGE – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. TC 211 International Symposium on Ground Improvement IS–GI, Bruxelas.
- Mello, L.G.F.S. & Bilfinger, W. (2004). **Aterros sobre estacas**. In: ABNIT. (Org.). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*.
- Okyay, U.S.; Dias, D.; Thorel, L. & Rault, G. (2014). **Centrifuge modeling of a pile–supported granular earth–platform**. *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943–5606.0001004](https://doi.org/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.** Canadian Geotechnical Journal, 2003, 40(6): 1200–1207, DOI: <https://doi.org/10.1139/t03-063>.
- Palmeira, E.M. (2009). **Soil–Geosynthetic Interaction: Modelling and analysis.** Geotextiles and Geomembranes, 27, pp. 368–390.
- Palmeira, E.M. (2018). **Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente.** São Paulo: Oficina de Textos, 2018.
- Palmeira, E.M.; Melchior Filho, J.; Fonseca, E.C.A. (2022). **An evaluation of reinforcement mechanical damages in geosynthetic reinforced piled embankment.** Soils and Rocks. (no prelo).
- Pham, T.A. (2020a). **Analysis of geosynthetic–reinforced pile–supported embankment with soil–structure interaction models.** Computers and Geotechnics vol. 121(103438): 1–17. DOI: 10.1016/j.compgeo.2020.103438.
- Pham, T.A. (2020b). **Load–deformation of piled embankments considering geosynthetic membrane effect and interface friction.** Geosynthetics International. Volume 27 Issue 3. pp. 275–300 DOI: <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00030>.
- Rui, R.; Han, J.; van Eekelen, S.J.M. & Wan, Y. (2018). **Experimental Investigation of Soil–Arching Development in Unreinforced and Geosynthetic–Reinforced Pile–Supported Embankments.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Vol. 145. DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0002000
- Russel, D. & Pierpoint, N. (1997). **An assessment of design methods for piled embankments.** Ground Engineering. November issue, pp. 39–44.
- Sá, C.T.; Palmeira, E.M.; Dellabianca, L.M.A. & Fabel, 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.
- Sandroni, S.S. (2006). **Sobre a prática brasileira de projeto geotécnico de aterros rodoviários em terrenos com solos muito moles.** In: Anais do III Congresso Luso–Brasileiro de Geotecnia, volume único, pp. 1–20, Curitiba.
- Sloan, J.A.; Filz, G.M. & Collin, J.G. (2011). **A generalized formulation of the adapted terzaghi method of arching in column–supported embankments.** In Proceedings of Geo–Frontiers: Advances in Geotechnical Engineering, Han, J. and Alzamora, D.E., Editors, Geotechnical Special Publication No. 211, Geo–Institute of ASCE, Reston, VA, pp. 798–805.
- Spotti, A.P. (2006). **Aterro estaqueado reforçado instrumentado sobre solo mole.** Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 394 p.
- 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, 307 – 311.
- Terzaghi, K. (1943). **Theoretical Soil Mechanics.** 3ª edição, Nova York, John Wiley & Sons.
- van Eekelen, S.J.M. (2015). **Basal Reinforced Piled Embankments.** PhD thesis Technical University of Delft, Holanda. 274p. ISBN 978-94-6203-825-7.

- van Eekelen, S.J.M. (2016). **The 2016–update of the Dutch Design Guideline for Basal Reinforced Piled Embankments**. *Procedia Engineering*. vol. 143, p. 582–589. DOI: 10.1016/j.proeng.2016.06.077.
- van Eekelen, S.J.M. & Han, J. (2020). **Geosynthetic–reinforced pile–supported embankments: state of the art**. *Geosynthetics International*. DOI: <https://doi.org/10.1680/jgein.20.00005>.
- 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. & van Tol, A.F. (2011). **Analysis and modification of the British Standard BS8006 for the design of piled embankments**. *Geotextiles and Geomembranes* 29:345–359. DOI: [dx.doi.org/10.1016/j.geotexmen.2011.02.001](https://doi.org/10.1016/j.geotexmen.2011.02.001).
- 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*, v. 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*, v. 32, pp. 82–94.
- 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. (2015). **Validation of analytical models for the design of basal reinforced piled embankments**. *Geotextiles and Geomembranes*. 43:1, pp. 56 – 81.
- White, D.J. (2008). *Contributions to Géotechnique 1948–2008: Physical modelling*. *Géotechnique*, Vol. 58, N° 5, pp. 413–421.
- Xu, C.; Zhang, X.; Han, J. & Yang, Y. (2019). **Two–Dimensional Soil–Arching Behavior under Static and Cyclic Loading**. *International Journal of Geomechanics*. 19(8): 04019091. ASCE, ISSN 1532–3641. DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943–5622.0001482.
- Zaeske, D. (2001). **Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen**. *Schriftenreihe Geotechnik*, Universität Kassel, Heft 10 (em Alemão).
- Zhang, C.; Jiang, G.; Liu, X. & Buzzi, O. (2016). **Arching in geogrid–reinforced pile–supported embankments over silty clay of medium compressibility: field data and analytical solution**. *Computers and Geotechnics*, 77, 11–25.
- Zhuang, Y.; Cheng, X. & Wang, K. (2020). **Analytical solution for geogrid–reinforced piled embankments under traffic loads**. *Geosynthetics International*. Volume 27 Issue 3. pp. 249–260. DOI: <https://doi.org/10.1680/jgein.19.00023>.

Zhuang, Y.; Wang, K.Y. & Liu, H.L. (2014). **A simplified model to analyze the reinforced piled embankments**. *Geotextiles and Geomembranes*, Vol. 42, Issue 2, April 2014, pp. 154–165. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.geotexmem.2014.01.002>.