

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

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA AO
ARRANCAMENTO DE TIRAS METÁLICAS E POLIMÉRICAS EM
RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL**

LUIS ALONSO GONZÁLEZ CORRALES

ORIENTADOR: GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAÚJO, D.Sc.

CO-ORIENTADOR: ENNIO MARQUES PALMEIRA, Ph.D.

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD-190/23

BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2023

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

**AVALIAÇÃO EXPERIMENTAL DA RESISTÊNCIA AO
ARRANCAMENTO DE TIRAS METÁLICAS E POLIMÉRICAS EM
RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO CIVIL**

LUIS ALONSO GONZÁLEZ CORRALES

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

APROVADA POR:

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

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

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, Ph.D. (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**PAULO CÉSAR DE ALMEIDA MAIA, D.Sc. (UNEF)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**JEFFERSON LINS DA SILVA, D.Sc. (USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 04 DE SETEMBRO DE 2023.

FICHA CATALOGRÁFICA

CORRALES, LUIS ALONSO GONZÁLEZ

Avaliação experimental da resistência ao arrancamento de tiras metálicas e poliméricas em resíduos de construção civil [Distrito Federal] 2023

xxviii, 235 p., 210 x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2023)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Muros de Solos Mecanicamente Estabilizados 2. Ensaio de Arrancamento

3. Resíduos de Construção Civil

4. Solo Reforçado com Tiras

I. ENC/FT/UnB

II. Doutor

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CORRALES, L.A. (2023). Avaliação Experimental da Resistência ao Arrancamento de Tiras Metálicas e Poliméricas em Resíduos de Construção Civil. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-190/23, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 235 p.

CESSÃO DE CRÉDITOS

NOME DO AUTOR: Luis Alonso González Corrales

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliação Experimental da Resistência ao Arrancamento de Tiras Metálicas e Poliméricas em Resíduos de Construção Civil

GRAU / ANO: Doutor / 2023.

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

Luis Alonso González Corrales

(E-mail: lalongc@gmail.com)

CLN 408, Bloco B, Apto. 05, Asa Norte

CEP: 70855-520, Brasília/DF - Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e todos os seus professores, pela oportunidade de participar deste programa de excelência e por compartilharem seus conhecimentos.

Ao professor Gregório Luís Silva Araújo, pela orientação, paciência, constante apoio e pelos ensinamentos durante a realização desta pesquisa.

Ao professor Ennio Marques Palmeira, pela co-orientação e todos os valiosos aportes recebidos para o desenvolvimento da pesquisa.

Ao colega Rodrigo Pierozan, por ajudar sempre que necessitei, seu auxílio no laboratório foi imprescindível para a realização da parte experimental e pela coautoria na realização do artigo.

Aos amigos Jair Ochoa (Calioso) e Pedro Granados (Pedrin), pela ajuda na montagem dos ensaios e por estarem sempre presentes.

Aos colegas e amigos da Pós-graduação, em especial a Igor Fernandes, Ana Carolina Pires, Michael Barrantes, Gabriel Gomes, Leandro Gomes, Luis Angel Moreno, Andrea Cardona e todos os demais parceiros, por todo o companheirismo e ajuda constante dentro e fora do laboratório, pela sua amizade. Guardarei a saudade de todos para sempre.

Aos membros da banca examinadora que aceitaram o convite, pelas sugestões e comentários para melhorar o trabalho realizado.

À Escuela Centroamericana de Geología da Universidad de Costa Rica (ECG-UCR) por me apoiar na realização do estudo de Pós-Graduação no estrangeiro, em especial aos professores Rolando Mora e Guaria Cárdenes, por acreditar na minha capacidade.

À Oficina de Asuntos Internacionales y Cooperación Externa da Universidad de Costa Rica (OAICE-UCR) pelo apoio financeiro e à Fundação de Apoio à Pesquisa do Distrito Federal (FAPDF) pela bolsa de estudo nos últimos meses do doutorado.

Às empresas privadas Fornecedora de Areias Bela Vista, pela doação dos resíduos de construção civil reciclados; Terra Armada *Ltda.* e Macaferri *Ltda.* por fornecerem, respectivamente, as tiras metálicas e poliméricas, utilizados na pesquisa.

Aos técnicos e professores responsáveis pelos seguintes laboratórios: Laboratório de Geotecnia do programa de Pós-Graduação em Geotecnia da UnB, Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (INFRALAB-UnB), Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes do Programa de Pós-Graduação em Sistemas Mecatrônicos da UnB (LabMatl-UnB), Laboratório de Materiais do Centro Universitário de Brasília (UniCEUB), Laboratório de Microscopia Eletrônica de Varredura e Confocal Laser do Programa de Pós-graduação em Ciências Mecânicas da UnB, Laboratório de Difractometria de Raios-X, do Instituto de Geociências da UnB, Laboratório de Análises de Solos para Agricultura e Meio Ambiente da SoloQuímica, pelo auxílio para realização dos diversos ensaios de caracterização.

A cada professor que passou pela minha vida, foram essenciais para a minha formação, agradeço todos os ensinamentos. Foi através deles que aprendi nesse longo caminho que começou na escola e acaba hoje com esse doutorado.

Em especial, agradeço a minha namorada e grande parceira Victoria Campos. Pelo amor, compressão e apoio incondicional ao longo destes anos.

Ao Brasil que me acolheu e ofereceu-me muito mais do que o esperado, um lugar especial no meu coração.

Enfim, gostaria de agradecer a todas as pessoas que de alguma forma me ajudaram a conseguir a realização deste objetivo.

Muito obrigado!

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a minha mãe, irmãos e sobrinhos
A minha namorada Victoria e nossa filha,
te esperamos com muito amor, bebê!

“Dichosa la madre costarricense, que sabe que su hijo
al nacer, jamás será soldado”

Ryoichi Sasakawa

RESUMO

A construção civil desempenha um papel fundamental no desenvolvimento econômico e social de uma nação. Porém, apesar da sua irrefutável importância, estudos recentes têm estimado que a indústria da construção é responsável pelo consumo de aproximadamente metade dos recursos naturais e pela produção de um quarto dos resíduos e emissões de CO₂ em escala mundial. Sem dúvida, um dos maiores desafios ambientais da atualidade. Neste cenário, a reciclagem e reutilização de RCD's dentro do setor da construção é uma das maneiras mais eficazes de preservar os recursos naturais, minimizar os impactos ambientais, e promover o desenvolvimento sustentável. Diante disso, o presente estudo visa determinar a viabilidade da utilização de RCD como material de aterro em muros mecanicamente estabilizados, por meio de ensaios de arrancamento em grande escala. Para avaliar o seu desempenho, os resultados obtidos foram comparados com o comportamento geomecânico de uma areia natural, comumente utilizada em soluções de solo reforçado. Além disso, os parâmetros de projeto calculados a partir dos ensaios de laboratório que consideraram as várias condições de projeto foram comparados com os valores obtidos de acordo com os procedimentos padrão estabelecidos pelas normas técnicas e manuais de projeto. Por fim, foram analisadas as características químicas e eletroquímicas, de forma a avaliar a sua viabilidade do ponto de vista da durabilidade e resistência à corrosão e/ou degradação dos elementos de reforço. Os resultados obtidos revelaram que, apesar de não atender os critérios granulométricos estabelecidos por diversas normativas internacionais, os RCD-R mostraram bom desempenho e excelente comportamento mecânico em termos de resistência ao arrancamento de reforços metálicos com ressaltos e sintéticos convencionais. Seu desempenho mostrou-se comparável à areia natural, atingindo parâmetros de resistência ao arrancamento semelhantes ou melhores do que o material de referência. Por conseguinte, a sua utilização como material de construção alternativo em substituição total ou parcial dos agregados naturais tradicionalmente utilizados, parece ser uma solução *eco-friendly* promissória, mostrando-se vantajoso na aplicação proposta, desde que sejam atendidos os demais requisitos de projeto, uma vez que no RCD-R pedregulho foram detectadas concentrações altas de íons cloreto e sulfato, assim como valores de resistividade elétrica baixos. De maneira complementar, com base nos ensaios de arrancamento, foi desenvolvido um modelo analítico capaz de prever a resposta ao arrancamento de tiras metálicas nervuradas em materiais geotécnicos alternativos, baseado na sua distribuição granulométrica, que mostrou resultados condizentes com os valores medidos.

ABSTRACT

Civil construction plays an important role to the economic and societal progress of a nation. However, its undeniable significance is accompanied by a concerning about its environmental impact. Recent studies have indicated that the construction sector consumes half of global natural resources and it is responsible for a quarter of waste generation and CO₂ emissions. As an ecological response, the recycling and reuse of Construction and Demolition Waste (CDW) in the construction industry presents great potential to safeguard natural resources, mitigate environmental impacts, and promote the sustainable development. In this context, this study aims to assess the viability of employing CDW as structural filling material in mechanically stabilized earth walls through large-scale pull-out tests. To evaluate the research efficacy, the results were compared to the geomechanical behavior of conventional natural sand, widely utilized in reinforced soil solutions. Furthermore, design parameters derived from laboratory tests, were compared to the values established by standard technical practices and design guidelines. Furthermore, an analysis of chemical and electrochemical qualities was conducted to evaluate durability and resistance to corrosion and degradation of reinforcement elements. Although the grain size distribution was not fully agreeing to criteria stipulated by several international regulations, the recycled CDW demonstrates creditable performance and remarkable mechanical characteristics, particularly regarding the pullout resistance of ribbed metallic and conventional synthetic strips. The performance presented by the alternative materials was similar or even higher than the showed by the natural sand. Therefore, the application of recycled CDW as an environmentally friendly alternative for total or partial replacement of conventional natural aggregates is a promising solution. It is important to point out that the recycled CDW gravel exhibited elevated concentrations of chloride and sulfate ions, alongside with diminished electrical resistivity values. Additionally, to the findings, an analytical model was formulated based on pull-out tests and was capable of predicting the response of ribbed metallic strips in alternative geotechnical materials, based on their grain size distribution.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2. JUSTIFICATIVA	2
1.3. OBJETIVOS	3
1.3.1. OBJETIVO GERAL	3
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. ESCOPO DA TESE	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	6
2.1. ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	6
2.2. ELEMENTOS DE REFORÇO	8
2.3. MATERIAIS DE ATERRO	11
2.4. MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO	17
2.5. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO – f^*	24
2.5.1. CÁLCULO DE f^* COM BASE EM ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	24
2.5.2. ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO COM BASE NAS NORMAS TÉCNICAS – f^{*}	26
2.5.3. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE NA LITERATURA TÉCNICA	30
2.6. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO CIVIL	34
2.6.1. DEFINIÇÕES E CLASSIFICAÇÃO	34
2.6.2. SITUAÇÃO ATUAL E RECICLAGEM	35
2.6.3. USO DE RCD EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO	38
3. METODOLOGIA	42
3.1. SELEÇÃO E PREPARAÇÃO DOS MATERIAIS	43
3.1.1. MATERIAS GEOTÉCNICOS	43
3.1.2. ELEMENTOS DE REFORÇO	45

3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	46
3.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	46
3.2.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	49
3.2.3. CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA	52
3.2.4. CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA.....	55
3.2.5. CARACTERIZAÇÃO ELETROQUÍMICA.....	56
3.2.6. CARACTERIZAÇÃO DOS REFORÇOS	58
3.3. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	60
3.3.1. EQUIPAMENTO	61
3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO	65
3.3.3. CALIBRAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO	66
3.3.4. DISPOSIÇÃO DOS INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO.....	70
3.3.5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO.....	73
4. RESULTADOS E ANÁLISE DE RESULTADOS	79
4.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	79
4.1.1. ANÁLISE GRAVIMÉTRICA.....	79
4.1.2. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA	81
4.1.3. CRITÉRIOS PARA A SELEÇÃO DO MATERIAL DE ATERRO	87
4.1.4. MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS.....	89
4.1.5. COMPACIDADE	91
4.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	92
4.2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	92
4.2.2. RESISTÊNCIA À QUEBRA E ABRASÃO.....	95
4.2.3. DEFORMABILIDADE.....	98
4.3. CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA	100
4.3.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV	100

4.3.2. DIGITALIZAÇÃO 3D	101
4.4. CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA	103
4.4.1. ANÁLISE PETROGRÁFICA	103
4.4.2. ESPECTROSCOPIA POR DISPERSÃO DE ENERGIA – EDS	105
4.4.3. ESPECTROSCOPIA POR FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X – FRX	108
4.4.4. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – DRX	111
4.5. CARACTERIZAÇÃO ELETROQUÍMICA	113
4.6. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇOS	116
4.6.1. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO	116
4.6.2. CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE OS REFORÇOS	119
4.7. ARRANCAMENTO DE REFORÇOS	120
4.7.1. CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS	121
4.7.2. ANÁLISE DE REPETIBILIDADE	123
4.7.3. CONTROLE DE COMPACIDADE	124
4.7.4. RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO	127
4.7.5. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO CALCULADO COM BASE NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO – f^*	140
4.7.6. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO ESTIMADO COM BASE NAS NORMAS TÉCNICAS – $f^{*’}$	145
4.7.7. COEFICIENTE DE ATRITO REAL SOLO-REFORÇO – f	157
4.7.8. MOBILIZAÇÃO E DEFORMAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO	164
5. CONCLUSÕES	172
6. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	178
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	179
APÊNDICES	194
APÊNDICES A: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	195
APÊNDICES B: ENSAIOS DE ARRANCAMENTO	203

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Muros em solos mecanicamente estabilizados; a) secção transversal típica, b) detalhe dos componentes, c) execução de um aterro rodoviário e d) aspecto de uma estrutura em terra armada – encontro portante (Adaptado de The Reinforced Earth Company, 2021)..	7
Figura 2.2. Resultado dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas lisas e nervuradas (Adaptado de Schlosser & Elias, 1978).	9
Figura 2.3. Custo de construção por área de face para várias soluções de contenção (Elias et al., 2001).	10
Figura 2.4. Possíveis faixas de classificação de grupos de materiais de aterro para armaduras nervuradas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021) (Adaptado de Miranda, 2009).	12
Figura 2.5. Possíveis faixas de aceitação de materiais de aterro para armaduras lisas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).	13
Figura 2.6. Superfície potencial de ruptura em muros mecanicamente estabilizados; a) superfície real e b) modelo simplificado de cálculo (Adaptado de The Reinforced Earth, 2022).	18
Figura 2.7. Geometria dos modelos de MSE empregados por Yazdandoust et al. (2022).	18
Figura 2.8. Superfície potencial de ruptura em MSE reforçados com tiras metálicas, sob condições sísmicas: a) antes da agitação b) após a agitação, modelo 4; c) após a agitação, modelo 5 e d) após a agitação, modelo 6 (Adaptado de Yazdandoust et al., 2022).	19
Figura 2.9. Superfície potencial de ruptura em MSE reforçados com geotiras, sob condições sísmicas (Adaptado de Yünkül & Gürbüz, 2022).	20
Figura 2.10. Mobilização e transferência de tensões num maciço de solo reforçado (Gerscovich et al., 2016).	21
Figura 2.11. Efeito do reforço numa superfície potencial de ruptura (Adaptado de Clayton et al., 2013).	21
Figura 2.12. Mecanismos de transferência de tensões entre o aterro e o reforço; a) atrito na interface solo-reforço e b) resistência passiva (Adaptado de Jones, 1996).	22

Figura 2.13. Ensaios para avaliação dos mecanismos de estabilidade interna de estrutura de solo reforçado (Adaptado de Palmeira, 1987).	23
Figura 2.14. Configuração e dimensões recomendadas do equipamento para ensaios de arrancamento (Adaptado de Skejić et al., 2022).	24
Figura 2.15. Variação do coeficiente de atrito aparente solo-reforço com a profundidade em aterros; a) tipo A e B, b) tipo C e c) tipo D. Conforme a NBR 9286 (ABNT, 2021).	28
Figura 2.16. Variação do coeficiente de atrito solo-tiras metálicas com ressalto a) aterro arenoso e b) aterro pedregulhoso (Adaptado de The Reinforced Earth Company, 1995).	31
Figura 2.17. Modelo preditivo do valor de f^* para tiras com ressalto em aterros; a) arenosos (Jayawickrama et al., 2013) e b) arenosos e pedregulhosos (Adaptado de Jayawickrama et al., 2015).	32
Figura 2.18. Modelo preditivo do valor de f^* para tiras metálicas; a) lisas e b) nervuradas (Adaptado de Huang et al., 2012).	32
Figura 2.19. Massa de resíduos de construção gerados no Brasil por classe (SINIR, 2020). Valores em milhões de toneladas.	36
Figura 2.20. Tipo de destinação adotada para os RCD (SNIS, 2022).	37
Figura 3.1. Fluxograma mostrando a metodologia empregada na pesquisa.	42
Figura 3.2. RCD-R a) Entulho sem tratamento, b) lavagem ao jato, c) remoção manual de elementos não desejadas, d) coleta de RCD-R pedregulho e e) coleta de RCD-R areia.	44
Figura 3.3. Elemento de reforço; a) tira metálica com ressalto e b) tira sintética convencional.	46
Figura 3.4. Granulômetro por dispersão a laser – detalhe da porta amostra.	47
Figura 3.5. Pentapicnometro, modelo Pentapyc 5200E V4.01; a) equipamento e b) detalhe do equipamento e c) detalhe das cápsulas.	48
Figura 3.6. Ensaios para determinar a compacidade dos materiais geotécnicos; a) índice de vazios máximo, b) índice de vazios mínimo e c) detalhe do molde e a sobrecarga.	49
Figura 3.7. Equipamento de cisalhamento direto de médio porte; a) vista geral do equipamento, b) caixa de cisalhamento, c) sistema de aplicação da força normal, d) sistema hidráulico para aplicação da força de empuxo e d) instrumentação para medição da força de empuxo.	50

Figura 3.8. GeoGauge®; a) vista geral e b) detalhe do painel de controle e c) ensaio no material de aterro.	52
Figura 3.9. Microscopia Eletrônica De Varredura; a) metalizador de amostras, b) amostras metalizadas, c) microscópio eletrônico de varredura e d) detalhe da câmara de amostras.....	53
Figura 3.10. Digitalização 3D; a) equipamento e b) detalhe da colocação da amostra.	54
Figura 3.11. Difratometria de raios-X; a) equipamento e b) detalhe da estrutura interna.	56
Figura 3.12. Equipamento para análise eletroquímica; a) cromatógrafo iônico e b) espectrômetro de emissão atômica.....	58
Figura 3.13. Ensaio de tração; a) equipamento, b) detalhe da garra hidráulica, b) corpo de prova – tira metálica e c) corpo de prova – tira sintética.....	59
Figura 3.14. Dimensões do corpo de prova para ensaios de tração em tiras metálicas, conforme a norma A-370 (ASTM, 2022).....	59
Figura 3.15. Caixa para ensaios de arrancamento.....	61
Figura 3.16. Sistema de aplicação de cargas horizontais; vista geral- detalhe e b) vista superior.	62
Figura 3.17. Sistema de aplicação de cargas verticais; a) sistema de interface ar-água, b) vista superior da tampa, c) sistema de reação vertical e d) sistema de reação vertical- vista lateral.	63
Figura 3.18. Confecção da bolsa de borracha da tampa; a) lixado da chapa metálica, b) preparação da chapa (pintura), c) perfuração das membranas, d) aplicação do silicone vedante, e) fixação das molduras metálicas e f) aspecto final.....	64
Figura 3.19. Visão geral do equipamento empregado para ensaios de arrancamento.	64
Figura 3.20. Sistemas de aquisição de dados a) LYNX modelo ADS0500-16-W ADS 2000 e b) Spider-8.0.	66
Figura 3.21. Calibração dos TDL; a) vista frontal- detalhe da haste do micrometro, b) vista superior- detalhe do contato entre o micrômetro linear e o sensor de deslocamento.	67
Figura 3.22. Calibração da célula de carga; a) prensa hidráulica e b) montagem da célula de carga.....	67

Figura 3.23. Instalação dos extensômetros elétricos na tira metálica; a) polimento da superfície, b) configuração em $\frac{1}{2}$ ponte de <i>Wheatstone</i> , c) chapa metálica de proteção e d) conector de entrada ao sistema de aquisição Spider.....	68
Figura 3.24. Montagem da CTT a) lixamento e limpeza do diafragma, b) colagem dos <i>strain gauges</i> e os terminais de solda e c) aspecto final do circuito interno em ponte completa.....	69
Figura 3.25. Calibração das CTT; a) revestimento da caixa, b) compactação mecânica, c) posicionamento da tira, d) posicionamento da célula de tensão e e) vista do equipamento. ...	70
Figura 3.26. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras; a) metálicas e b) sintéticas. (Dimensões em milímetros).....	71
Figura 3.27. Disposição dos instrumentos nos ensaios de arrancamento; a) CTT, b) extensômetros elétricos e c) <i>Tell-Tales</i>	71
Figura 3.28. <i>Tell-Tales</i> ; a) ancoragem da extremidade interna na tira sintética, b) extremidade externa à caixa de arrancamento e c) disposição dos medidores de deslocamento linear.	72
Figura 3.29. Procedimento adicionais à instalação da CTT; a) controle de compactação com capsulas plásticas e b) exumação das CTT- controle da posição (esquerda) e controle da nivelção (direita).	73
Figura 3.30. Preparação do ensaio de arrancamento; a) revestimento das faces internas da caixa de arrancamento, b) colocação do reforço metálico e c) colocação dos reforços sintéticos....	74
Figura 3.31. Preparação do ensaio de arrancamento; a) posicionamento das células de tensão total, b) preenchimento da metade superior da caixa e c) montagem da tampa e do sistema de reação vertical.	75
Figura 3.32. Equipamento para compactação dos materiais geotécnicos; a) martelo mecânico adaptado, b) detalhe da sapata reforçada, c) exemplo de uso na caixa de arrancamento e d) controle de compactação com densímetro elétrico.	77
Figura 4.1. Composição gravimétrica das amostras de RCD-R coletas os dias; a) 19/05/2019, b) 21/09/2019 e c) 19/06/2021.....	81
Figura 4.2. Distribuição granulométrica das amostras de areia natural.	82
Figura 4.3. Distribuição granulométrica das amostras de RCD-R areia.....	82
Figura 4.4. Distribuição granulométrica das amostras de RCD-R pedregulho.....	83

Figura 4.5. Distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos.	85
Figura 4.6. Comparação das curvas de distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos com as faixas granulométricas recomendadas pelas normas FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009), BS 8006-01 (BSI, 2010) e TR 127B (NCMA, 2012) (Adaptado de Corrales et al., 2023).	87
Figura 4.7. Relação tensão cisalhante-deformação em materiais; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.	93
Figura 4.8. Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb em materiais; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.	94
Figura 4.9. Distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos antes e depois do ensaio de arrancamento; a) areia natural, b) RCD-R areia e c) RCD-R pedregulho.	97
Figura 4.10. Imagens eletrônicas de alta resolução obtidas por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV); a) areia natural, b) RCD-R areia- partícula de concreto e c) RCD-R areia- partícula de argamassa.	101
Figura 4.11. Imagens 3D digitais; a) vista real de um grão de concreto de RCR-R pedregulho e b) modelo de superfície das diferentes faixas granulométricas que compõem o RCD-R pedregulho. Nota: P- Perímetro. V- Volume.	102
Figura 4.12. Quartzito, rocha-mãe da areia natural.	103
Figura 4.13. Fotomicrografias da rocha-mãe da areia natural; a) rocha sã em nicóis cruzados (direita) e nicóis paralelos (esquerda), b) rocha alterada em nicóis cruzados (direita) e nicóis paralelos (esquerda), c) cristal xenomórfico de quartzo deformado com extinção ondulante e d) cristais de quartzo com forte fraturamento interno (indicadas pelas setas brancas). Qtz – Quartzo. Op – Opacos (óxidos de ferro).	104
Figura 4.14. Mapeamento da composição química dos materiais geotécnicos arenosos – análise EDS; a) areia natural e b) RCD-R.	106
Figura 4.15. Espectros de raio X - análise EDS; a) areia natural e b) RCD-R.	107
Figura 4.16. Composição química em porcentagem em massa de elementos e óxidos- análise FRX; a) areia natural, b) RCR-R areia e c) RCD-R pedregulho.	110

Figura 4.17. Difratoograma de raios-X; a) areia natural, b) RCD-R areia e c) RCD-R pedregulho. Qtz – quartzo. Cc – carbonato de cálcio. Cau – caulinita. Ili – Ilita. Fld – feldspato. Fe – ferro.	112
Figura 4.18. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada dos reforços; a) metálicas com ressaltos e b) sintéticas convencionais.	116
Figura 4.19. Variação de $\Delta\sigma'_n$ sobre os elementos de reforço em condições estáticas.	119
Figura 4.20. Calibração da célula de carga.	121
Figura 4.21. Calibração dos medidores de deslocamento linear; a) TDL-1 e b) TDL-5.	122
Figura 4.22. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4. – Areia natural (aterro tipo I).	122
Figura 4.23. Ensaio de repetibilidade, valores registrados pelos instrumentos; a) célula de carga e b) extensômetros elétricos.	123
Figura 4.24. Avaliação visual da compactação dos maciços de aterro.	126
Figura 4.25. Curvas força vs deslocamento de tiras metálicas com ressaltos, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.	128
Figura 4.26. Curvas força vs deslocamento de tiras sintéticas convencionais, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.	129
Figura 4.27. Resistência máxima ao arrancamento; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.	133
Figura 4.28. Variação da força de arrancamento máxima (F_{max}) em função da tensão normal; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.	134
Figura 4.29. Variação da resistência ao arrancamento máxima (T_{max}) em função da tensão normal; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.	134
Figura 4.30. Resistência máxima ao arrancamento, em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.	137
Figura 4.31. Deslocamentos de pico (δ_{pico}); a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.	138
Figura 4.32. Deslocamentos de pico em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.	139

Figura 4.33. Coeficiente de atrito solo-reforço (f^*); a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.	142
Figura 4.34. Variação do coeficiente de atrito solo-reforço (f^*) com a profundidade; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.	143
Figura 4.35. Coeficiente de atrito solo-reforço (f^*), em função do teor de RCD-R; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.	144
Figura 4.36. Comparação dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* com os valores previstos pelas normas ($f^{*'}), em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tira metálica com ressaltos.$	149
Figura 4.37. Comparação dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* com os valores previstos pelas normas ($f^{*'}), em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tira sintética convencional.$	150
Figura 4.38. Comparação dos coeficientes f^* , com os valores previstos pela AASHTO (2020) e propostos por Huang et al. (2012) e Jayawickrama et al. (2015), em materiais granulares; a) arenosos e b) pedregulhosos.	152
Figura 4.39. Comparação dos coeficientes f^* , com os valores compilados por The Reinforced Earth Company (1995).	153
Figura 4.40. Comparação dos resultados de f^* experimentais, com os valores previstos pelo método analítico proposto, considerando sobrecargas aplicadas de; a) 12,5 kPa e b) 25 kPa e c) 50 kPa.	155
Figura 4.41. Comparação dos resultados de f^* experimentais, com os valores previstos pelo método analítico proposto (Adaptado de Corrales et al., 2023).	156
Figura 4.42. Tensões verticais medidas pelas CTT no ensaio de arrancamento da tira metálica nervurada em aterros tipo I (areia natural) e tensão vertical aplicada de 12,5 kPa.	158
Figura 4.43. Comparação dos coeficientes de atrito solo-reforço aparente (f^*), real (f), e f^*_l , em aterros: a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tiras metálicas nervuradas. .	161
Figura 4.44. Comparação dos coeficientes de atrito solo-reforço aparente (f^*), real (f), e f^*_l , em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tiras sintéticas convencionais.	162

Figura 4.45. Acréscimo de tensões registrados pelas células de tensão total colocadas sobre as tiras metálicas, em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho: a) $\sigma'_0 = 12,5$ kPa, b) $\sigma'_0 = 25$ kPa e c) $\sigma'_0 = 50$ kPa.....	164
Figura 4.46. Variação da tensão de tração máxima atuante na seção transversal da tira metálica ao longo do comprimento ancorado do reforço embutido em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo VI e e) tipo V.....	168
Figura 4.47. Deslocamentos internos registrados pelos <i>Tell-Tales</i> em ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais inseridas na areia natural (aterro tipo I).....	169
Figura 4.48. Deslocamentos internos de pico medidos pelos <i>Tell-Tales</i> (TT), nas tiras sintéticas convencionais e sobrecargas de; a) 12,5 kPa b) 25 kPa e c) 50 kPa.....	170

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).....	11
Tabela 2.2. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).....	12
Tabela 2.3. Classificação de aterros utilizados em solos reforçados, conforme as normas BS EN 14475 (BSI, 2006) e NF EN14475 (Norme Francaise, 2007).	14
Tabela 2.4. Calculo do coeficiente de atrito aparente para tiras metálicas sem ressalto.	29
Tabela 2.5. Estimativa dos coeficientes f_0^* e f_1^* para geotiras e tiras metálicas com ressalto, conforme a norma NF EN14475 (Norme Francaise, 2009).....	29
Tabela 3.1. Teores de mistura de areia natural – RCD-R utilizados na pesquisa.....	45
Tabela 3.2. Características dos ensaios de arrancamento.	60
Tabela 3.3. Programa experimental da pesquisa.....	77
Tabela 4.1. Composição gravimétrica dos resíduos de construção e construção civil reciclados.	80
Tabela 4.2. Características granulométricas das amostras de areia natural.	84
Tabela 4.3. Características granulométricas das amostras de RCD-R areia.	84
Tabela 4.4. Características granulométricas das amostras de RCD-R pedregulho.....	84
Tabela 4.5. Características granulométricas dos materiais geotécnicos (valores médios).	85
Tabela 4.6. Classificação geotécnica dos materiais de aterro (valores médios).	87
Tabela 4.7. Classificação dos materiais geotécnicos conforme as normas NBR 19286 (ABNT, 2021) e NF EN14475 (Norme Française, 2007).	88
Tabela 4.8. Massa específica dos grãos (valores médios).	90
Tabela 4.9. Resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo.	91
Tabela 4.10. Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais geotécnicos.	92
Tabela 4.11. Resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles.....	96

Tabela 4.12. Granulometria dos materiais geotécnicos antes e depois do ensaio de arrancamento.....	97
Tabela 4.13. Módulo de elasticidade dos materiais geotécnicos compactados.	99
Tabela 4.14. Composição química elementar – análise EDS (porcentagem em massa).	107
Tabela 4.15. Composição química em porcentagem em massa de elementos – análise FRX.	109
Tabela 4.16. Composição química em porcentagem em massa de óxidos – análise FRX. ...	109
Tabela 4.17. Propriedades químicas e eletroquímicas dos materiais de aterro.....	113
Tabela 4.18. Propriedades eletroquímicas dos materiais de aterro, não consideradas pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021).....	115
Tabela 4.19. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada de tiras sintéticas convencionais.....	117
Tabela 4.20. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada de tiras metálicas nervuradas.	117
Tabela 4.21. Coeficientes de acréscimos de tensões verticais sobre os elementos de reforço em condições estáticas.	119
Tabela 4.22. Resultados da análise de repetibilidade dos ensaios de arrancamento.....	124
Tabela 4.23. Controle de compactação dos ensaios de arrancamento.	125
Tabela 4.24. Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas....	130
Tabela 4.25. Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais.....	131
Tabela 4.26. Variação percentual dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em relação à areia natural.	135
Tabela 4.27. Variação percentual dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em relação à areia natural.	135
Tabela 4.28. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, calculado a partir dos ensaios de arrancamento (f^*).	141
Tabela 4.29. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021) – tira metálica com ressaltos.	146

Tabela 4.30. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NF P94-270 (Norme Française, 2009) – tira metálica com ressaltos.	147
Tabela 4.31. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NF P94-270 (Norme Française, 2009) – tira sintética convencional.	148
Tabela 4.32. Acréscimo de tensões registradas pelas células de tensão total colocadas sobre os elementos de reforço.	159
Tabela 4.33. Coeficientes de atrito real solo-reforço (f).	160
Tabela 4.34. Deformações máximas medidas pelos extensômetros elétricos nas tiras metálicas com ressaltos.	165
Tabela 4.35. Tensões máximas atuantes na seção transversal das tiras metálicas com ressaltos, ao longo do seu comprimento.	166

LISTA DE NOMENCLATURAS, SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

2D	Duas dimensões
3D	Três dimensões
a.C	Antes de Cristo
A	Area
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRELPE	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos Especiais
ARC	Agregado de resíduos de concreto
ARM	Agregado de resíduos mistos
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
b	Largura do reforço
BS	<i>British Standards</i>
C	Carbono orgânico
CBR	Índice de suporte Califórnia
CH	Argila de alta plasticidade
CONAMA	Conselho Nacional de Meio Ambiente
CC	Célula de carga
C _c	Coefficiente de curvatura
C _d	Coefficiente de distribuição granulométrica
CDC	Ensaio de cisalhamento direito convencional
CDM	Ensaio de cisalhamento direito médio
CTC	Capacidade de troca catiônica
CR	Compacidade relativa
CTT	Célula de tensão total
C _u	Coefficiente de uniformidade
CV	Coefficiente de variabilidade
d	Distancia entre a linha de esforços máximos nas fitas e a face do muro
DF	Distrito Federal do Brasil
D ₁₀	Diâmetro efetivo

D_n	Diâmetro dos grãos correspondentes a n% de material passante na curva granulométrica
DRX	Difratometria de raios-X
e	Índice de vazios
e_{min}	Índice de vazios mínimo
e_{max}	Índice de vazios máximo
E	Módulo de elasticidade ou módulo de Young
$E_{n\%}$	Módulo de elasticidade corresponde a n% de deformação.
EAA	Espectrofotometria de Absorção Atômica
EDG	<i>Electrical Density Gauge</i>
EDS	Espectroscopia por dispersão de energia
EE	Extensômetro elétrico
ESR	Estruturas de solo reforçado
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
f	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço real
f^*	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço experimental
$f^{*'} $	Coefficiente de atrito aparente solo-reforço estimado com base nas normativas
f_0^*	Coefficiente em função de inúmeros parâmetros
f_0^*	Coefficiente em função de C_U , conforme a NF EN14475 (Norme Francaise, 2006).
f_I^*	Coefficiente em função de ϕ_{1k} , conforme a NF EN14475 (Norme Francaise, 2006).
F_{max}	Força máxima de tração
F_{max}	Força de arrancamento máxima
F_{ult}	Força de arrancamento última
FRX	Fluorescência de raios-X
F_s	Fator de forma
GP	Pedregulho mal graduado
GW	Pedregulho bem graduado
H	Altura do muro
HA	<i>High-Adherence</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

I	Obras inundáveis
ID	Índice de degradação ou de quebra de partículas
INFRALAB	Laboratório de Infraestrutura Rodoviária da Universidade de Brasília
IP	Índice de plasticidade
ISO	<i>International Organization for Standardization</i>
J _{sec}	Rigidez à tração secante
J _{sec. n%}	Rigidez à tração secante para deformações de n%
k	Fator de sensibilidade dos extensômetros elétricos
k	Coefficiente de empuxo
l	Comprimento do reforço
L	Comprimento do reforço
L	Largura da base do maciço de solo compactado
L _e	Comprimento do reforço ancorado
LabMatl	Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes
LOI	Perda ao fogo (voláteis)
m	Coefficiente do modelo analítico proposto
MCHW	<i>Manual of Contract Documents for Highway Works</i>
MD	Medidor de deslocamento
MEV	Microscopia Electrónica de Varredura
MO	Matéria orgânica
MSE	Muros Mecanicamente Estabilizados
N	Tensão normal
NA	Não aplica
NBR	Norma Brasileira
NCMA	<i>National Concrete Mansory Association</i>
NF	Norma Francesa
NI	Obras não inundáveis
p	Porcentagem de quebra de partículas em peso
P	Perímetro
p _a	Pressão atmosférica
PCZ	Ponto de carga zero
PEAD	Polietileno de alta densidade

PEBD	Polietileno de baixa densidade
PET	Poliéster
pH	Potencial hidrogeniônico
PPMEC	Programa de Pós-graduação em Sistemas Mecatrônicos da UnB
P_R	Força axial
PVC	Policloreto de vinila
RCD	Resíduos de construção e demolição civil
RCD-R	Resíduos de construção e demolição civil reciclados
R_n	Índice de arredondamento
RSU	Resíduos sólidos urbanos
S	Tensão cisalhante
SINIR	Sistema Nacional de Informação sobre a Gestão dos Resíduos Sólidos
SNIS	Sistema Nacional de Informação sobre Saneamento
SP	Areia mal graduada
SUCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
SSG	<i>Soil Stiffness Gauge</i>
SW	Areia bem graduada
t_{90}	Tempo necessário para que ocorra o 90% do adensamento primário
T	Resistencia ao arrancamento
T	Esforço de tração
T_0	Esforço de tração no início do trecho ancorado
T_{max}	Esforço de tração máximo
T_{max}	Resistência ao arrancamento máxima
TDL	Transdutor de deslocamento linear
TT	<i>Tell-Tales</i> - Medidor de deslocamento interno
UnB	Universidade de Brasília
UniCEUB	Centro Universitário de Brasília
USA	<i>United States of America</i>
V	Volume
w_e	Largura do reforço
W	Largura total dos elementos de reforço
z	Profundidade do muro, medida do topo para a base
z_0	Profundidade do muro a partir da qual a dilatação não tem influência, igual a 6m.

β	Inclinação do ângulo do aterro a montante
γ_s	Peso específico dos sólidos
δ	Ângulo de atrito solo-reforço
δ_{pico}	Deslocamento de pico
$\Delta\sigma'_n$	Acréscimo de tensões normais efetivas
ε_{max}	Deformação máxima
$\varepsilon_{\text{pico}}$	Deformação de pico
ρ_d	Massa específica dos grãos sólidos
$\rho_{d \text{ max}}$	Massa específica aparente seca máxima
$\rho_{d \text{ min}}$	Massa específica aparente seca mínima
σ'_n	Tensão normal efetiva
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_0	Tensão vertical inicial
σ_{max}	Tensão máxima
σ_{rup}	Tensão na ruptura
τ	Tensão cisalhantes na interface solo-reforço
τ_{max}	Tensão tangencial máxima
ϕ	Ângulo de atrito interno do solo
ϕ_{pico}	Ângulo de atrito interno do solo de pico
ϕ_0	Ângulo de atrito interno mínimo do solo
ϕ_1	Ângulo de atrito interno do solo, determinado por ensaios de cisalhamento direito rápido inundado, pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem.
ϕ_2	Ângulo de atrito interno do solo determinado para efeito de correlação apenas, conforme a norma NBR 19286 (ASTM, 2021)
ϕ_{1k}	Angulo de atrito interno do solo obtido por ensaios de cisalhamento direito em condições compatíveis as empregadas na obra

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As estruturas reforçadas com tiras são um sistema de contenção do tipo muros em solos mecanicamente estabilizados, cujo material de aterro é reforçado com armaduras flexíveis, as quais trabalham por atrito com o solo e são responsáveis pela maior parte da resistência interna à tração (Das, 2011). As tiras utilizadas neste tipo de obra podem ser metálicas ou não. Nestas estruturas, o acabamento externo do maciço se dá por meio de placas de concreto que também atuam como sistema de contenção do solo, também conhecidas como escamas.

O conhecimento dos mecanismos de interação entre o solo e os elementos de reforço é de fundamental importância no dimensionamento desse tipo de estrutura. Nesse sentido, diversos métodos de análise da interação aterro-reforço vêm sendo empregados, podendo destacar os ensaios de arrancamento que permitem a reprodução, em condições controladas, dos mecanismos de arrancamento que ocorrem em campo. No entanto, esses ensaios não são normatizados no Brasil e sofrem influência de fatores como as condições de contorno e efeitos de escala.

Além das influências relativas aos diferentes reforços utilizados, o tipo de material de aterro empregado também é preponderante na resistência mobilizada durante o arrancamento. Em geral, os critérios de projeto das normas técnicas sugerem o uso preferencial de solos granulares de boa qualidade mecânica. Embora o uso de resíduos de origem industrial seja permitido pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021) desde que atendam critérios geotécnicos, químicos e eletroquímicos, pouco se sabe sobre o desempenho de resíduos de construção e demolição civil reciclados como material de aterro estrutural alternativo.

Neste contexto, o presente estudo analisa e discute a influência das propriedades físicas, químicas e mecânicas de aterros construídos com resíduos de construção e demolição civil reciclados, areias naturais e misturas de ambos os materiais na resposta ao arrancamento de tiras metálicas e sintéticas, por meio de ensaios de arrancamento em grande escala.

1.2. JUSTIFICATIVA

Os resíduos de construção e demolição civil (RCD) são um dos maiores fluxos de resíduos do mundo e representam um desafio global iminente para o desenvolvimento sustentável (Wu et al., 2021). Nos últimos anos, a geração massiva de resíduos de construção representa um dos problemas ambientais urbanos prioritários, tendo em vista os prejuízos na qualidade de vida das áreas urbanas onde atualmente cerca de 54% da população mundial habitam (84,3% da população Brasileira) (IBGE, 2019).

No Brasil, os RCD's representam até 70% (em massa) do total de resíduos sólidos (Angulo et al., 2022). Somente no Distrito Federal são gerados 2800 t/dia de resíduos urbanos e mais de 6200 t/dia de RCD, em sua maioria descartados indiscriminadamente em mais de mil pontos de depósito irregulares (DF, 2016), causando a perda de ecossistemas, contaminação de recursos naturais, como ar, água e solo, e deterioração da paisagem. Além disso, com a criação de novas cidades e a expansão das áreas urbanas existentes, a demanda por matérias primas e o esgotamento dos recursos naturais aumentam. Por isso, soluções de engenharia que produzam menos impactos ambientais são cada vez mais importantes. (Palmeira, 2018).

Neste sentido, a reciclagem de RCD é uma alternativa altamente benéfica ao meio ambiente, quando comparada ao descarte em aterros sanitários, a incineração e extração de matérias primas naturais (Amaral et al., 2022). Estes resíduos sólidos têm um grande potencial de reaproveitamento, sendo que aproximadamente 80% de todo o RCD gerado é reciclável (Ibrahim, 2023). Além disso, uma quantidade considerável de material reciclado pode ser valorizado como matéria prima secundária (Diotti et al., 2021) e utilizada de acordo com sua composição em diversas aplicações da Engenharia Civil. De fato, estudos recentes têm demonstrado que, se devidamente tratados, em certos casos, os agregados recuperados podem até oferecer vantagens em relação às matérias primas naturais, podendo ser utilizados numa ampla gama de aplicações no setor da construção.

Embora se perceba um número crescente de pesquisas na utilização de resíduos de construção e demolição civil reciclados (RCD-R) em diversas aplicações de Engenharia Civil, tais como: concreto (Sas et al., 2014; Jayakody et al., 2018; Akhtar & Sarmah, 2018 e Kanagaraj et al., 2023), pavimentos (Leite et al., 2011; Arshad & Ahmed, 2017 e Mehrjardi et al., 2020), bases e sub-bases para pavimentos (Thakur et al., 2012; Arujalrajad et al., 2013, 2014 e 2019;

Rahman et al., 2014; Mohammadinia et al., 2015; Saberian & li., 2021; Mandloi et al., 2022 e Shao et al., 2022), estradas não pavimentadas (Ok et al., 2023) e aterros (Viera & Pereira, 2017; Viera & Pereira, 2018 e Arruda et al., 2022) o uso de RCD-R como material de aterro em estruturas de solo reforçado ainda se encontra pouco estudado, apesar de serem encontrados estudos de uso de RCD em outras aplicações como os trabalhos desenvolvidos por Santos & Vilar (2008), Santos et al. (2013; 2014), Vieira & Pereira (2015; 2017; 2018), Vieira (2020), Vieira et al. (2020), Ok et al. (2020; 2023), Mandloi et al. (2022) e Sarkar & Hegde (2022).

Diante do exposto, neste trabalho analisa-se a viabilidade da utilização de materiais alternativos de baixo custo (RCD-R) em substituição de materiais granulares naturais comumente utilizados em aterros de muros mecanicamente estabilizados. Complementarmente, foi realizada uma ampla caracterização dos RCD, com potencial de aplicação em futuras investigações sobre o uso desses materiais de construção não convencionais em obras geotécnicas e geoambientais.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GERAL

A pesquisa tem como objetivo geral estudar a interação entre tiras metálicas ou poliméricas e resíduos de construção civil reciclados em estruturas de solos mecanicamente estabilizados por meio de ensaios de arrancamento em grande escala.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Almejando o objetivo geral deste trabalho, têm-se como objetivos específicos:

- Avaliar as propriedades físicas, químicas e mecânicas e dos materiais de aterro (areia, RCD-R e misturas entre ambos), verificar sua variabilidade e comparar os dados com os resultados disponíveis na literatura técnica;
- Determinar a influência das propriedades físicas, químicas e mecânicas dos diferentes materiais de aterro na resistência ao arrancamento de tiras metálicas e sintéticas;
- Comparar os parâmetros de resistência da interface aterro-reforço obtidos experimentalmente nos ensaios de arrancamento com os valores calculados mediante os métodos propostos pelas normas técnicas de diferentes países e os encontrados na literatura;
- Analisar as tensões e as deformações desenvolvidas ao longo dos elementos de reforço durante os ensaios de arrancamento;

- Melhorar o entendimento do efeito de arqueamento das tensões sobre as tiras em muros de solos mecanicamente estabilizados;
- Desenvolver um método analítico alternativo para a estimativa da resistência ao arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em materiais de aterro alternativos.
- Determinar a viabilidade da utilização de RCD-R em substituição total ou parcial de materiais granulares naturais comumente utilizados em aterros de solos mecanicamente estabilizados.

1.4. ESCOPO DA TESE

Esta tese está dividida em 6 capítulos. Uma breve descrição dos conteúdos abordados em cada capítulo é tratada a seguir.

Inicialmente, o Capítulo I apresenta a introdução, subdividida em: contextualização do tema de estudo, justificativa da escolha do tema a qual aborda a problemática socioambiental dos resíduos de construção civil no Brasil e no mundo, bem como a importância da reciclagem e reutilização desses resíduos sólidos na indústria da construção civil. Apresenta ainda, o objetivo geral, os objetivos específicos e a estrutura ou escopo do trabalho por capítulos.

No Capítulo 02 apresenta-se a revisão bibliográfica realizada acerca do tema em questão, sendo basicamente dividida em cinco partes: definição dos conceitos teóricos relacionados com estruturas de solo reforçado (ESR), elementos de reforço, material de aterro, mecanismos de interação solo-reforço e cálculo e estimativa do coeficiente de atrito aparente solo-reforço, mediante ensaios de arrancamento e critérios de projeto das normas técnicas vigentes, respectivamente. Além disso, apresenta tópicos referentes aos RCD, sua definição e classificações, a situação atual no Brasil, a problemática socioambiental e a reciclagem como uma solução benéfica e finalmente a revisão do estado da arte quanto ao uso de RCD-R em diversas aplicações da Engenharia Civil, com ênfase na sua utilização como material de aterro em estruturas de solo reforçado.

O terceiro capítulo mostra a metodologia empregada na pesquisa, na qual são descritos os processos de seleção, coleta e preparação dos materiais utilizados. Ademais, descreve-se brevemente os ensaios de laboratório desenvolvidos para determinar as propriedades físicas,

mecânicas, químicas e eletroquímicas dos materiais geotécnicos e as propriedades mecânicas dos elementos de reforço. Posteriormente, são descritos detalhadamente os aspectos referentes à execução dos ensaios de arrancamento, tais como: equipamentos, instrumentação, calibração e disposição dos instrumentos, assim como os procedimentos de montagem e execução dos ensaios. Por último é apresentado o programa experimental da pesquisa.

No capítulo quatro, são apresentados inicialmente os resultados e análise da caracterização e classificação geotécnica dos materiais de aterro e os critérios de projeto exigíveis pelas normas brasileira e internacionais para a sua seleção como material de aterro em estruturas de solo reforçado e muros mecanicamente estabilizados. Também são mostrados e discutidos os resultados dos ensaios realizados para determinar as propriedades mecânicas, tanto dos materiais geotécnicos como dos elementos de reforço. Complementarmente, são mostrados e discutidos os resultados obtidos dos ensaios de arrancamento, assim como uma análise comparativa crítica entre os valores calculados experimentalmente e os valores estimados com base nas normativas e documentos técnicos. Os resultados das análises químicas e eletroquímicas, também foram apresentadas e discutidos.

Por último, nos Capítulos 05 e 06, apresentam-se respetivamente, as conclusões obtidas no estudo e sugestões para pesquisas futuras. Adicionalmente, nos apêndices, são apresentados; resultados adicionais dos ensaios de caracterização dos materiais geotécnicos (Apêndice A) e dos ensaios de arrancamento (Apêndice B).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta os conceitos relacionados com estruturas de solo reforçado, mecanismos de interação solo-reforço e resistência ao arrancamento de reforços. Também foram tratados os aspectos referentes às normativas nacional e internacional vigentes referente ao projeto e execução de muros mecanicamente estabilizados. Complementarmente, o capítulo aborda tópicos relacionados aos resíduos de construção e demolição civil, tais como: definição, classificação, situação atual, problemática, benefícios da reciclagem e reutilização no setor da construção e seu uso em diversas aplicações geotécnicas, com ênfase em muros reforçados, assim como uma ampla revisão dos trabalhos desenvolvidos nesta linha de pesquisa.

2.1. ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Em geral, os solos possuem alta resistência à compressão, porém baixa resistência à tração. Em função desta baixa resistência, reforços podem ser incorporados aos maciços de solo com a finalidade de absorver tais solicitações, contribuindo para a estabilidade da estrutura. Os elementos incorporados são denominados inclusões, podendo ser: tiras metálicas, tiras poliméricas, mantas geotêxteis, grelhas metálicas ou poliméricas, grampos e tirantes (FHWA, 2009).

Segundo Gerscovich et al. (2016), a ideia de melhorar as propriedades mecânicas de um solo mediante inclusões está longe de ser recente. Os princípios básicos de solo reforçado podem ser vistos na natureza em técnicas construtivas utilizadas por mamíferos e pássaros, assim como em descrições bíblicas sobre construção de moradias com o uso de juncos, galhos e fibras vegetais. Os babilônios, por exemplo, construíram o Zigurate de Ur (templo em forma de pirâmide), entre 5000 a.C e 2500 a.C, com solo reforço com folhas horizontais de juncos dispostas em intervalos regulares e altura da ordem de 87 m (Dudhu, 2017).

O moderno conceito estrutural de solo reforçado para estruturas de contenção iniciou-se nos anos 1920 com os sistemas patenteados por Coyne na França e Andreas Munster nos Estados Unidos. Já o processo de solo reforçado com fitas metálicas, mais conhecido como “Terra Armada”, “Solo Armado”, “Solos Mecanicamente Estabilizados” ou “*Mechanically Stabilized Earth* (MSE)”, foi desenvolvido e patentado em 1963, na França, pelo arquiteto e engenheiro Henry Vidal (Abramento et al., 2019). Desde então, as vantagens da técnica a tornaram uma

solução muito efetiva para diversas aplicações de contenção (taludes reforçados, encontros portantes, muros de contenção, viadutos, armazenamento e tratamento de resíduos, trabalhos hidráulicos, etc.).

De acordo com The Reinforced Earth Company (2021), o muro tipo Terra Armada é um sistema constituído pela associação de um aterro de solo compactado, com propriedades adequadas, armaduras unidimensionais flexíveis (tiras), colocadas horizontalmente no seu interior e por um paramento flexível externo fixado às armaduras (Figura 2.1).

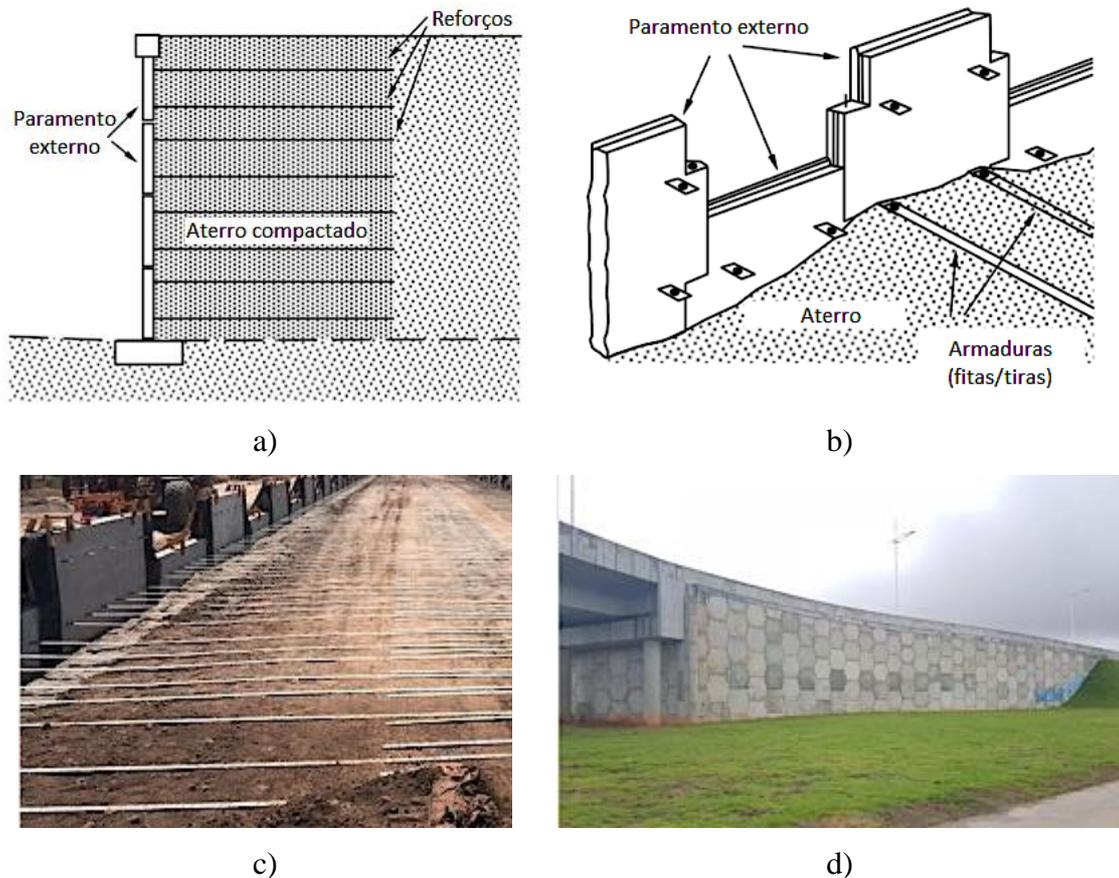


Figura 2.1. Muros em solos mecanicamente estabilizados; a) seção transversal típica, b) detalhe dos componentes, c) execução de um aterro rodoviário e d) aspecto de uma estrutura em terra armada – encontro portante (Adaptado de The Reinforced Earth Company, 2021).

Em comparação com os muros de concreto armado e os muros de gravidade tradicionais, os muros em solo mecanicamente estabilizado têm muitas vantagens, entre as quais vale ressaltar (Clayton et al., 2013; Abramento et al., 2019):

- Alta flexibilidade estrutural e capacidade de absorver deformações;
- Tolerância a recalques de fundação;
- Em alguns casos não precisa de solos de fundação rígidos ou fundações especiais;
- Permite a execução de obras íngremes até verticais;
- Alta resistência a carregamentos sísmicos;
- Execução em lugares de difícil acesso (adaptabilidade);
- Facilidade construtiva, não requer de mão obra especializada;
- Uso de equipamentos simples;
- Grandes velocidades de execução;
- Custo competitivo (relação custo-benefício);
- Tecnicamente viáveis para obras de grande altura (superiores a 25 m);
- Redução do impacto ambiental;
- Características estéticas modernas e variadas;
- Possibilidade de integração arquitetônica e/ou paisagística.

2.2. ELEMENTOS DE REFORÇO

As inclusões são peças lineares que trabalham por atrito com o material de aterro, transmitindo as cargas aplicadas. Portanto, sua geometria deve garantir eficiência no atrito com o solo, flexibilidade para não limitar a deformabilidade vertical do muro e permitir facilidades construtivas. Além disso, apresenta elevada resistência à tração com ruptura do tipo não frágil e durabilidade compatível com a vida útil da obra.

De acordo com Vertematti (2015), além das propriedades mencionadas, outras características são relevantes para o desempenho de um reforço, sendo elas: alongação sob tração relativamente grande, não apresentar fluência (deformabilidade sob cargas de serviço), resistência a esforços de instalação e resistência a degradação ambiental. Estas características levaram a escolha de fitas metálicas de aço galvanizado como elemento de reforço, após tentativas fracassadas do emprego de fibras de vidro, aço inoxidável e alumínio. No Brasil, em estruturas de solos mecanicamente estabilizados estes elementos devem atender aos critérios para aço CA50 estabelecidos pela norma NBR 7480 (ABNT, 2007), especificações de resistência à tração da NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013) e os tratamentos de galvanizado por

imersão a quente preconizados pelas normas NBR 6323 (ASTM, 2016) e A123/A123M-02 (ASTM, 2002).

Vários trabalhos na literatura (Maparagem, 2011; Pierozan, 2018; Yazdandoust & Taimouri, 2022) têm mostrado que as inclusões metálicas mais eficientes são as tiras com ressaltos (nervuradas). De acordo com esses autores, o desempenho da fita nervurada é favorecido devido ao maior volume de material mobilizado durante o processo de arrancamento que, por sua vez, favorece o efeito de dilatância do solo. A Figura 2.2, mostra os resultados de arrancamento desenvolvidos com reforços metálicos lisos e nervurados (com ressaltos) num mesmo material de aterro, compactado em condições similares.

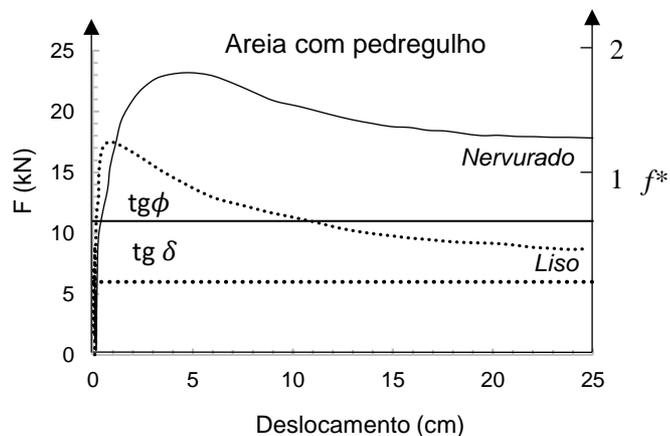


Figura 2.2. Resultado dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas lisas e nervuradas (Adaptado de Schlosser & Elias, 1978).

Embora menos comuns, vários outros materiais metálicos têm sido usados com sucesso em substituição aos elementos de reforço metálicos convencionais, tais como, barras de aço redondas lisas e nervuradas (Khan et al., 2022), grelhas metálicas e barras com elementos transversais (Sukmak et al., 2015; Horpibulsuk et al., 2016).

Ehrlich & Becker (2009) destacam que em função da vida útil da obra e o grau de agressividade do meio, as espessuras de sacrifício (espessura adicional para compensar as perdas por corrosão) podem encarecer grandemente as obras reforçadas com elementos metálicos, razão pela qual, mais recentemente, inclusões poliméricas vêm sendo utilizadas com sucesso. Tais materiais, também conhecidos como tiras plásticas, tiras sintéticas ou geotiras, são descritas pela norma NBR ISSO 10318-1 (ABNT, 2021), como um material polimérico na forma de uma tira, com largura inferior a 200 mm. São geralmente constituídas por feixes de fibra sintética

de poliéster de alta tenacidade, envoltas por um material de proteção resistente a degradação química, biológica, térmica, a intempéries, etc. (PVC ou polietileno). Segundo Palmeira (2018), além da sua resistência a corrosão, a utilização de materiais sintéticos favorece a adoção de soluções de engenharia mais sustentáveis que as convencionais. Por exemplo, o custo da energia utilizada na fabricação de componentes metálicos (aço), corresponde até 80% do custo final do elemento. Já no caso de plásticos, a energia varia entre 40% (PVC) e 55% (polietileno). Ademais, além do consumo de energia (renovável ou não renovável), os processos de fabricação de geossintéticos produzem menor emissão de gases nocivos à atmosfera e menor consumo de água, gerando menores impactos ambientais. Elias et al. (2021) mencionam que o uso de geossintéticos em estruturas de contenção tem sido cada vez mais atrativo, já que permite realizar obras mais econômicas. Devido às facilidades construtivas, grandes velocidades de execução e uso de mão de obra não especializada e equipamentos simples. A Figura 2.3 apresenta uma comparação de custos de construção de muros de concreto convencional, muros reforçados com tiras metálicas e muros reforçados com geossintéticos.

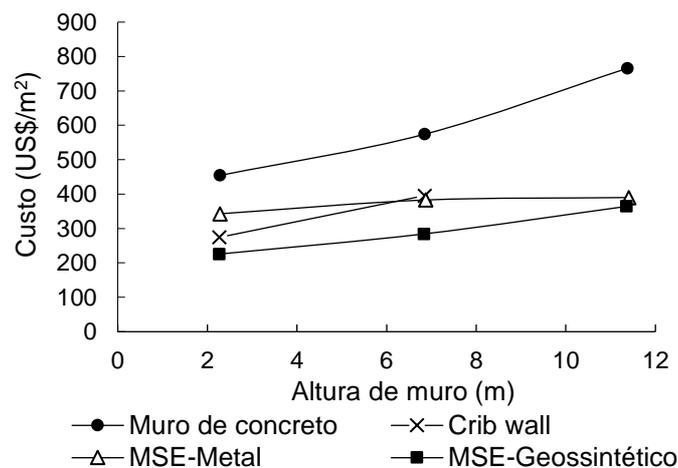


Figura 2.3. Custo de construção por área de face para várias soluções de contenção (Elias et al., 2001).

Conforme a figura, é possível verificar que o custo de construção de muros de concreto incrementa notavelmente para alturas acima de 5 m. De acordo com Clayton et al. (2013), economias de até 30% podem ser obtidas com o uso de geossintéticos em estruturas de solo reforçado em comparação com muros de concreto armado tradicionais, mostrando assim a econômica que pode ser obtida com o uso de tais materiais.

2.3. MATERIAIS DE ATERRO

Conforme estabelecido norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), os materiais de aterro a serem empregados em estruturas de solos mecanicamente estabilizados podem ser solos naturais ou materiais de origem industrial, não podem conter terra vegetal nem tampouco detritos orgânicos e a sua seleção deve atender a critérios geotécnicos, químicos e eletroquímicos. Em termos de critérios geotécnicos, devem apresentar:

- Dimensão máxima dos grãos igual a 150 mm;
- Grau de compactação de no mínimo de 95% da densidade aparente seca máxima, obtida no ensaio de compactação com energia Proctor Normal;
- Em materiais sensíveis à água é conveniente limitar o teor de umidade, a fim de evitar dificuldades na compactação.

De acordo com a composição granulométrica e o ângulo de atrito interno do material, esta norma apresenta vários critérios a serem atendidos, no caso de armaduras nervuradas (Tabela 2.1) e lisas (Tabela 2.2).

Tabela 2.1. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras nervuradas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).

Solo Grupo	Granulometria	Atendimento aos critérios mecânicos	
A	$0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$ ou $0,08 \text{ mm} > D_{15}$ com $0,015 \text{ mm} \leq D_{10}$	Critério mecânico atendido	
B	$0,015 \text{ mm} > D_{10}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{20}$	Se $\phi_2 \geq 25^\circ$	Critério mecânico atendido
C	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi \geq 30^\circ$	Critério mecânico atendido
	Obras protegidas de águas superficiais e subterrâneas		
D	$0,015 \text{ mm} > D_{20}$ e $0,015 \text{ mm} \leq D_{40}$	Se $\phi_1 \geq 25^\circ$	Critério mecânico atendido
E	$0,015 \text{ mm} > D_{40}$	Utilização depende de estudos especiais	

Obs: ϕ_1 é o ângulo de atrito interno do solo obtido por ensaios de cisalhamento direito rápido inundado e pré-adensado sobre amostra saturada após moldagem na umidade ótima.

ϕ_2 é o ângulo de atrito interno do solo determinado para efeito de correlação apenas, por ensaios de cisalhamento direito rápido sobre amostra deformada, moldada na umidade correspondente ao limite de liquidez, e depois comprimida a 200 kPa.

Tabela 2.2. Critérios mecânicos para seleção do material de aterro para armaduras lisas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).

Diâmetro dos grãos		Atendimento aos critérios mecânicos	
$0,08 \text{ mm} \leq D_{15}$		Critério mecânico atendido	
$0,08 > D_{15}$	$0,015 \text{ mm} \leq D_{10}$	Critério mecânico atendido	
	$D_{20} \geq 0,015 \text{ mm} > D_{10}$	Ângulo de atrito solo-armadura $\geq 22^\circ$	Critério mecânico atendido
		Ângulo de atrito solo-armadura $< 22^\circ$	Utilização depende de estudos especiais
$0,0015 \text{ mm} > D_{20}$		Utilização depende de estudos especiais	

Com o intuito de facilitar o entendimento sobre os critérios mecânicos sugeridos pela norma brasileira para a seleção do material de aterro, são apresentadas de maneira gráfica as possíveis faixas granulométricas, no caso de armaduras nervuradas (Figura 2.4) e lisas (Figura 2.5).

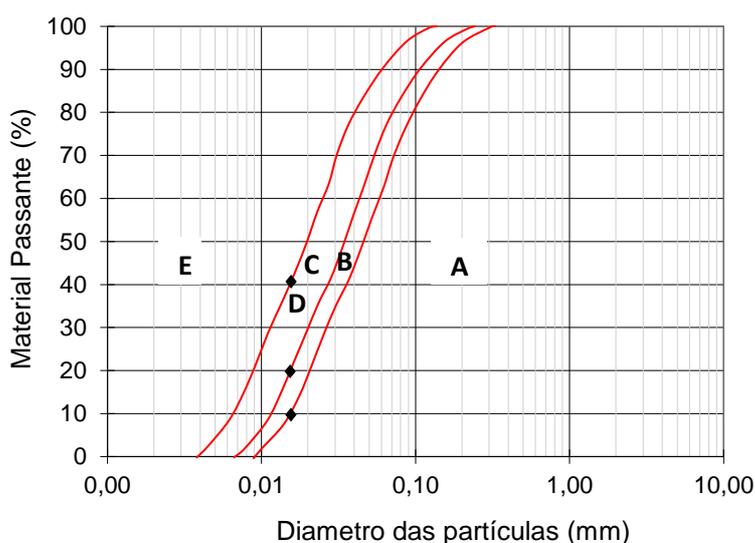


Figura 2.4. Possíveis faixas de classificação de grupos de materiais de aterro para armaduras nervuradas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021) (Adaptado de Miranda, 2009).

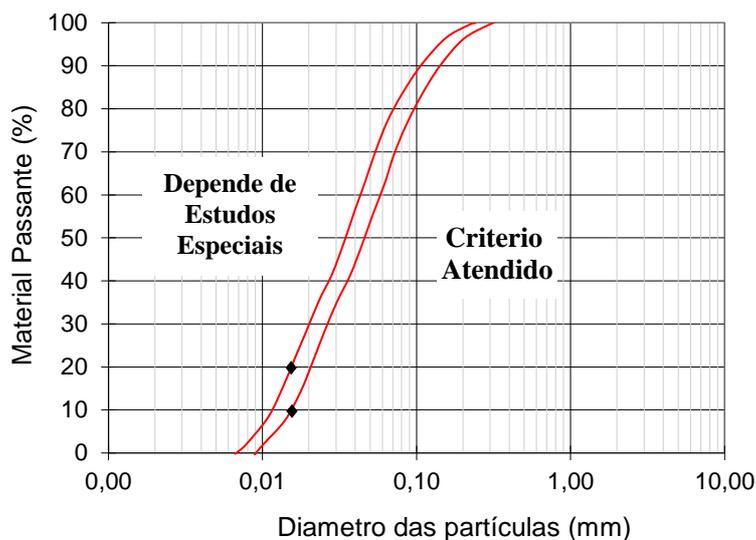


Figura 2.5. Possíveis faixas de aceitação de materiais de aterro para armaduras lisas, conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021).

Como mostrado na Tabela 2.2, no gráfico da Figura 2.5, a região intermediária corresponde com aqueles materiais cuja aceitação como material de aterro depende do ângulo de atrito solo-reforço, neste caso, quando $\delta \geq 22^\circ$ o critério mecânico é atendido e para $\delta < 22^\circ$, sua utilização depende de estudos especiais.

Segundo a AASHTO (1996), o material de aterro em estruturas de contenção deve permitir a drenagem do maciço e não ser expansivo e corrosivo. Esta norma também recomenda a não utilização de materiais siltosos e argilosos a menos que sejam considerados procedimentos de projeto adequados e hajam devidas medidas de construção. Por sua vez, a norma europeia BS EN 14475 (BSI, 2006) sugere que a seleção do material de aterro deve levar em consideração as condições climáticas nas quais o aterro será colocado, o processo de compactação e a prática construtiva do local. De acordo com esta norma, cuidados especiais devem ser tomados na utilização de solos finos em aterros do tipo 4 (Tabela 2.3). São eles: i) em condições climáticas adversas o processo de compactação pode ser problemático e ii) quando se encontram perto da sua úmida ótima são difíceis de compactar e podem causar danos da face do muro durante o processo construtivo.

Tabela 2.3. Classificação de aterros utilizados em solos reforçados, conforme as normas BS EN 14475 (BSI, 2006) e NF EN14475 (Norme Francaise, 2007).

Material:		Classe 1	Classe 2		Classe 3		Classe 4
		Drenante	Granular		Intermediário		Fino
Caraterística geotécnica:	% < 0,08 mm	< 5%	< 12%	12 a 35%	10 a 35%	> 35%	Outros
	% < 0,02 mm	-	-	< 10%	> 10%	< 40%	
	Índice de plasticidade	-	-	-	< 25	< 25	

Obs. Porcentagem em peso.

Em concordância com as normas mencionadas, outros documentos técnicos (FHWA, 2009; MCHW, 2016 e NCMA, 1997) também sugerem a utilização preferencial de materiais granulares, não plásticos ($IP > 4\%$) e impõem restrições em relação a porcentagem de finos. Segundo Gerscovich et al. (2016), tratam-se de especificações válidas para países de clima temperado, cujos solos apresentam comportamento desfavorável. Porém, no caso de países com solos tropicais, como o Brasil, o emprego de solos lateríticos é particularmente vantajoso porque apresentam uma parcela de coesão significativa, sem uma tendência a plastificação ou fluência do maciço (Erlich & Becker, 2009). Segundo estes autores, para a realidade brasileira recomenda-se que $IP < 20\%$, embora existam casos bem-sucedidos do emprego de solos finos com índice de plasticidade de até 30%. Nota-se que, de modo geral, no Brasil e no mundo as normas que fixam as condições exigíveis para a execução de aterros concordam na utilização de aterros de boa qualidade, que podem ser obtidos de solos granulares bem graduados. No entanto, muitas vezes não há sua disponibilidade nas proximidades da obra, encarecendo-a devido aos custos de transporte. Por esse motivo, uma série de pesquisas tratam do emprego de materiais não convencionais em aterros de estruturas de contenção, visando à sustentabilidade das obras em questão. Entre os materiais podem ser citados: solos misturados com fragmentos de rochas (Yang et al., 2014), solos de granulação fina (Riccio et al., 2014; Pierozan, 2018 e Pierozan et al., 2022), resíduos de construção e de demolição (Santos et al., 2014), cinzas de carvão (Suzuki et al., 2018), agregados derivados de pneus (Ghaaowd1 & McCartney, 2020; Khan et al., 2022) e concreto celular (Ye et al., 2022).

Vahedifard et al. (2017), por exemplo, apresentaram um estudo de caso feito nos Estados Unidos avaliando a resposta hidromecânica de um muro de solos mecanicamente estabilizados construído com materiais alternativos, devido aos efeitos de precipitação extrema gerados pela mudança climática. De acordo com os autores, o desempenho dos aterros construídos com alto teor de finos é altamente influenciado pela intensidade e duração de chuvas extremas, sendo o impacto maior em materiais com maior sucção inicial. Além disso, destacam a importância de análises específicas quando não for utilizado materiais não drenantes.

Na análise experimental da resistência ao arrancamento de tiras de aço em aterros executados com seis tipos diferentes de cinzas de carvão, Suzuki et al. (2018) concluíram que materiais industriais como as cinzas de carvão apresentam valores de coeficiente de atrito de até duas vezes maiores que as areias naturais comumente utilizadas e, portanto, o comprimento do reforço pode ser reduzido em aproximadamente 20%. Por sua vez, Pant et al. (2019) o número de camadas de reforço necessárias para a estabilização de MSE é menor quando são utilizadas cinzas de carvão, devido ao menor empuxo ativo em comparação com areias naturais. Outras vantagens relevantes ao uso de cinzas de carvão são apontadas: baixo peso específico, alta resistência ao cisalhamento, alta permeabilidade e alta resistência mecânica, resultando num excelente material de construção de aterro.

Ulsen et al. (2021) apontam que areias recicladas a partir de resíduos de construção e demolição civil mistos podem apresentar o formato e as propriedades de areias naturais quando submetidas a um processamento adequado de seleção, cominuição e classificação. A partir de uma nova metodologia de reciclagem, os autores obtiveram areias compostas principalmente por quartzo e feldspato com formato de areia natural (esfericidade e angularidade), alta densidade ($2,71 \text{ g/cm}^3$) e baixa absorção de água (4,6%).

Recentemente, Venkatachalam & Balu (2022) apresentaram uma revisão detalhada dos estudos envolvendo o potencial uso de resíduos industriais de usinas termelétricas, mineração, construção, unidades de fundição de metais como material de aterro em estruturas de solos mecanicamente estabilizados. De acordo com os autores, cuidados devem ser tomados na utilização de resíduos industriais como material de aterro devido a sua variação nas propriedades físicas e químicas. Os autores recomendam o desenvolvimento de análises mais rigorosas como modelagem centrífuga e ensaios de arrancamento, antes de utilizá-los em obra.

Embora, o custo real de um muro de solo mecanicamente estabilizado dependa de muitos fatores, em função das condições locais e específicas de cada projeto, em estruturas com fases de concreto pré-moldadas os custos relativos típicos do material de aterro são da ordem de 30% a 40% do custo total da obra (FHWA, 2009). Com isso, pode-se afirmar que, com exceção dos materiais evidentemente inservíveis (turfas, argilas orgânicas, argilas moles, solos granulares ricos em micas, etc.), em razão dos custos de transporte, a melhor jazida de solo é a que se encontra mais próxima (Erlich & Becker, 2009). Portanto, o critério de aceitação de um determinado solo como material de aterro deve-se basear na experiência local do uso de aquele material, em ensaios mecânicos de laboratório e/ou ensaios especiais (de acordo com a necessidade da obra).

Conforme mencionado anteriormente, além dos critérios geotécnicos, os materiais de aterro devem atender critérios químicos e eletroquímicos, com a finalidade de determinar-se a sua potencial agressividade e garantir a durabilidade dos elementos de reforço, conforme os limites descritos a seguir:

- Resistividade elétrica: superior a 1000 Ωcm (obra não inundável- aterro seco) e superior a 3000 Ωcm (obra inundável);
- Atividade de íons hidrogênio (pH): entre 5 e 10.
- Teores de sais solúveis: íons cloreto (Cl^-) ≤ 200 mg/kg (aterro seco) e ≤ 100 mg/kg (obra inundável); íons sulfato (SO_4^{2-}) ≤ 1.000 mg/kg (aterro seco) e ≤ 500 mg/kg (obra inundável).
- Matéria orgânica: inferior a 100 mg/kg.
- Em casos específicos, em função da origem do material, também devem-se analisar o teor de sulfuretos e atividade biológica.

2.4. MECANISMOS DE INTERAÇÃO SOLO-REFORÇO

No caso de solos reforçados, os dois materiais com comportamento mecânico diferentes (solo e reforço) são associados de forma a produzir um sistema complexo (Abramento et al., 2019). Portanto, o comportamento de maciços reforçados depende da natureza e das características mecânicas tanto do solo, como dos elementos de reforço, assim como da interação entre ambos os elementos (Palmeira, 1987).

O dimensionamento de estruturas de solos mecanicamente estabilizados é geralmente dividido em três etapas: análises da estabilidade externa (ou geral), análise de estabilidade interna do maciço reforçado e análises da estabilidade global. Na verificação da estabilidade externa, deve ser verificada a segurança com relação aos mecanismos clássicos de instabilidade de estruturas de contenção: deslizamento, tombamento e capacidade de carga da fundação. De maneira análoga a um muro de gravidade tradicional com face vertical. Por outro lado, a estabilidade interna depende da resistência à tração do material de reforço e do atrito na interface solo-reforço. No cálculo ambas as condições, devem ser verificadas a ruptura do reforço bem como a possibilidade de seu arrancamento.

Em estruturas de solo reforçado com materiais de baixa extensibilidade, tais como as tiras metálicas e sintéticas compostas, é utilizado o método de cálculo de gravidade consistente proposto por Juran & Schlosser (1978). Neste método, a ruptura é considerada como ocorrendo ao longo de um caminho definido pelos pontos de esforços máximos de tração (T_{max}) em cada nível de reforço, formando uma superfície de ruptura em espiral logarítmica (Budhu, 2017) (Figura 2.6a). Para fins de projeto, esta superfície é aproximada para uma superfície bilinear, decrescendo a partir do topo do maciço, conforme observado na Figura 2.6b. Em ambos casos, a superfície potencial de ruptura separa o maciço compactado em duas regiões: uma zona ativa e uma zona resistente ou passiva. Destaca-se ainda, que esta superfície é distinta daquela prevista pela teoria de Rankine (linha pontilhada), comumente utilizada em muros reforçados com geossintéticos.

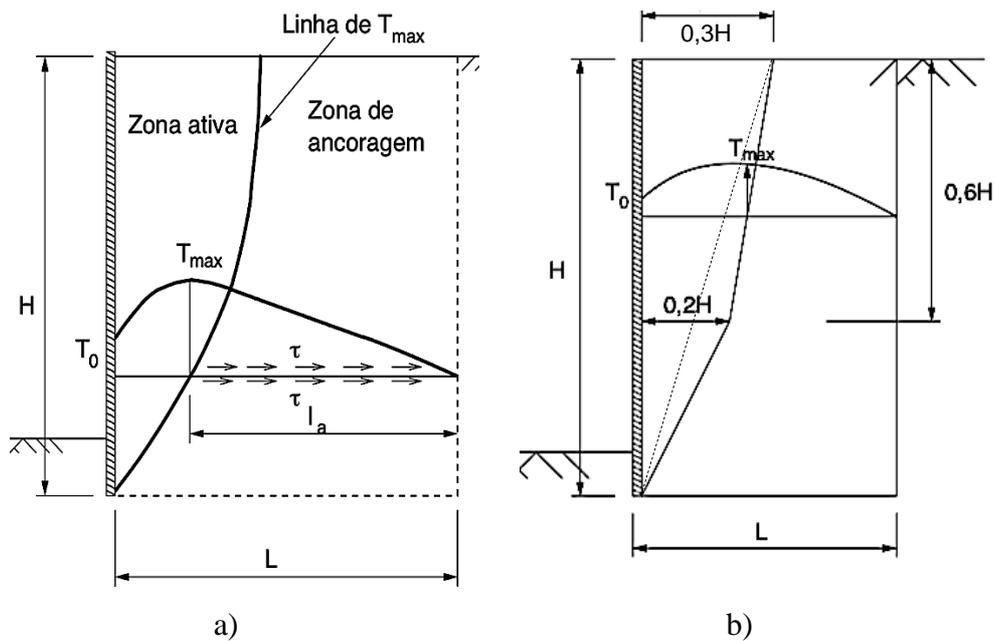


Figura 2.6. Superfície potencial de ruptura em muros mecanicamente estabilizados; a) superfície real e b) modelo simplificado de cálculo (Adaptado de The Reinforced Earth, 2022).

Trabalhos recentes desenvolvidos em modelos físicos reduzidos de muros do tipo Reforço Transpassado (*back-to-back*), utilizando tiras sintéticas (Komak et al., 2015) e tiras metálicas (Yazdandoust, 2017 e Yazdandoust et al., 2022), corroboraram os mecanismos de ruptura mencionados anteriormente. Por sua vez, Yazdandoust et al. (2022) estudaram o efeito da sismicidade no desenvolvimento da superfície de ruptura, utilizando uma mesa vibratória uniaxial, areias como material de aterro e reforços metálicos. Os ensaios foram executados em muros de 60 cm de altura, reforçados por 8 camadas de reforços, com espaçamento vertical e horizontal igual a 0,75 cm e diferentes arranjos, conforme ilustrado na Figura 2.7.

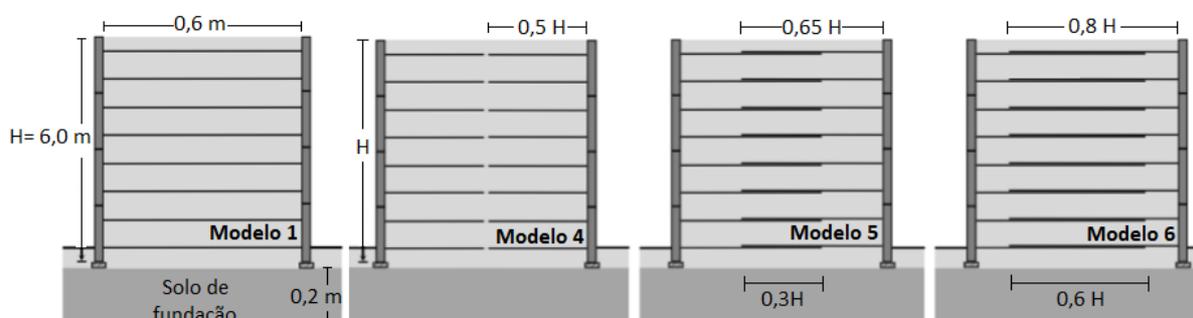


Figura 2.7. Geometria dos modelos de MSE empregados por Yazdandoust et al. (2022).

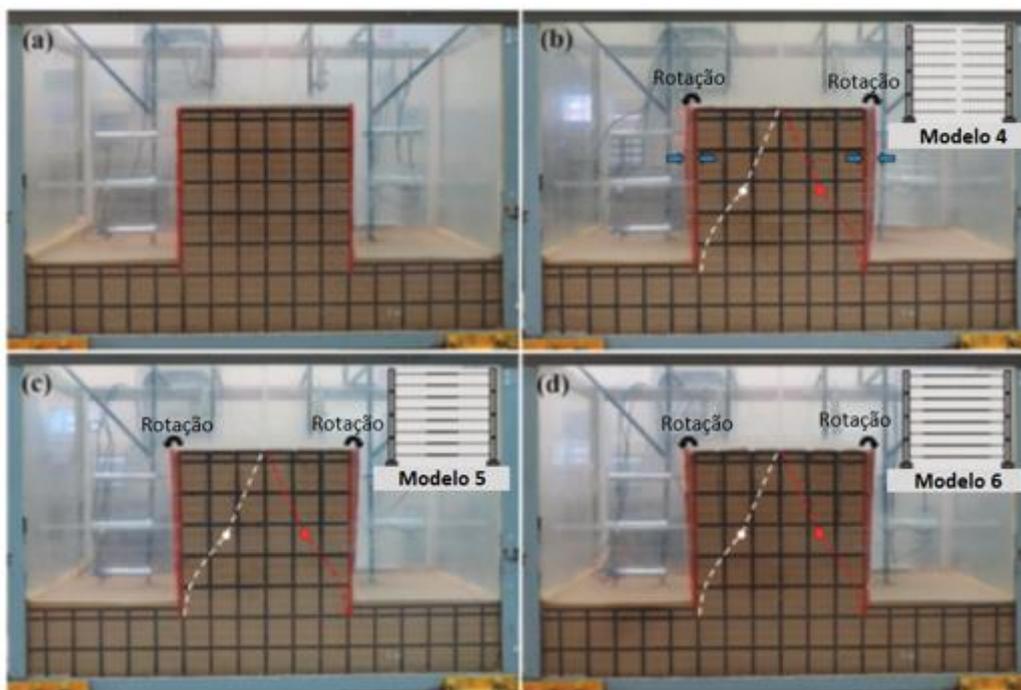


Figura 2.8. Superfície potencial de ruptura em MSE reforçados com tiras metálicas, sob condições sísmicas: a) antes da agitação b) após a agitação, modelo 4; c) após a agitação, modelo 5 e d) após a agitação, modelo 6 (Adaptado de Yazdandoust et al., 2022).

Segundo os autores, independentemente do arranjo dos reforços, a geometria da superfície de ruptura é semelhante, constituída por um trecho inclinado decrescente do topo do muro até certa profundidade, seguido de um trecho curvo até a base do muro (Figura 2.8). Por outro lado, a profundidade da superfície de falha varia com o tipo de reforço, em razão de sua rigidez. Também foi observado em outro estudo que superfícies de deslizamento mais profundas são desenvolvidas com o aumento da rigidez à tração (Yazdandoust & Taimouri, 2022).

No caso de tiras sintéticas, o efeito da sismicidade no mecanismo de ruptura foi estudado por Yüncül & Gürbüz (2022), usando uma mesa vibratória uniaxial e modelos físicos em escala de 1/3. Os ensaios foram executados em muros de 1,5 m de altura, variando a aceleração de pico, a rigidez do material e a inclinação do ângulo do aterro a montante ($\beta = 0^\circ, 5^\circ$ e 10°). A Figura 2.9, mostra a superfície potencial de ruptura obtida pelos autores a partir das observações dos resultados experimentais em comparação com as previstas pelas teorias de Rankine (1857) e Zarrabi (1979) e preconizada pelas normas técnicas (NCMA, 2016; FHWA, 2009; AASTO, 2020), para o caso de reforços inextensíveis.

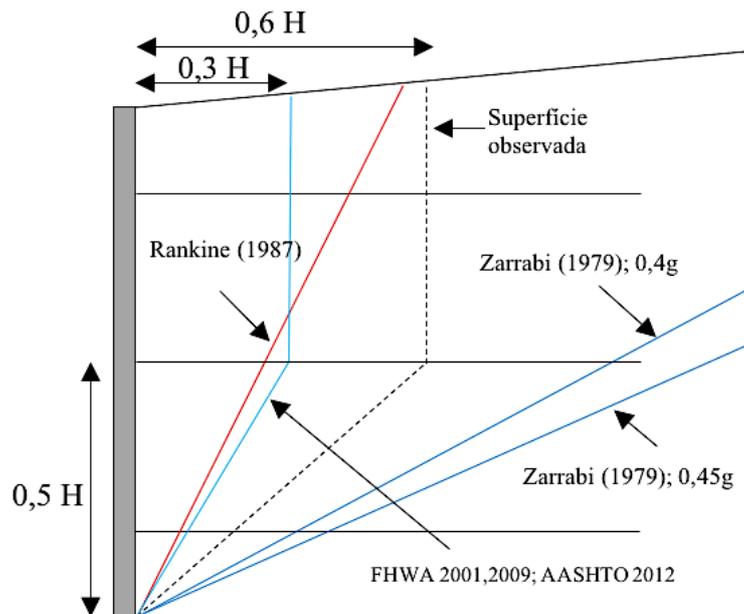


Figura 2.9. Superfície potencial de ruptura em MSE reforçados com geotiras, sob condições sísmicas (Adaptado de Yünkül & Gürbüz, 2022).

Outro ponto a ser observado em muros de solos mecanicamente estabilizados é que, o princípio básico de funcionamento baseia-se na redistribuição de tensões. Os esforços aplicados no maciço de solo são transferidos ao reforço mediante o atrito na interface entre os dois materiais (interação com o solo circundante), de modo que o reforço desenvolva esforços de tração. Estes esforços são transferidos pelo reforço para a zona passiva, ou seja, o comprimento da armadura na zona passiva funciona como elemento de ancoragem da zona ativa (Abramento et al., 2019).

A Figura 2.10 mostra como ocorre a mobilização e transferência de tensões num maciço de solo reforçado, desde a condição de repouso (sem deformação do solo e armadura não tracionada), deformação horizontal da massa de solo devido ao peso próprio e/ou carregamentos aplicados (estado ativo), deformação do reforço (tração), até a compatibilização da tensão com a deformação entre solo e reforço (equilíbrio).

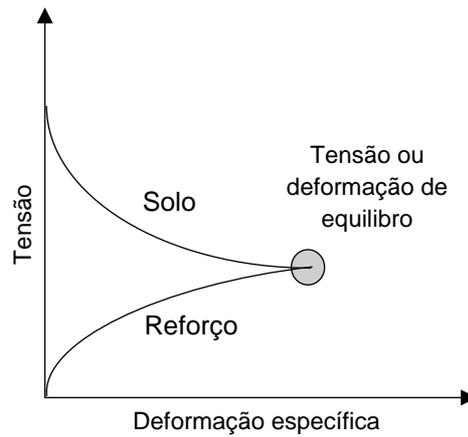


Figura 2.10. Mobilização e transferência de tensões num maciço de solo reforçado (Gerscovich et al., 2016).

As primeiras idealizações pensavam no solo reforçado como um novo material com o reforço fornecendo uma coesão anisotrópica na direção horizontal (direção do reforço). Porém, com base em observações do comportamento de modelos em escala reduzida (Jewell & Wroth, 1987), consideraram a superfície potencial de ruptura e avaliaram os esforços resultantes atuando através dela, conforme apresentado no modelo esquemático da Figura 2.11 (Clayton et al., 2013).

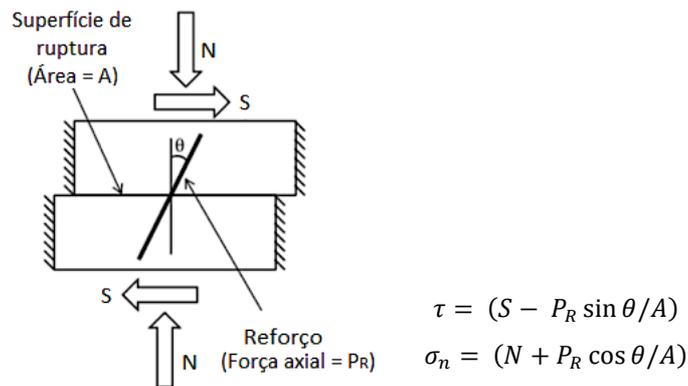


Figura 2.11. Efeito do reforço numa superfície potencial de ruptura (Adaptado de Clayton et al., 2013).

Nota-se que a força mobilizada no reforço tem um efeito duplo; a componente horizontal reduz a tensão cisalhante que o solo deve resistir (tensão aplicada) e a componente vertical aumenta a tensão normal no solo, permitindo que uma resistência ao cisalhamento adicional seja mobilizada na superfície de deslizamento. Esses esforços são transferidos entre o aterro e o

reforço por atrito e/ou resistência passiva, dependendo da geometria do reforço. O atrito se desenvolve devido a mobilização de tensões cisalhantes durante o deslocamento relativo do reforço com relação ao solo que o circunda (sem necessidade de que ocorra deslizamento na interface entre os dois materiais) e ocorre em tiras metálicas lisas e geotiras convencionais ao longo de seu comprimento e em ambas as suas faces (Figura 2.12a). Por sua vez, a resistência passiva ocorre em elementos transversais a direção do movimento relativo do reforço, por exemplo, as nervuras em tiras metálicas com ressaltos (Figura 2.12b).

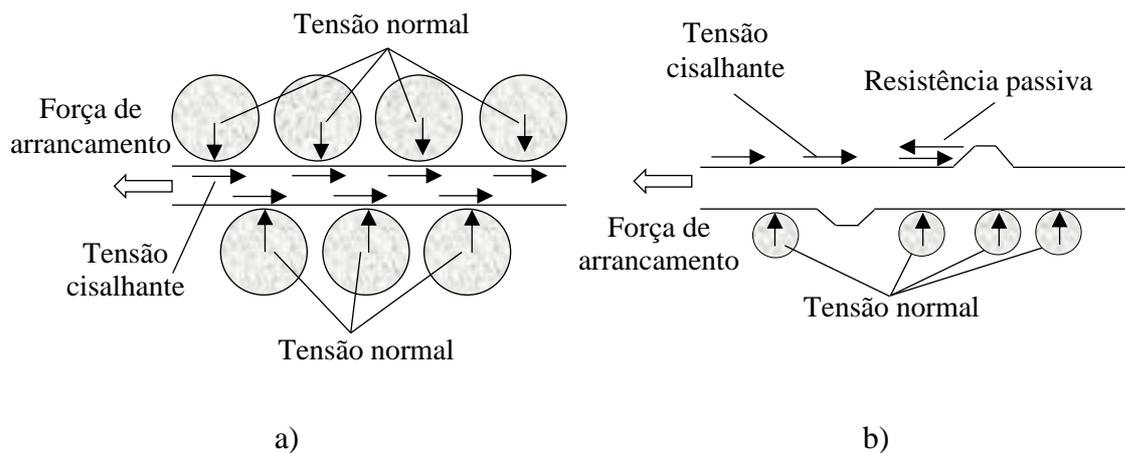


Figura 2.12. Mecanismos de transferência de tensões entre o aterro e o reforço; a) atrito na interface solo-reforço e b) resistência passiva (Adaptado de Jones, 1996).

A contribuição de cada mecanismo depende de diversos fatores, tais como rugosidade da superfície, tensão normal, geometria dos elementos transversais (altura e largura dos ressaltos), e deformabilidade das inclusões. Igualmente importantes são as características do material de aterro, tais como; distribuição granulométrica, tamanho de grão, forma das partículas, densidade, teor de água, coesão e rigidez (FHWA, 2009). Collios et al. (1980) sugeriram que, na prática, estes mecanismos de interação entre o reforço e maciço de solo adjacente ao mesmo, devem-se considerar na escolha dos ensaios mais adequados para avaliar a estabilidade interna da estrutura. Na Figura 2.13 é apresentada uma estrutura de solo reforçado, sendo indicados os ensaios recomendados para avaliar a estabilidade interna da estrutura com duas superfícies de ruptura A e B.

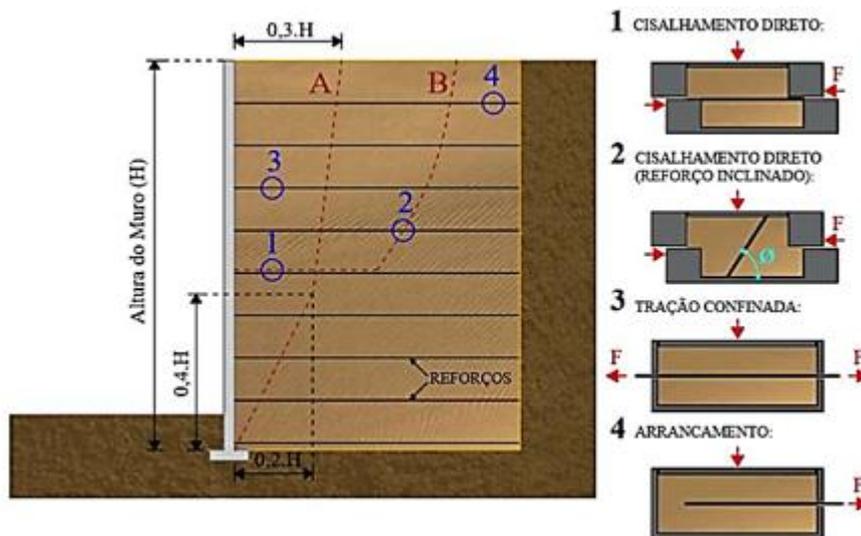


Figura 2.13. Ensaio para avaliação dos mecanismos de estabilidade interna de estrutura de solo reforçado (Adaptado de Palmeira, 1987).

Particularmente para os muros de solos mecanicamente estabilizados, os ensaios de arrancamento são os mais recomendados e empregados. Tais ensaios consistem em extrair uma amostra do reforço da massa de solo compactado pela aplicação de um esforço de tração em uma extremidade. Além do esforço de arrancamento, podem ser medidos os deslocamentos das tiras em vários pontos ao longo do comprimento da amostra e a tensão normal no interior do maciço de solo, próxima da interface (Bueno & Vilar, 2015).

A norma americana D 6706 (ASTM, 2001) e europeia EN 13738 (BSI, 2004) apresentam considerações básicas para o desenho e construção de dispositivos para medir a resistência ao arrancamento de geossintéticos (Figura 2.14). Também são detalhados nestes documentos os procedimentos referentes a preparação e execução dos ensaios, tais como: velocidade de execução, tempo de ensaio, etc. Isto com o fim de simular no laboratório o mais próximo possível as situações observadas na prática.

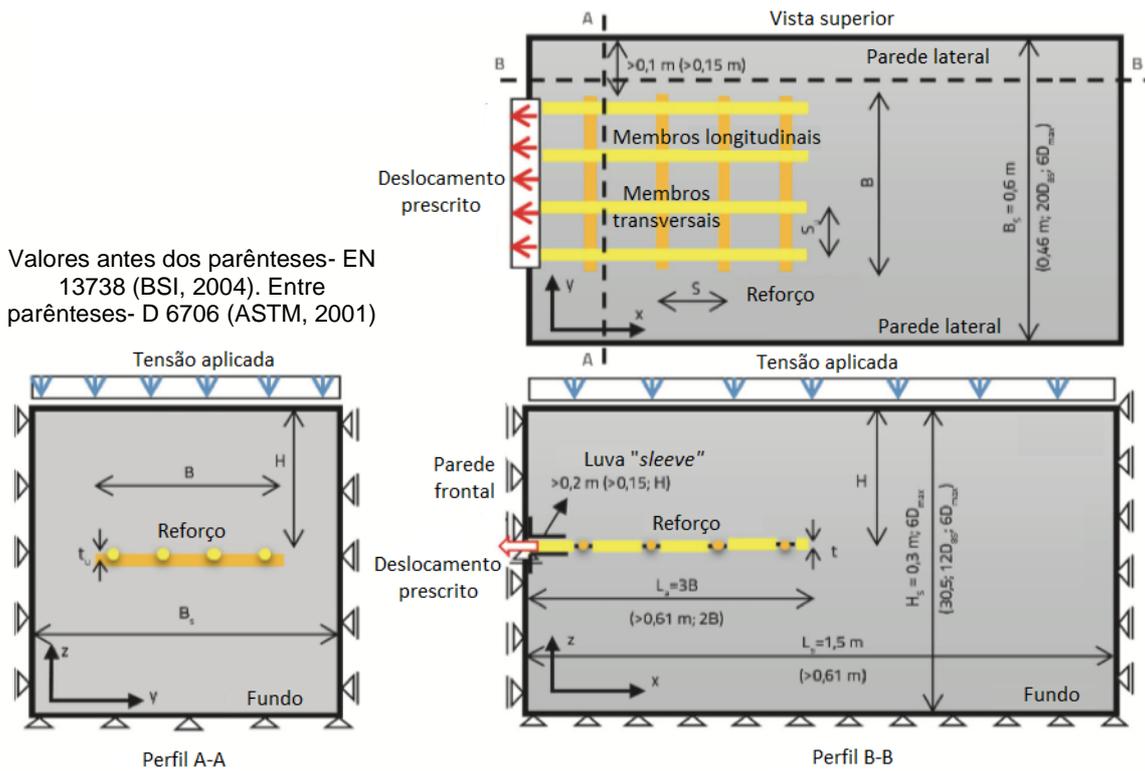


Figura 2.14. Configuração e dimensões recomendadas do equipamento para ensaios de arrancamento (Adaptado de Skejić et al., 2022).

Além dos aspectos considerados pelas normas, Skejić et al. (2020), com base nos resultados de análises numéricas, consideram que as condições de fronteira e as dimensões do equipamento possuem influência significativa nos resultados dos ensaios de arrancamento, justificando a necessidade de padronização do ensaio de laboratório. De acordo com estes autores: i) a utilização de uma luva na face frontal da caixa com comprimento maior de 20 cm diminui as tensões normais, bem como a forma da distribuição destas tensões e ii) a lubrificação da caixa é importante na minimização da influência das condições de fronteira.

2.5. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO – f^*

2.5.1. CÁLCULO DE f^* COM BASE EM ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Existem na literatura diversos métodos analíticos para o dimensionamento de muros mecanicamente estabilizados, de modo a atender à condição de estabilidade interna do sistema (paramento-reforço-aterro compactado), alguns dos mais utilizados serão apresentados a seguir. Como mencionado anteriormente, quando o reforço é solicitado, ocorre um deslocamento relativo com relação ao solo que o circunda, induzindo a tensões cisalhantes na

interface solo-reforço (τ). Estas tensões relacionam-se com as tensões de tração no reforço pela Equação 2.1:

$$\tau = \frac{1}{2b} \frac{dT}{dl} \quad (2.1)$$

onde, b é a espessura do reforço e T é o esforço de tração.

A interação por atrito entre o solo e o reforço pode ser estimada mediante o coeficiente de atrito aparente solo-reforço (f^*), definido como a razão entre a máxima tensão cisalhante mobilizada ao longo do reforço e a tensão confinante, conforme a Equação 2.2:

$$f^* = \frac{\tau_{max}}{\sigma_v} \quad (2.2)$$

sendo, τ_{max} é a tensão máxima mobilizada no contato solo-armadura e σ_v a tensão normal no nível do reforço (resultante do peso próprio do aterro mais a sobrecarga).

Segundo Falconi et al. (2019), o esforço necessário para o arrancamento de uma fita metálica (T_{max}), em função de f^* , pode ser calculado por meio da Equação 2.3:

$$T_{max} = 2b \int_d^L f^* \sigma_v dx \quad (2.3)$$

onde, d é a distância entre a linha de esforços máximos nas fitas e a face do muro, L é o comprimento da armadura e b é a largura da tira.

Em ensaios de arrancamento, de acordo com a AASHTO (2012) e FHWA (2009), a expressão anterior pode ser simplificada, conforme a Equação 2.4, apresentada a seguir:

$$T_{max} = 2 * w_e * f^* * \sigma_v * L_e \quad (2.4)$$

sendo, w_e é a largura da tira e L_e é comprimento da tira ancorado no aterro de solo.

Por outro lado, a resistência máxima ao arrancamento é determinada em função da força máxima aplicada no ensaio (F_{max}) e da largura do reforço, conforme a Equação 2.5.

$$T_{max} = \frac{F_{max}}{w_e} \quad (2.5)$$

Portanto, em ensaios de arrancamento o coeficiente de atrito aparente solo-reforço (f^*) pode ser calculado pela Equação 2.6, substituindo-se a expressão de T_{max} anterior na Equação 2.4, conforme apresentado a seguir:

$$f^* = \frac{F_{max}}{w_e * 2 * \sigma_v * L_e} \quad (2.6)$$

Por último, o coeficiente de atrito aparente f^* pode ser relacionado ao coeficiente de atrito solo-reforço sem efeito da dilatação (f), pela Equação 2.7.

$$f^* = \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma_v}{\sigma_0} * f \quad (2.7)$$

onde, σ_0 é a tensão confinante inicial no nível do reforço e $\Delta\sigma_v$ é o aumento da tensão vertical efetiva atuante no reforço, devido ao efeito de dilatação.

2.5.2. ESTIMATIVA DO COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO COM BASE NAS NORMAS TÉCNICAS – f^*

No Brasil, a normativa técnica que fixa as condições exigíveis para o projeto e execução de muros em solos mecanicamente estabilizados com elementos de reforço em aço é a norma NBR 19286 (ABNT, 2021), de forma similar aos procedimentos adotados em outros países, como a norma americana AASHTO (2012), europeia BS EN 14475 (BSI, 2006) e francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009). Além dos critérios de projeto mencionados anteriormente, nestas normas apresenta-se, para fins de dimensionamento, vários métodos de cálculo que podem ser utilizados na falta de dados de ensaios de arrancamento disponíveis que empreguem as condições de ensaio adotadas em projeto (material de aterro e elementos de reforço), sendo a maioria deles empíricos, baseados uma série de ensaios em modelos reduzidos, análises numéricas e medições em obras reais.

No caso de tiras metálicas nervuradas, segundo as normas NBR 9286 (ASTM, 2021) e AASHTO (2012), para aterros compactados do grupo A e B (Tabela 2.1), o valor de f^* varia em função da profundidade z (medida do topo para a base), conforme o diagrama da Figura 2.15a e pode ser estimado por meio das Equações 2.8 e 2.9, mostradas a seguir:

$$f^* = f_0^* \left(1 + \frac{z}{z_0}\right) + \tan \phi_0 \left(\frac{z}{z_0}\right), \quad z < z_0 \quad (2.8)$$

$$f^* = \tan \phi_0, \quad z \geq z_0 \quad (2.9)$$

onde, z_0 é igual a 6,0 m; ϕ_0 é o ângulo de atrito interno e f_0^* é um coeficiente que depende de vários parâmetros do solo (granulometria, angulosidade das partículas, ângulo de atrito interno do solo, etc.), e pode ser estimado pela Equação 2.10.

$$f_0^* = 1,2 + \log_{10} C_U \quad (2.10)$$

sendo, C_U é o coeficiente de uniformidade do material de aterro.

Para aterros do tipo C (Tabela 2.1), a variação de f^* com a profundidade pode ser aproximada como mostra a Figura 2.15b e calculada por meio das Equações 2.11 e 2.12:

$$f_1^* = f_0^* \times \frac{\tan \phi}{\tan \phi_0}, \quad z < z_0 \quad (2.11)$$

$$f^* = \tan \phi_0, \quad z \geq z_0 \quad (2.12)$$

Na falta de dados mais específicos, para fins de correlação, estas normas sugerem adotar os valores de ϕ_0 igual a 36° e $f_0^* = 1,5$, desde que sejam validados posteriormente na fase de execução.

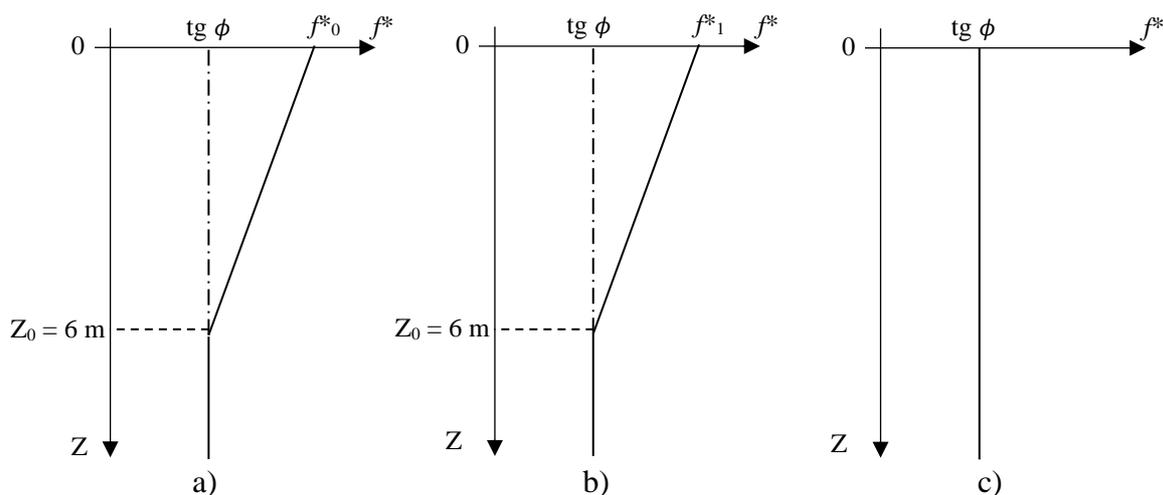


Figura 2.15. Variação do coeficiente de atrito aparente solo-reforço com a profundidade em aterros; a) tipo A e B, b) tipo C e c) tipo D. Conforme a NBR 9286 (ABNT, 2021).

Para materiais de aterro tipo D (Ver Tabela 2.1), o coeficiente de atrito aparente f^* é constante ao longo da profundidade e igual a $\tan \phi$ (Figura 2.15c). E para solos tipo E (Tabela 2.1), de acordo com estas normas, a sua utilização como material de aterro em estruturas de solos mecanicamente estabilizados depende de estudos especiais (ensaios de arrancamento, entre outros).

Segundo Abramento et al. (2019), o valor de f^* depende fundamentalmente do comportamento dilatante do solo compactado e, portanto, em aterros tipo A; B e C, o trecho inclinado do gráfico de f^* (Figuras 2.15) é decorrente da influência dessa dilatância do material granular nas vizinhanças do reforço. Além disso, nota-se, que este efeito decresce com a profundidade (devido ao aumento da tensão confinante) e passa a ser desprezível a partir de 6 m.

Por outro lado, em tiras lisas, o efeito da dilatância é tão pequeno (devido as características da superfície e o volume de material mobilizado) que pode ser desprezado. Neste caso as normas técnicas AASHTO (1996), NBR 9286 (ASTM, 2021) e NF P94-270 (Norme Française, 2009), sugerem que o valor de f^* pode ser estimado de acordo com as Equações 2.13, 2.14 e 2.15, respectivamente (Tabela 2.4).

Tabela 2.4. Cálculo do coeficiente de atrito aparente para tiras metálicas sem ressalto.

AASHTO (1996)	$f^* = \tan \phi_0 < 0,4$	(2.13)
NBR 9286 (ASTM, 2021)	$f^* = \tan \delta$	(2.14)
NF P94-270 (Norme Française, 2009)	$f^* = 0,4^*$	(2.15)

Obs: δ é o ângulo de atrito solo-reforço.

* Para aterros compactados classe 1 e 2 (Tabela 2.3). Não sendo possível estimar o valor de f^* para materiais de classe 3 e 4 com base nesta norma.

No caso de tiras sintéticas, o coeficiente de atrito é estimado considerando-se as equações apresentadas pela norma NF P94-270 (Norme Française, 2009), para materiais de aterro classificados de acordo com a Tabela 2.3. Segundo a norma em questão, o valor de f^* pode ser aproximado com a Equação 2.16:

$$f^* = f_0^* \left(1 + \frac{z}{z_0}\right) + f_1^* \left(\frac{z}{z_0}\right) \quad (2.16)$$

sendo, f_0^* e f_1^* , são parâmetros em função de C_U e ϕ_{1k} , respectivamente e podem ser calculados utilizando os critérios apresentados na Tabela 2.5, para tiras sintéticas e metálicas com ressalto. Nota-se que, o uso de solos da classe 4 (finos) não é previsto pela norma.

Tabela 2.5. Estimativa dos coeficientes f_0^* e f_1^* para geotiras e tiras metálicas com ressalto, conforme a norma NF EN14475 (Norme Française, 2009).

Material:		Classe 1 (Drenante)	Classe 2 (Granular)	Classe 3 (Intermediário)	
Tiras sintéticas (geotiras)					
f_0^*	$C_U \leq 2$	1,1	1,1	1,0	$\tan \phi_{1k} / \tan 36^\circ$
	$C_U > 2$	1,3	1,3	1,1	$1,1(\tan \phi_{1k} / \tan 36^\circ)$
f_1^*		$0,9 * \tan \phi_{1k}$	$0,9 * \tan \phi_{1k}$	$0,8 * \tan \phi_{1k}$	$0,8 * \tan \phi_{1k}$

Tiras metálicas com ressaltos				
f_0^*	$C_U \leq 2$	1,2	1,2	$1,2 (\tan \phi_{1k} / \tan 36^\circ)$
	$2 < C_U \leq 10$	1,5	1,3	$1,5 (\tan \phi_{1k} / \tan 36^\circ)$
	$10 < C_U \leq 20$	2,2	2,2	
	$C_U \geq 20$	2,5	2,5	
f_1^*	Menor entre: $\tan \phi_{1k}$ e 0,8		Menor entre: $\tan \phi_{1k}$ e 0,8	

Obs: ϕ_{1k} é o ângulo de atrito interno do solo obtido por ensaios de cisalhamento direto em condições compatíveis as empregadas na obra.

Ainda de acordo com esta norma, na falta de ensaios específicos, pode-se adotar o valor de $\phi_{1k} = 36^\circ$ para materiais Classe 1. Para materiais Classe 2 podem-se adotar os valores de ϕ_{1k} iguais a 36° e 30° em aterros secos e inundáveis, respectivamente.

2.5.3. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE NA LITERATURA TÉCNICA

The Reinforced Earth Company (1995) apresenta os valores do coeficiente de atrito solo-reforço (f^*), obtidos a partir da compilação de ensaios de arrancamento de várias pesquisas, utilizando tiras metálicas com ressaltos como elemento de reforço e solos granulares como material de aterro (Figura 2.16).

Resultados similares foram obtidos por Ye et al. (2022), por meio de ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros construídos com concreto celular leve. Os autores discutem para tensões normais menores que 25 kPa o comportamento do material é favorecido pelo efeito da dilatância, o qual descrese quando a tensão confinante aumenta.

Lee & Bobet (2005) estudaram o efeito da poropressão na resistência ao arrancamento de tiras metálicas a partir de ensaios de laboratório em areias limpas e em areias siltosas, com 5%, 10%, 15% e 35% de silte em condições drenadas e não drenadas, concluindo que: i) a resistência ao arrancamento tanto em condições drenadas como não drenadas diminui de areias limpas a areias com 5%, 10%, 15% e 35% de silte, devido a que o ângulo de atrito interno do material varia com o conteúdo de finos; ii) a resistência ao arrancamento na condição não drenada é sempre menor que na condição drenada devido ao fato de que o excesso de

poropressão diminui a tensão normal efetiva na interface solo-reforço e, portanto, a resistência ao cisalhamento pode diminuir até um 40%, e iii) na condição não drenada tende-se a produzir um comportamento “frágil” (isto é, perda significativa da resistência com pequenas deformações).

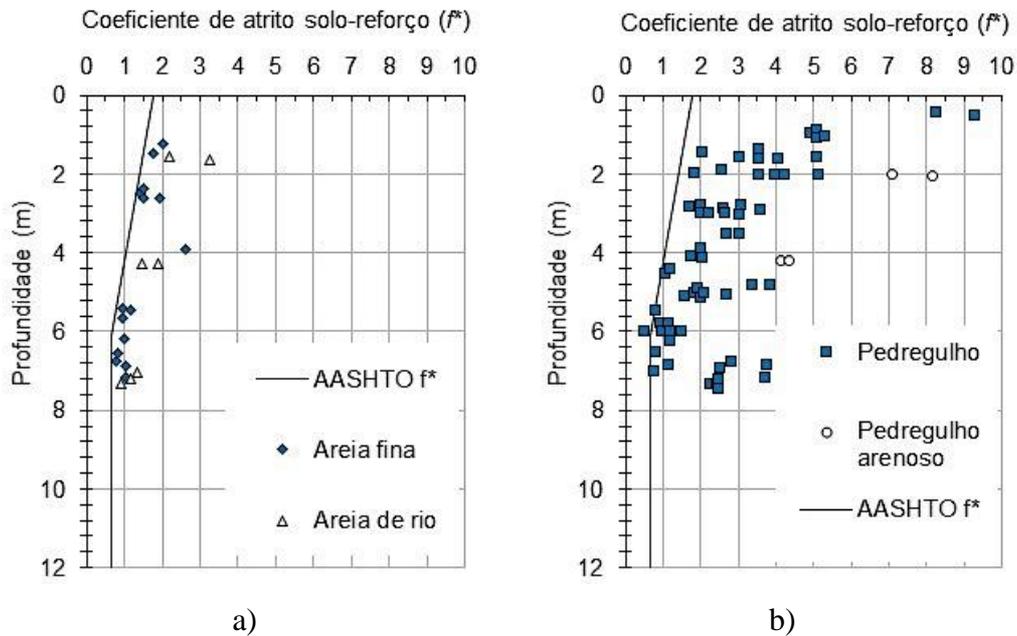


Figura 2.16. Variação do coeficiente de atrito solo-tiras metálicas com ressaltos a) aterro arenoso e b) aterro pedregulhoso (Adaptado de The Reinforced Earth Company, 1995).

Comparando os valores obtidos dos ensaios de arrancamento utilizando duas tiras paralelas ou uma única tira sintética, Abdelkader et al. (2010) concluem que: o coeficiente de atrito máximo aumenta quando são utilizadas duas tiras, principalmente sob altas tensões de confinamento. Isso ocorre provavelmente devido ao efeito de arqueamento e à dilatação do solo desenvolvida entre os dois reforços quando o espaçamento entre ambos é pequeno, permitindo obter melhores resultados do que aqueles que ocorrem em elementos isolados.

Essa variação do f^* com a profundidade também foi estudada por Jayawickrama et al. (2013) e Jayawickrama et al. (2015), a partir de ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em aterros arenosos e pedregulhosos, respectivamente. Comparando os valores obtidos dos ensaios de laboratório e das recomendações na norma AASHTO (2020), estes autores desenvolveram um modelo preditivo do valor de f^* (Figura 2.17). Resultados similares

aos anteriores foram obtidos por Huang et al. (2012), em modelos baseados na correção do coeficiente de empuxo (k) (Figura 2.18).

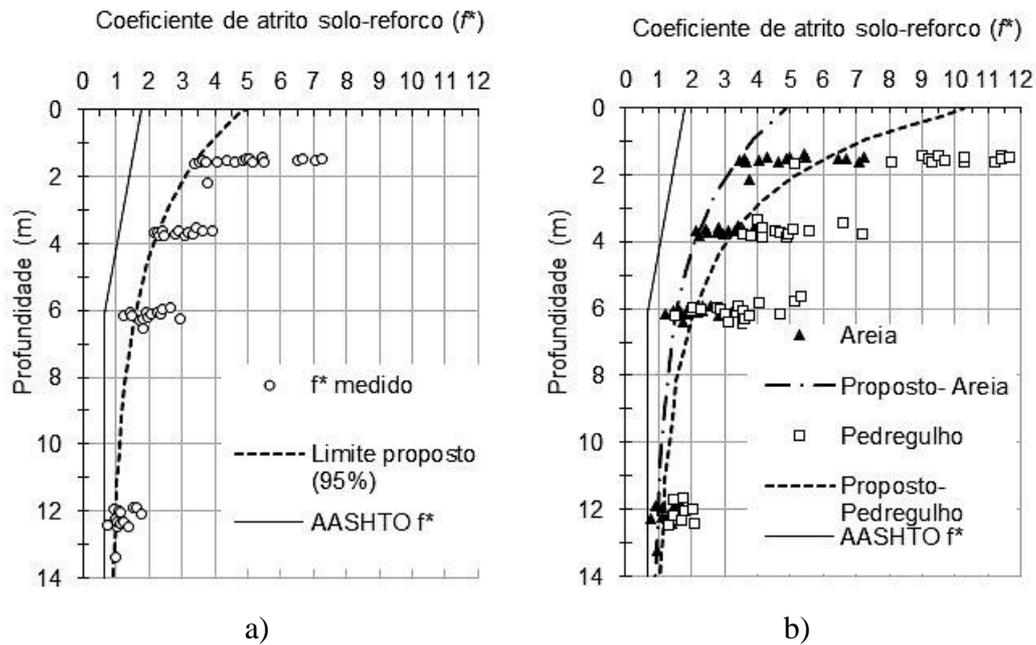


Figura 2.17. Modelo preditivo do valor de f^* para tiras com ressaltos em aterros; a) arenosos (Jayawickrama et al., 2013) e b) arenosos e pedregulhosos (Adaptado de Jayawickrama et al., 2015).

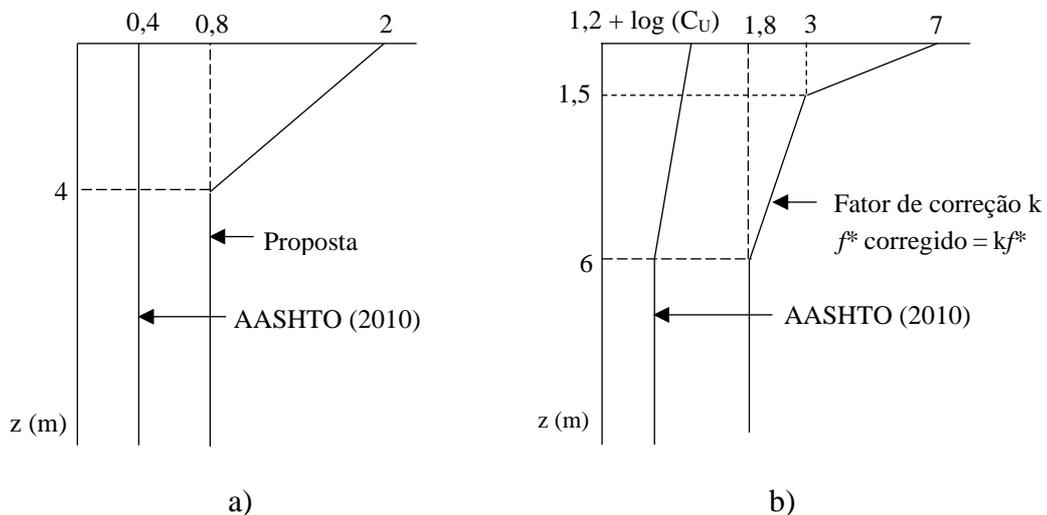


Figura 2.18. Modelo preditivo do valor de f^* para tiras metálicas; a) lisas e b) nervuradas (Adaptado de Huang et al., 2012).

Em concordância com esses resultados, comparando os valores obtidos dos ensaios de arrancamento em grande escala de tiras sintéticas e tiras metálicas lisas em areias e de tiras

sintéticas convencionais e tiras de alta aderência em misturas de areias uniformes com solos lateríticos finos, Pierozan (2018), conclui que, os valores do coeficiente de atrito aparente solo-reforço foram superiores aos recomendados pela norma brasileira quando foram utilizadas areias uniformes e solos lateríticos finos. Segundo o autor, a realização de ensaios de arrancamento pode viabilizar projetos mais econômicos.

Segundo Weldu (2015) os valores calculados conforme os procedimentos estabelecidos pelas normas têm se mostrado conservadores em relação à resistência dos valores experimentais, uma vez que as equações foram elaboradas com base nos resultados de ensaios de arrancamento de uma série de autores, aplicando-se intervalo de confiança de 95%. Sukmak et al. (2015) mencionam que a redução da resistência a ao cisalhamento com o conteúdo de finos é significativa para materiais com uma porcentagem de finos maior que 45%, devido ao fato de que a partir desse valor as partículas finas preenchem os espaços vazios entre as partículas grossas e dominam o comportamento da granulação grossa. Por sua vez, baseado na simulação numérica de aterros com diversas formas de partículas, Miao et al. (2017) estudaram o efeito da forma das partículas na resistência ao arrancamento de geossintéticos em aterros granulares. Segundo esses autores, a resistência ao arrancamento de materiais granulares densos incrementa de maneira significativa com o aumento da angularidade. A explicação é de que há um aumento do embricamento entre as partículas durante o rolamento de um grão acima do outro e com o aumento da tensão normal aplicada, uma vez que a força necessária para vencer o entrosamento é muito maior.

Horpibulsuk et al. (2020) estudaram a variação da resistência ao arrancamento de tiras metálicas em aterros coesivos com graus de saturação de 59%, 70%, 83%, 85% e 88%. Utilizaram como material de aterro uma argila vermelha residual com um conteúdo de finos maior que 98%, classificada de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), como uma argila de alta plasticidade (CH). Segundo esses autores, a resistência ao cisalhamento e conseqüentemente a resistência ao arrancamento, diminuem com um aumento no conteúdo de finos e com o aumento do conteúdo de água, devido à redução do ângulo de atrito interno.

Recentemente, Pant et al. (2019) estudaram o efeito do grau de compactação do material de aterro na resistência ao arrancamento de reforços em estruturas de solos mecanicamente estabilizados. Os autores observaram que a resistência ao arrancamento em aterros não

compactados foi de 30% a 60% menor que na condição compactada, sendo que esta diferença diminuiu à medida que a tensão normal aumenta devido ao efeito de auto-compactação para tensões normais maiores. Diferenças maiores foram obtidas por Agarwal et al. (2023) em ensaios de arrancamento de tiras sintéticas em aterros construídos com RCD mistos e areias (finas e grossas). O pico de resistência ao arrancamento em condições densas foi entre 70% e 80% maior do que em condições soltas, dependendo do ângulo de dilatância do material de aterro.

Este efeito do comportamento dilatante do material na resistência ao arrancamento de reforços tem sido descrito por vários autores (Georgiou et al., 2020; Kido et al., 2021; Pierozan, 2018; Araújo et al., 2022; Agarwal et al., (2023). Segundo tais estudos, a dilatação restrita (devido ao confinamento) tende a aumentar a tensão confinante efetiva sobre o reforço e consequentemente o atrito desenvolvido na interface solo-reforço. Este efeito aumenta com o volume de material mobilizado durante o processo de arrancamento e, portanto, é mais favorável em tiras metálicas com nervuras (Abramento et al., 2019).

2.6. RESÍDUOS DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO CIVIL

2.6.1. DEFINIÇÕES E CLASSIFICAÇÃO

De acordo com a Resolução nº 307 (CONAMA, 2002), os resíduos da construção civil são os materiais provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os resultantes da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras.

Segundo a norma brasileira NBR 10004 (2004), que trata da classificação dos resíduos sólidos em função de seu potencial de risco a saúde humana e ao meio ambiente, os RCD são classificados na Classe II B – Inertes e descritos como resíduos que, quando amostrados de uma forma representativa e submetidos a um contato dinâmico e estático com água destilada ou desionizada, à temperatura ambiente, não tiverem nenhum de seus constituintes solubilizados a concentrações superiores aos padrões de potabilidade de água.

De acordo com as possibilidades de reciclagem e reutilização os RCD são classificados em quatro classes (CONAMA, 2002);

- i. Classe A: Resíduos reutilizáveis ou recicláveis como agregados, tais como: concreto, argamassa, componentes cerâmicos (tijolos, telhas, blocos, etc.), provenientes de terraplanagem e oriundos de pavimentação;
- ii. Classe B: resíduos recicláveis para outras destinações, tais como: plásticos, papel/papelão, metais, vidros, madeiras e outros;
- iii. Classe C: resíduos para os quais não foram desenvolvidas tecnologias ou aplicações economicamente viáveis que permitam a sua reciclagem/recuperação, tais como os produtos oriundos do gesso;
- iv. Classe D: resíduos perigosos, tais como: tintas, solventes, óleos e outros, ou aqueles contaminados oriundos de demolição ou reparos de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros.

No caso específico dos resíduos de classe A, de acordo com a norma NBR 15116 (ABNT, 2004), após o beneficiamento eles podem ser divididos em duas categorias; Agregado de Resíduo de Concreto (ARC): composto de no mínimo 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas e Agregado de Resíduo Misto (ARM): cuja composição é menor que 90% em massa de fragmentos à base de cimento Portland e rochas.

2.6.2. SITUAÇÃO ATUAL E RECICLAGEM

A construção civil tem um papel importante no desenvolvimento de uma nação. Porém, apesar da sua importância, a indústria da construção é o setor que mais contribui para a degradação ambiental, dado o grande número de recursos utilizados e de resíduos gerados (Amaral et al., 2022). Estima-se que a construção civil é responsável pelo consumo de aproximadamente metade dos recursos naturais disponíveis e pela produção de um quarto dos resíduos e emissões de CO₂ em escala mundial (OECD, 2009). Portanto, dadas as crescentes preocupações ambientais a necessidade do uso de materiais reciclados como material de construção e/ou agregados reciclados para a produção de materiais sustentáveis, econômicos e ambientalmente amigáveis é crítica (Ibrahim et al., 2023). Nesse sentido, várias investigações tem sido desenvolvidas usando materiais de construção não convencionais, como solos de grão fino (Riccio et al., 2014; Abd & Utili., 2017; Chen et al., 2018, Deng et al., 2021; Pierozan et al, 2022), solos misturado com fragmentos de rocha (Yang et al., 2014), asfalto recuperado (Rathje

et al., 2006; Bleakley et al., 2014), borracha de pneus (Li et al., 2017; Tajabadipour & Marandi, 2017; Arulrajah et al., 2019; Hajiazizi et al., 2019; Ghaaowdl & McCartney, 2020; Zhang et al., 2020; Duda & Siwowski, 2020; Arefnia et al., 2021; Anburuvel, 2022), resíduos industriais (Suzuki et al., 2018; Kumar & Umashankar, 2018; Pant et al., 2019a, b, c; Aali et al., 2020; Mashifana & Sithole, 2021; Mymrin et al., 2021; Mandloi et al., 2022) e RCD reciclado (Deng et al., 2021; OK et al., 2023; Mandloi et al., 2022).

Os RCD são classificados pela NBR 10004 (ABNT, 2004) como resíduos inertes, cujo impacto potencial a saúde e ao meio ambiente é relativamente baixo, quando comparado com os demais resíduos sólidos urbanos (RSU). No entanto, estes são resíduos difíceis de se degradar ou não degradáveis, o que os tornam diferenciados dos RSU no quesito de disposição em solo, pois tendem a não ter volume diminuído com o decurso do tempo, esgotando o espaço de disposição com maior rapidez e privando outros usos após o encerramento das atividades (SINIR, 2022).

Apenas no Brasil, 48.375.275 toneladas de RCD foram coletados pelos municípios em 2021, equivalente a uma quantidade coletada por habitante de cerca de 227 kg por ano, o que representa um acréscimo de 2,9% em relação ao 2020 (ABRELPE, 2022). Contudo, isso não representa a quantidade total de RCD produzida no país, pois, sabe-se que as coletas acontecem apenas quando os resíduos são descartados em locais públicos (Oliveira, 2022).

Segundo o SINIR (2022), só no 2021 mais de 115,6 milhões de toneladas de RCD foram geradas no Brasil em 2021, valor este 2,5 vezes maior ao coletado pelos municípios, dos quais 61% correspondem com RCD de Classe A, 25% (Classe B), 9% (Classe C) e 2% (Classe D) (Figura 2.19).

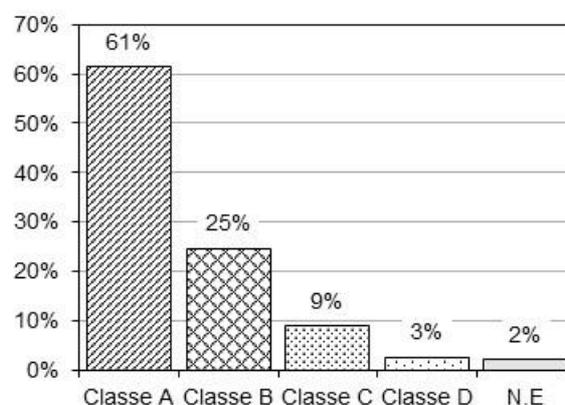


Figura 2.19. Massa de resíduos de construção gerados no Brasil por classe (SINIR, 2020). Valores em milhões de toneladas.

Embora 86% dos RCD gerados têm potencial de reaproveitamento (Classe A e B), apenas 11% desses materiais foram reciclados, sendo a maior parte dispostos em aterros de inertes (35%) e aterros sanitários (33%) (SNIS, 2021) (Figura 2.20). Valor este muito baixo em comparação com a taxa atual de reciclagem de países como Japão (> 99,5%); Coreia do Sul, Austrália e Alemanha, que atingiu mais de 90%, Grã-Bretanha (80%) e USA (70%) (Diotti et al., 2021).

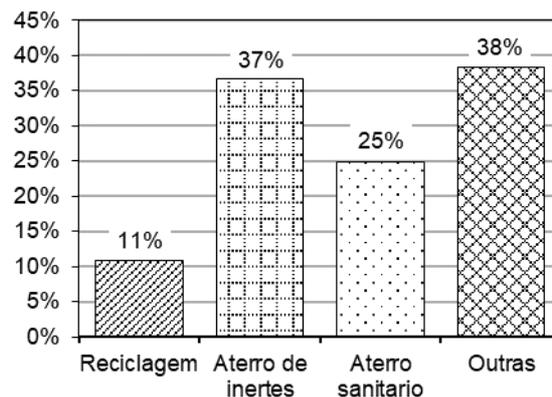


Figura 2.20. Tipo de destinação adotada para os RCD (SNIS, 2022).

É quase impossível definir uma composição típica, pois cada área geográfica é caracterizada por uma composição peculiar de RCD. Pela predominância do padrão construtivo no Brasil, o maior percentual de material encontrado nos RCD é de argamassa (63%), em especial argamassa de concreto utilizada na composição de estruturas, concreto e blocos (29%), orgânicos (1%) e outros (7%) (SINIR, 2022).

Em concordância com os valores reportados no Brasil, segundo Ibrahim et al. (2023), aproximadamente 80% de todo o RCD gerado no mundo é reciclável, da qual uma quantidade considerável pode ser valorizada como matéria prima secundária (Diotti et al., 2021) e utilizada conforme sua composição em diversas aplicações da Engenharia Civil. De acordo com Barreto (2014), a crescente produção de RCD no Brasil, aliada ao desenvolvimento regional, a demanda por matérias primas, ao esgotamento dos recursos naturais e às dificuldades atuais do governo e das empresas em enquadrar a correta disposição desses resíduos, faz com que seja viável o estudo da sua reutilização dentro da indústria de construção civil. Como uma forma eficiente de descarte de RCD, a reciclagem pode aumentar a taxa de utilização de recursos, preservar os recursos naturais, reduzir os impactos ambientais, proteger o meio ambiente e promover o desenvolvimento sustentável da indústria da construção (Shao et al., 2022). Além, o reaproveitamento possibilita o fortalecimento do mercado por meio da geração de emprego,

trabalho e renda, bem como da comercialização de subprodutos do tratamento (ProteGEE, 2021).

Por outro lado, de acordo com a Lei Nº 12.305 (CONAMA, 2002), são princípios da política nacional o reconhecimento do resíduo sólido reutilizável e reciclável como um bem econômico e de valor social, gerador de trabalho e renda e promotor de cidadania. Além disso, permitem a proteção da saúde pública, a qualidade ambiental e o desenvolvimento sustentável, mas é necessário verificar a viabilidade técnica e econômica, tanto para o processamento como para a sua destinação (ProteGEE, 2021). De fato, Quiao et al. (2022) ressaltam que, apesar que as consequências causadas pelo descarte e disposição de resíduos de construção e demolição são um problema mundial apremiante, os estudos atuais carecem de uma avaliação unificada da reutilização de RCD para quantificar os benefícios em termos ambientais, sociais e econômicos. De acordo com uma análise integrada, os autores concluíram que ao considerar os benefícios dos RCD em substituição de materiais de construção tradicional, os produtos reciclados podem alcançar benefícios ambientais significativos, assim como uma redução das emissões de carbono.

Ulsen et al. (2022) apontam que os resíduos de construção e demolição civil tem grande potencial de produção de agregados reciclados de alta qualidade. Após o processamento industrial de RCD de diferentes fontes, localizações e composições, os autores concluíram que 80% dos produtos obtidos possuem qualidade igual ou superior aos agregados naturais comumente utilizados. Entretanto, vale ressaltar que o processamento adequado é crucial para aumentar as taxas de reciclagem e garantir a qualidade dos agregados reciclados. De acordo com Amaral et al. (2022), o processo de reciclagem ainda causa alguns danos ao meio ambiente, devido principalmente ao transporte e ao consumo de energia e combustíveis. Portanto, alternativas como separação e reaproveitamento de resíduos no canteiro de obras, indústrias móveis, prevenção da geração de resíduos e demolição seletiva, podem contribuir ainda mais a reduzir o impacto ambiental.

2.6.3. USO DE RCD EM ESTRUTURAS DE SOLO REFORÇADO

Embora se perceba um número crescente de pesquisas na utilização de resíduos de construção e demolição civil reciclados (RCD-R) em diversas aplicações de Engenharia Civil, tais como: concreto (Sas et al., 2014; Jayakody et al., 2018; Akhtar & Sarmah., 2018; Kanagaraj et al.,

2023), pavimentos (Leite et al., 2011; Arshad & Ahmed, 2017; Mehrjardi et al., 2020), bases e sub-bases para pavimentos (Thakur et al., 2012; Arujalrajad et al., 2013; 2014 e 2019; Rahman et al., 2014; Mohammadinia et al., 2015 e Saberian & li., 2021; Mandloi et al., 2022; Shao et al., 2022), estradas não pavimentadas (Ok et al., 2023) e aterros (Viera & Pereira, 2017 e 2018; Arruda et al., 2022), o uso de RCD-R como material de aterro em estruturas de solo reforçado ainda se encontra pouco estudado. Cabe mencionar alguns trabalhos encontrados na literatura como os de Santos & Vilar (2008), Santos et al. (2013; 2014), Vieira & Pereira (2015; 2017; 2018), Vieira (2020), Vieira et al. (2020), Ok et al. (2020, 2023), Mandloi et al. (2022) e Sarkar & Hegde. (2022).

Santos (2007) avaliou o potencial de uso de RCD-R em estruturas de solo reforçado com geossintéticos, por meio da caracterização das propriedades geotécnicas e da execução de ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento de geogrelhas. No trabalho, o autor concluiu que o RCD possui excelentes propriedades de resistência e comportamento mecânico que justificam o seu emprego em estruturas de solo reforçado.

Em um outro trabalho, Santos (2011) avaliou experimentalmente o uso de RCD-R e de solo fino, como materiais de aterro em muros reforçados com geossintéticos. O trabalho consistiu na construção, instrumentação e monitoramento de três muros executados em escala real. As obras em questão tratam-se de muros de 3,6 m de altura, utilizando como material de aterro o RCD-R (muros 1 e 2) e um solo fino (silte arenoso) no caso do muro 3. Como elementos de reforço, no muro 3 foram empregadas grelhas metálicas (aço galvanizado) e nos muros 1 e 2 foram utilizados reforços sintéticos; geogrelhas de poliéster e geotêxtis não tecidos de polipropileno, respectivamente. Nessa pesquisa o autor determinou que os RCD-R são compostos praticamente por materiais granulares inertes, apresentando não mais que 1,3% de metal e outros materiais indesejáveis (madeira, plástico, papel, etc.), com um valor médio de ângulo de atrito de 40° e um pH médio de 8,84. Além disso, na análise dos danos mecânicos causados ao geossintético pelo processo de compactação mostrou que o geotêxtil praticamente não sofreu dano mecânico, e quando submetido à compactação com rolo e mantidas enterrado no RCD-R por 15 meses, observou-se que um fator de redução igual a 1,64. No caso de geogrelhas, foram obtidos valores de fatores de redução de 1,12 e 1,28 segundo o equipamento de compactação empregado (rolo e tipo “sapo”, respectivamente), e valores de 1,20 quando foram enterradas.

Alves (2012) desenvolveu análises numéricas de muros reforçados com geossintéticos e construídos com RCD-R como material de aterro, a partir dos dados de Santos (2011), utilizando o programa de elementos finitos Plaxis7.2. Os resultados das simulações numéricas bidimensionais considerando uma análise de deformação plana foram comparados com as medidas pela instrumentação utilizada nos muros experimentais. É importante mencionar que o modelo constitutivo utilizado para simular o RCD-R foi o modelo elastoplástico de Mohr-Coulomb. No trabalho o autor conclui que na maioria das situações as previsões numéricas foram conservadoras, já que a ferramenta numérica utilizada não foi capaz de levar em consideração as influências da complexidade do material de aterro, do reforço, do solo de fundação e do processo construtivo.

Por outro lado, simulações numéricas desenvolvidas por Mandloi et al. (2022) usando o modelo constitutivo de endurecimento plástico *Hardening Soil*, num muro em escala real de 3,6 m de altura reforçado por 6 linhas de geogrelhas e utilizando o *software* Plaxis 2D, acharam que os modelos capturaram a resposta tensão-deformação com bastante precisão, podendo ser efetivamente empregados para simular o comportamento não linear dos RCD e modelar de forma realista o comportamento mecânico da superestrutura. Além disso, as simulações mostraram uma redução significativa do deslocamento horizontal da face superior do muro quando usado RCD em substituição de materiais granulares tradicionais (areias).

Recentemente, Brito (2020) estudou os efeitos na permeabilidade dos RCD-R decorrentes da aplicação de tensões normais, utilizando um permeâmetro de carga constante que permite a aplicação de cargas verticais no topo, com a finalidade de simular condições observadas no campo. Tensões verticais de 0 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa foram aplicadas em RCD-R tamanho areia e pó de entulho. Na pesquisa, também foi ensaiada uma areia de rio com o intuito de realizar uma análise comparativa. O autor concluiu que ambos materiais reciclados apresentaram permeabilidades semelhantes à da areia natural para todos os níveis de tensão aplicados, sendo desde o ponto de vista da sua permeabilidade viáveis em obras geotécnicas que necessitem de materiais granulares. No entanto, o mesmo autor salienta que estes materiais apresentam variações granulométricas quando submetidos à aplicação de tensões normais provavelmente em função da movimentação de partículas dentro do permeâmetro e quebras.

Por sua vez, Deng et al. (2021) estudaram o comportamento mecânico de solos finos misturados com RCD-R, mediante experimentos laboratoriais e simulações numéricas

utilizando o Método dos Elementos Discretos. Empregando 4 misturas entre siltes de baixa plasticidade (ML) e RCD-R (0%, 30%, 50% e 70%), os autores observaram que as propriedades de engenharia e desempenho mecânico do material fino foram melhoradas com a incorporação de RCD-R. O teor de RCD-R igual a 50% foi o que apresentou os maiores valores de densidade seca máxima, resistência a compressão não confinada (UCS) e resistência a penetração (CBR). Ok et al. (2023) também estudaram o desempenho de solos finos melhorados com RCD, neste caso, como material de subleito. Os resultados mostraram que os RCD tiveram um impacto significativo nos valores de capacidade de carga e na diminuição dos recalques. Segundo os autores, estradas urbanas e rurais podem se beneficiar como o uso de RCD.

De acordo com Silva et al. (2022), devido à natureza porosa dos blocos de concreto e tijolos que compõem em maior parte os RCD-R e as microfissuras desenvolvidas durante os processos de demolição e trituração, o grande problema da utilização de RCD-R em obras de engenharia é alta quebra de grãos levando a incertezas em quanto a seu desempenho. Portanto, estes autores avaliaram de maneira comparativa o efeito da energia de compactação na quebra de grãos de RCD-R, de um solo arenoso e de misturas entre ambos materiais. Os resultados das análises estatísticas mostraram que os RCD-R não sofrem maiores mudanças na distribuição do tamanho das partículas devido ao aumento da energia de compactação, apresentando um bom desempenho e viabilidade do uso quando compactado ainda com energia Proctor modificada.

Segundo Galderisi et al. (2022), de um modo geral, pode-se esperar que áreas ricas em rochas carbonáticas, os RCD-R compartilhem características semelhantes, tais como: cores esbranquiçadas a cinza, densidade relativamente alta ($> 2,0 \text{ g/cm}^3$), altas quantidades de cristais de calcita/dolomita e composição rica em CaO e CO_2 ($> 40\%$ em peso) e LOI (voláteis). Por outro lado, em áreas pobres em calcário, os RCD são ricos em SiO_2 e Al_2O_3 , com quantidades altas de quartzo e/ou cristobalita, pobres em calcita ($\text{CO} < 25\%$ em peso) e LOL ($< 8\%$ em peso). Neste último caso, o teor de carbonato é devido a quantidade de cimento Portland presente nas partículas de concreto e alvenaria (Zaharaki et al., 2016; Fleury, 2019; Agarwal et al., 2023).

Finalmente, Galderisi et al. (2022), destacam a necessidade da caracterização petrográfica e geoquímicas dos RCD em todo o mundo. De acordo com os autores, algumas amostras excedem os valores legalmente permitidos de Cr e As.

3. METODOLOGIA

Para atender os objetivos desta pesquisa, a metodologia foi dividida basicamente em três etapas: (i) seleção, coleta e preparação dos materiais geotécnicos e dos elementos de reforço; (ii) descrição dos ensaios de caracterização física, mecânica, química-mineralógica e eletroquímica dos materiais geotécnicos e dos reforços e (iii) descrição dos ensaios de arrancamento; equipamento, instrumentação, calibração, montagem e execução. Finalmente é apresentado de maneira resumida o programa experimental. No fluxograma da Figura 3.1 são apresentadas sucintamente as etapas e as sub etapas do desenvolvimento do estudo.

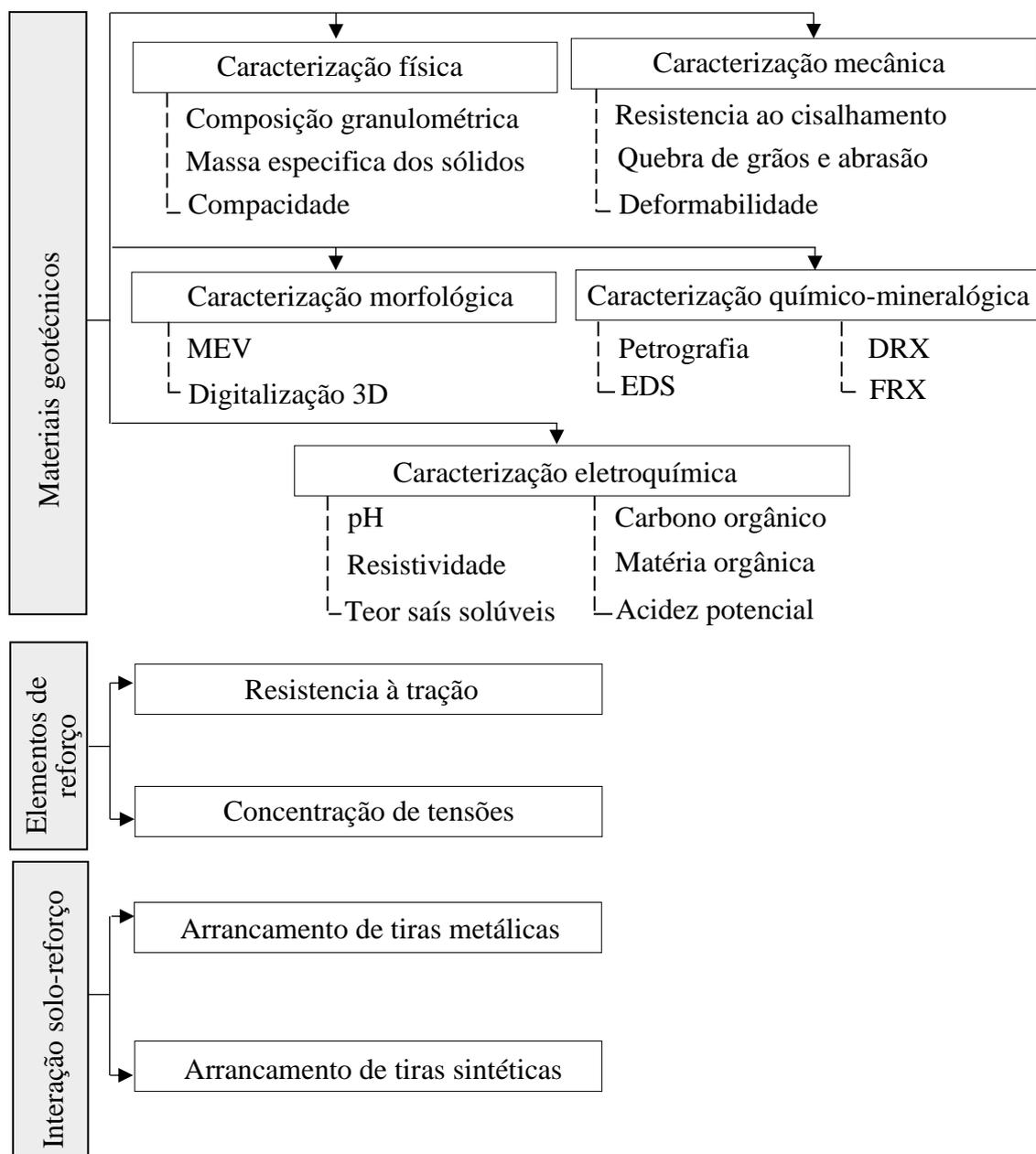


Figura 3.1. Fluxograma mostrando a metodologia empregada na pesquisa.

É importante mencionar que todos os termos técnicos utilizados neste trabalho relativos aos materiais, ensaios, propriedades, parâmetros, etc. são os adotados pela norma NBR 6502 (ABNT, 2022).

3.1. SELEÇÃO E PREPARAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1.1. MATERIAS GEOTÉCNICOS

Nesta pesquisa foram empregados como material de aterro: areia natural, RCD-R (tamanho areia e tamanho pedregulho) e misturas entre ambos. Todos os materiais foram fornecidos pela empresa Fornecedora de Areias Bela Vista, localizada em Sobradinho II, no Distrito Federal-DF. Os materiais em questão foram considerados adequados para o uso como material de aterro em estruturas de contenção do tipo solos mecanicamente estabilizados mediante análises prévias, conforme os critérios mecânicos estabelecidos pelas normas brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021) e europeia BS EN-14475 (2006).

O RCD-R foi selecionado após a visita a várias usinas de reciclagem de entulho localizadas no DF, devido aos estritos critérios de aceitação de material de entulho (sem terra vegetal e sem detritos orgânicos) e aos processos de trituração que incluem lavagem e descarte manual de elementos não desejados (metais, madeira, vidro, lixo, etc.) (Figura 3.2). Trata-se de um material misto, composto principalmente por blocos de concreto, argamassa e pedra natural (material cinza) e alvenaria e cerâmica (material vermelho), provenientes da demolição de prédios residenciais e comerciais.

Por sua vez, a areia natural foi selecionada como material de referência, uma vez que é tradicionalmente empregada em obras de solo reforçado e frequentemente estudada em pesquisas técnicas, permitindo ainda estabelecer comparações com trabalhos realizados anteriormente. Trata-se de uma areia siliciosa, obtida de rochas quartzíticas finas a médias da unidade geológica Unidade Rítmica Quartzítica Intermediária, do Grupo Paranoá.



Figura 3.2. RCD-R a) Entulho sem tratamento, b) lavagem ao jato, c) remoção manual de elementos não desejadas, d) coleta de RCD-R pedregulho e e) coleta de RCD-R areia.

Diante à necessidade de considerar a heterogeneidade natural dos RCD-R e consequentemente a dificuldade de obter amostras representativas, optou-se por realizar a coleta de material em 3 datas diferentes (23/05/2019, 21/09/2019 e 19/06/2021), fechando o ciclo de um ano de produção da usina. Utilizou-se como referência os critérios e procedimentos sugeridos pelas normas NBR NM 26 (ABNT, 2009) e NBR 10007 (ABNT, 2004), para amostragem de agregados e resíduos sólidos, respectivamente. Além disso, foram coletados materiais do topo, meio e da base das pilhas de estocagem, visando considerar a variação da dimensão das partículas ao longo da altura da pilha, segundo as recomendações de Oliveira (2020).

A massa total de amostra coletada correspondeu a 2 toneladas de areia convencional, 2 toneladas de RCR-R com tamanho de partículas equivalente a areia e 2 toneladas de RCD-R de material com tamanho dos grãos de pedregulho. Todos os materiais foram posteriormente secados ao ar até constância de peso atingindo então a unidade higroscópica foi medida, seguindo as recomendações e procedimentos das normas brasileira (NBR 6457; ABNT, 2016a) e americana (D421-85; ASTM, 2007).

Para o caso das areias (natural e RCD-R), após os procedimentos de secagem e homogeneização manual foi feito o peneiramento através da peneira N^o10 (2,0 mm), para a remoção de partículas com diâmetro igual ou superior a 2 mm, obtendo finalmente amostras de aproximadamente 1,5 toneladas, quantidade suficiente para a realização dos ensaios requeridos.

A Tabela 3.1 mostra os 5 diferentes teores de mistura utilizados neste trabalho, onde os materiais do tipo I, II e III correspondem com amostras constituídas por um único material: areia 100% natural, o RCD-R areia e o RCD-R pedregulho, respectivamente. Os outros dois materiais correspondem às misturas 50% areia natural/50% RCD-R areia (tipo IV) e 50% areia natural/50% RCD-R pedregulho (tipo V).

Tabela 3.1. Teores de mistura de areia natural – RCD-R utilizados na pesquisa.

Materiais geotécnicos	Percentagem em massa de material (%)				
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
Areia natural:	100	0	0	50	50
RCD-R areia:	0	100	0	50	0
RCD-R pedregulho:	0	0	100	0	50

A preparação das misturas para a execução dos ensaios geotécnicos foi realizada em conformidade com os métodos e procedimentos prescritos pelas normas NBR 6457 (ABNT, 2016a) e a D421-85 (ASTM, 2007). Os procedimentos de mistura e homogeneização foram realizados com o uso de uma betoneira elétrica. Sacos plásticos de alta resistência devidamente lacrados foram utilizados para armazenar os materiais no laboratório.

3.1.2. ELEMENTOS DE REFORÇO

Foram utilizados dois tipos de tiras como elementos de armadura: (i) tiras de aço galvanizado com ressaltos perpendiculares ao eixo em ambas as faces, do tipo HA, com largura de 50 mm, espessura de 5 mm e altura de ressaltos de 3 mm e (ii) tiras sintéticas lisas do tipo ParaWeb, com largura igual a 50 mm, espessura de 3 mm e resistência máxima de 45 kN (segundo o fabricante), compostas de fibras de poliéster (PET) com revestimento de polietileno de baixa densidade (PEBD) (Figura 3.3). Tal escolha justifica-se pelo fato de ambas as tiras serem as mais utilizadas em muros de solos mecanicamente estabilizados (MSE). As tiras metálicas e

sintéticas foram fornecidas pelas empresas Terra Armada *Ltda.* e Maccaferri *Ltda.*, respectivamente.

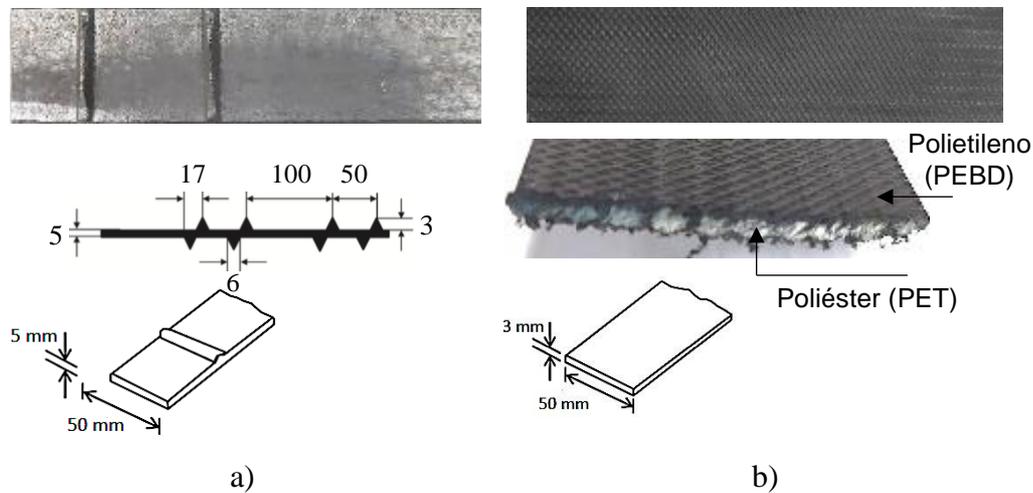


Figura 3.3. Elemento de reforço; a) tira metálica com ressaltos e b) tira sintética convencional.

3.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

A seguir é apresentada uma breve descrição dos ensaios realizados nos materiais geotécnicos e de reforço para determinação das propriedades físicas, mecânicas, químicas e eletroquímicas.

3.2.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

3.2.1.1. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica foi feita conforme os procedimentos descritos pela norma NBR 7181 (ABNT, 2016b), onde para os materiais arenosos (areia convencional e RCD-R areia) foi executado o procedimento de peneiramento fino. No caso do RCD-R pedregulho realizou-se tanto peneiramento fino como grosso. Cabe salientar que não foi feito o processo de sedimentação nos três materiais geotécnicos, uma vez que as amostras em questão não apresentaram quantidades significativas de partículas com dimensões inferiores a 0,075 mm.

A partir dos resultados obtidos, os materiais foram caracterizados utilizando os dois sistemas de classificação de solos mais empregados mundialmente; o Sistema Unificado de Classificação de solos (SUCS), de acordo com a norma D2487-17 (ASTM, 2017) e o Sistema Rodoviário de Classificação, segundo a norma M145-91 (AASHTO, 2008).

Adicionalmente, nos materiais arenosos (tipo I, II e II), foram realizados ensaios de granulometria por dispersão a laser, com a utilização do equipamento da marca Microtrac modelo s3500 (Figura 3.4). Este equipamento emprega três diodos de laser vermelho de 780 nm e potência nominal de 3 MW, que permitem medir com exatidão e rapidez (tempo de medição de entre 10 a 30 s) partículas não esféricas num intervalo de medição de 0,02 μm a 2 800 μm .



Figura 3.4. Granulômetro por dispersão a laser – detalhe da porta amostra.

Nos materiais em questão, esta técnica apresenta vantagem em relação ao método tradicional (peneiramento), uma vez que o ensaio necessita de uma pequena quantidade de material para análise, permitindo determinar o percentual das frações finas (partículas com dimensões inferiores a 0,075 mm).

3.2.1.2. MASSA ESPECÍFICA DOS SÓLIDOS

A massa específica dos grãos sólidos (ρ_s) foi determinada por meio do ensaio que emprega o equipamento Pentapicnômetro. Nesta pesquisa foi utilizado o modelo Pentapyc 5200E V4.01 da Quantachrome Instruments (Figura 3.5). Baseado nos princípios de Arquimedes (deslocamento de fluido) e a lei de Boyle (expansão de gás), este instrumento permite medir com alta precisão a densidade de 5 amostras, simultaneamente, colocadas em cápsulas de peso e volume conhecido (50 cm^3), para posteriormente ser preenchidas com gás Hélio, procedimento preconizado pela norma D5550-06 (ASTM, 2006).

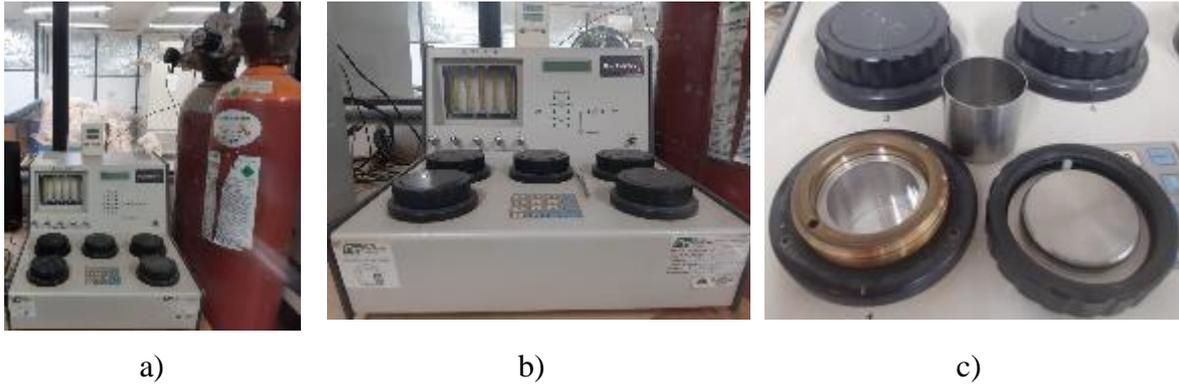


Figura 3.5. Pentapicnometro, modelo Pentapyc 5200E V4.01; a) equipamento e b) detalhe do equipamento e c) detalhe das cápsulas.

3.2.1.3. COMPACIDADE

A Compacidade Relativa (CR) de um material granular, contendo no máximo 12% de finos (em massa) é obtida a partir da determinação dos índices de vazios máximos e mínimos, os quais correspondem aos estados mais fofo e denso (respectivamente) que um material sem coesão pode ser colocado. Ambos ensaios foram realizados no Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (INFRALAB-UnB), da Universidade de Brasília.

O índice de vazios máximo (e_{max}) foi determinado vertendo o material lentamente e tão fofo quanto possível num molde cilíndrico metálico padrão com volume de 2830 cm^3 , isto com o auxílio de um funil de 1,3 cm de diâmetro (no caso das areias) e de 2,5 cm de diâmetro (no caso do pedregulho), procedimento estabelecido pela norma D4254-16 (ASTM, 2016a). Por sua vez, o índice de vazios mínimo (e_{min}) foi determinado colocando no molde preenchido, com o material de interesse, uma sobrecarga de 13,8 kPa e vibrando-o numa mesa vibratória eletromagnética de aço de vibração vertical, de amplitude dupla de 0,33 mm e 60 Hz frequência, durante 12 min, segundo com as especificações estabelecidas pela norma D4253-16 (ASTM, 2016b) (Figura 3.6).

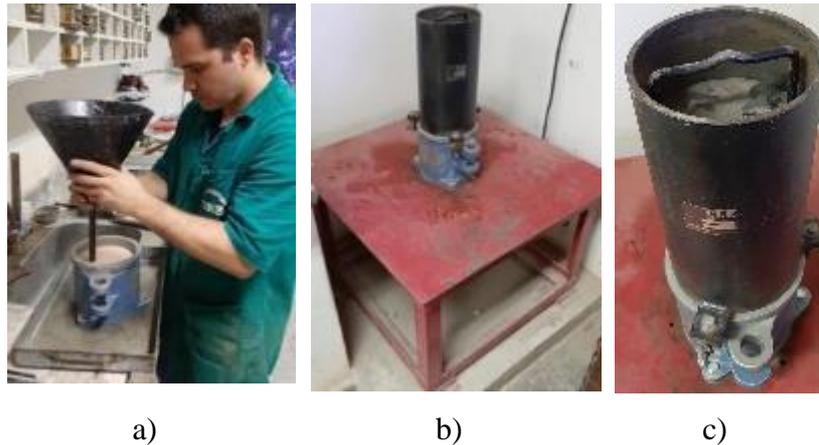


Figura 3.6. Ensaios para determinar a compactidade dos materiais geotécnicos; a) índice de vazios máximo, b) índice de vazios mínimo e c) detalhe do molde e a sobrecarga.

3.2.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

3.2.2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para a determinação dos parâmetros de resistência (coesão e ângulo de atrito interno), empregaram-se dois tipos de ensaios: ensaios de cisalhamento direto convencional (CDC) nos materiais arenosos (tipo I, II e III) e ensaios de cisalhamento direto de médio porte (CDM) nos materiais pedregulhosos (tipo IV e V).

Os CDC's foram executados no laboratório de Materiais do Centro Universitário de Brasília- UniCEUB, conforme os procedimentos estabelecidos pelas normas NBR 19286 (ABNT, 2021); D3080/D3080M-11 (ASTM, 2011) e NF P94-270 (Norme Française, 2009), para materiais de aterro do tipo A (classificação obtida por meio de análises prévias e apresentada nos resultados).

Com a finalidade de avaliar os parâmetros de resistência nas mesmas condições impostas aos ensaios de arrancamento, foram executados os ensaios em amostras secas, compactas ($CR \geq 95\%$) e em condição consolidada. As amostras foram compactadas manualmente no interior da caixa de cisalhamento de seção transversal quadrada, com área de 100 cm^2 e altura igual a 2 cm. Os ensaios foram realizados considerando níveis de tensões normais de 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

É importante mencionar que, os ensaios atenderam aos requisitos da norma NF P94-270 (Norme Française, 2009), uma vez que a mesma recomenda que ângulo de atrito interno do

solo seja obtido em condições iguais às empregadas na obra, ou seja, solo não saturado e considerando-se a condição consolidada.

Conforme mencionado, para o caso dos materiais RCD-R pedregulho foram executados ensaios de cisalhamento direto de médio porte, visando considerar o efeito de contorno devido ao tamanho de partículas de aproximadamente 5 mm. Utilizou-se uma caixa de cisalhamento de aço bipartida, de seção transversal quadrada, com dimensões internas de 300 mm x 300 mm e altura igual a 175 mm, segundo a norma NBR ISO 12957-1, (ASTM, 2013). Tensões normais de 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa foram aplicadas nas etapas de adensamento e cisalhamento. A Figura 3.7, mostra o equipamento e detalhe da instrumentação utilizada nos ensaios de cisalhamento direto médio, disponíveis no laboratório da Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

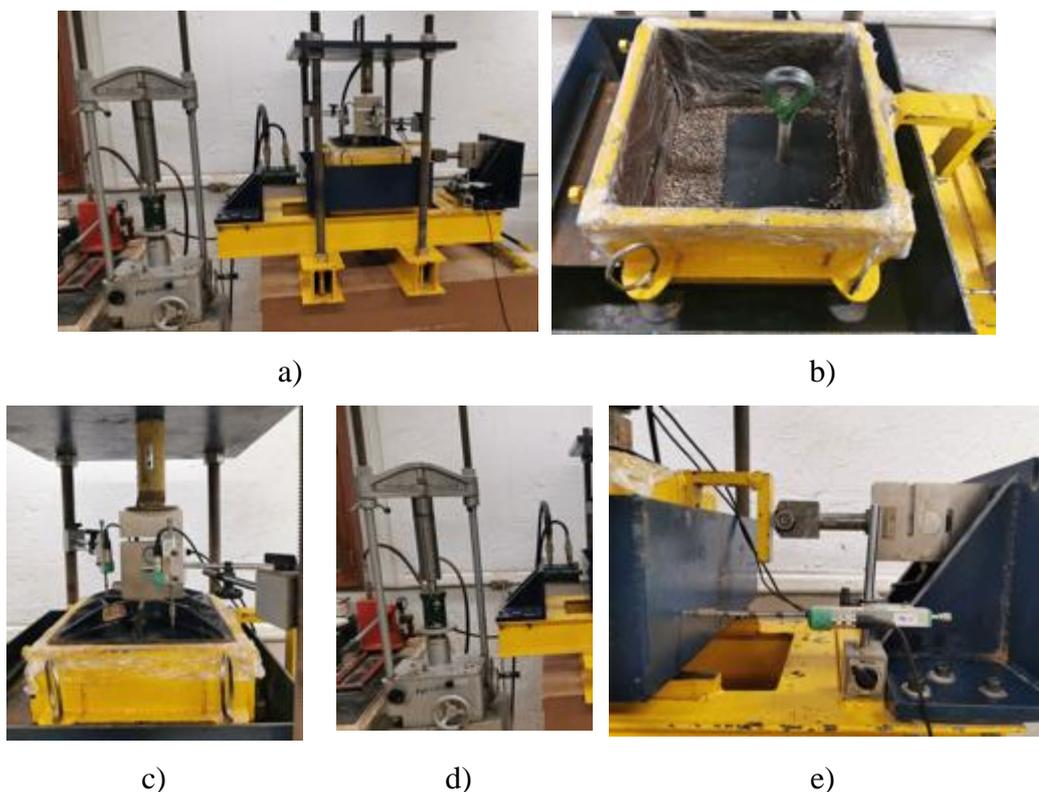


Figura 3.7. Equipamento de cisalhamento direto de médio porte; a) vista geral do equipamento, b) caixa de cisalhamento, c) sistema de aplicação da força normal, d) sistema hidráulico para aplicação da força de empuxo e d) instrumentação para medição da força de empuxo.

Por se tratar de materiais granulares, secos e com uma porcentagem de finos menor que 5%, um tempo de 30 min de adensamento foi suficiente para a ocorrência do 90% do adensamento

primário (t_{90}). Para o cálculo em questão foi utilizado o método de Taylor (1948), recomendado pela norma ASTM D3080/D3080M-11, 2011. O método em questão também permitiu adotar uma velocidade de cisalhamento constante de 0,5 mm/min para todas as amostras ensaiadas.

3.2.2.2. QUEBRA DE GRÃOS E ABRASÃO

A fim de avaliar a intensidade de quebra de grãos devido aos procedimentos de compactação e arrancamento dos reforços, foram realizados ensaios de granulometria antes e depois do ensaio de arrancamento. Desta forma, os danos sofridos pelo material de aterro devido ao esmagamento foram avaliados mediante o cálculo da fração de material fraturado e a determinação do índice de quebra ou índice de degradação (I_D), que basicamente consiste em relacionar o deslocamento médio da curva granulométrica da amostra degradada e da amostra inicial. Cabe mencionar que para tal avaliação as amostras foram coletadas o mais próximo das tiras durante o processo de desmontagem do ensaio de arrancamento, sem auxílio de ferramentas, evitando assim a ocorrência de danos adicionais e/ou a mistura com outros materiais.

Complementarmente a essas análises, no RCD-R pedregulho foram executados ensaios de Abrasão Los Angeles (Figura 3.8), de acordo com os métodos propostos pela norma DNER-ME 035/98 (1998). Com o intuito de analisar a variação da resistência do material em função do tamanho de partícula, foram ensaiadas amostras de pedregulho com grãos compreendidos entre 2,36 mm – 4,76 mm; 4,76 mm – 6,3 mm e maiores que 6,3 mm.

3.2.2.3. DEFORMABILIDADE

Para a determinação direta da rigidez e do módulo de Young dos materiais de aterro empregaram-se o *Soil Stiffness Gauge* (SSG), comercialmente conhecido como GeoGauge®, modelo H-4140 (Figura 3.8), fabricado pela empresa Humboldt Manufacturing Company. Trata-se de um equipamento versátil, leve, eficaz e de fácil utilização. Este equipamento tem como vantagem em relação aos demais comumente utilizados, o fato de não necessitar de forças elevadas, de modo a produzir uma deflexão mensurável. Portanto, as tensões impostas encontram-se dentro da fase elástica do solo, podendo-se determinar valores reais da deformabilidade do material (Batista, 2007).

Para a determinação da rigidez dos terrenos, o equipamento aplica pequenas vibrações cíclicas, em 25 frequências constantes entre 100 e 196 Hz, e mede as deformações resultantes ($< 1,27 \times 10^{-6}$ m). O aparelho determina o valor da rigidez para cada um dos 25 estágios de frequências, num tempo de aproximadamente 75 s e apresenta a média dos valores. De acordo com as especificações técnicas do fabricante, o intervalo de funcionalidade é entre 3 e 70 MN/m para a rigidez e entre 26 e 610 MPa para o módulo de Young. O coeficiente de Poisson pode variar entre 0,20 e 0,50 em incrementos de 0,05 e a profundidade de medida é entre a superfície e 310 mm (Humboldt, 2007).

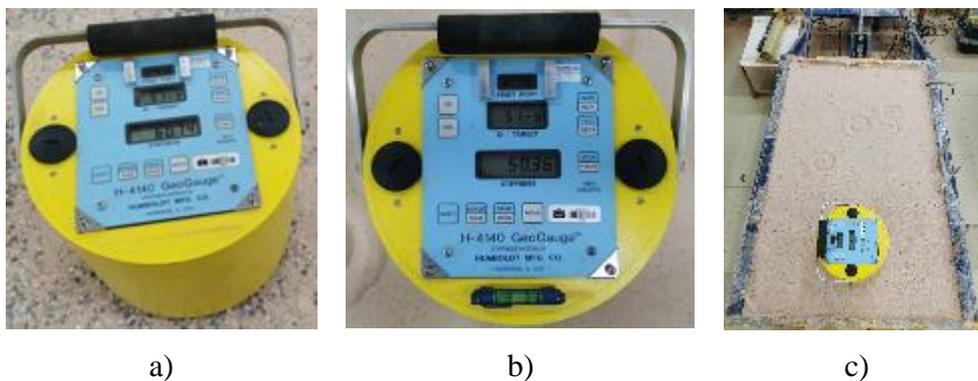


Figura 3.8. GeoGauge®; a) vista geral e b) detalhe do painel de controle e c) ensaio no material de aterro.

Para cada material, foram realizadas quatro medições, antes e depois de cada ensaio de arrancamento (abordado mais adiante, no item 3.3). Os locais de prospecção foram distribuídos uniformemente na superfície do aterro, de acordo com os procedimentos da norma ASTM 6758 (2018). Além disso, dois pontos de leitura localizam-se no trecho acima dos elementos de reforço, para avaliar o efeito da presença das tiras metálicas e sintéticas.

3.2.3. CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA

3.2.3.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV

As análises qualitativas das características morfológicas dos materiais arenosos, tais como forma, rugosidade, textura e microestruturas, foram desenvolvidas utilizando um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV). Estes ensaios foram executados no Laboratório de Microscopia Eletrônica de Varredura e Confocal Laser do Programa de Pós-graduação em Ciências Mecânicas da UnB, utilizando um MEV de alta resolução marca JEOL, modelo JSM 6610 (7100F) (Figura 3.9), com voltagem de aceleração de 30 kV, resolução de 1,2 nm e

aumento de até 300.000X. Nesta técnica analítica, imagens eletrônicas de alta resolução são geradas a partir da interação de um feixe de elétrons de diâmetro muito pequeno (produzido por filamentos de tungstênio (W) aquecidos com tensões de aceleração de 1 a 50 kV) e a superfície da amostra, sob condições de alto vácuo, produzindo elétrons e fótons que são coletados, amplificados, processados e convertidos por diferentes sensores em sinal de vídeo.

As amostras ensaiadas foram previamente submetidas ao processo de metalização (*sputtering*) por evaporação de alto vácuo, utilizando o equipamento da marca LEICA modelo EM SCD 500 do Instituto de Biologia da Universidade de Brasília. Nesta etapa, as amostras foram dispostas em suportes de alumínio usando fita de carbono e impregnadas uniformemente com uma camada muito fina de material condutor (ouro).

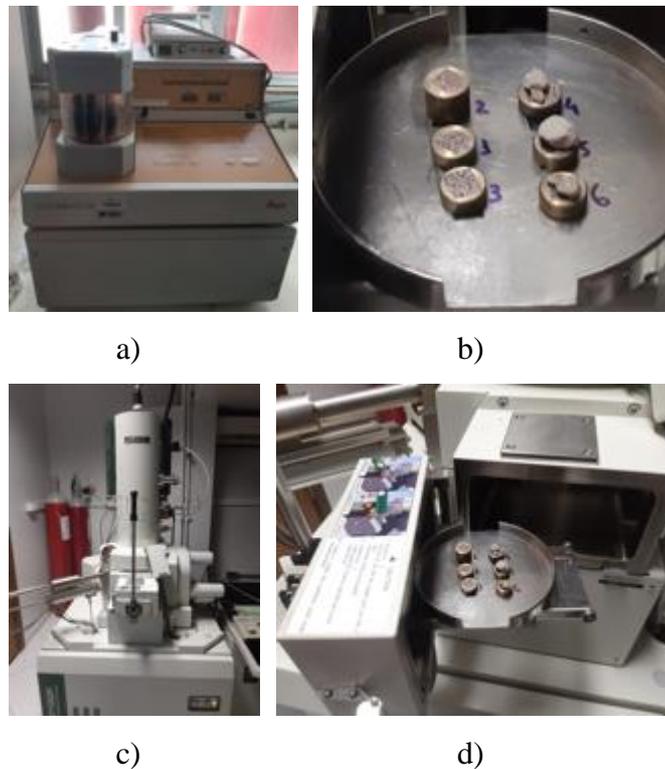


Figura 3.9. Microscopia Eletrônica De Varredura; a) metalizador de amostras, b) amostras metalizadas, c) microscópio eletrônico de varredura e d) detalhe da câmara de amostras.

3.2.3.2. DIGITALIZAÇÃO 3D

Devido ao tamanho dos grãos, as características morfológicas das amostras de RCD-R pedregulho foram analisadas mediante a digitalização 3D de partículas individuais, com o uso do escâner 3D EinScan Pro HD (Figura 3.10) do Laboratório de Infraestrutura Rodoviária – INFRALAB-UnB. Segundo Hirano (2020), a partir de objetos 3D digitais, manipular, medir e fazer simulações torna-se muito mais fácil, rápido e barato. Por esses motivos, cada vez mais este tipo de tecnologia está sendo utilizado em diversas áreas do conhecimento humano.

O equipamento também tem o benefício de obter imagens de alta resolução (distância mínima entre pontos desde 0,2 mm), alta precisão (de até 0,04 mm e precisão volumétrica de 0,045 mm + 0,3 mm/m) e elevada eficiência (digitalização refinada de até 3.000.00 pontos por segundo e com uma velocidade de digitalização de 0,5s). Além disso, o software EXScan Pro utilizado para a digitalização e processamento dos dados oferece uma interface compatível com o formato CAD.



a)

b)

Figura 3.10. Digitalização 3D; a) equipamento e b) detalhe da colocação da amostra.

Basicamente, o procedimento de ensaio consistiu em fixar a partícula com o auxílio de argila para modelar a uma plataforma giratória (Figura 3.11b). Desta forma, o objeto é fotografado em diferentes ângulos e os diferentes pontos do objeto são correlacionados por meio de triangulações. Além das imagens de altíssima resolução, para cada um dos grãos o *software* forneceu a área, perímetro e volume.

3.2.4. CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA

3.2.4.1. ESPECTROSCOPIA POR DISPERSÃO DE ENERGIA – EDS

Acoplado ao Microscópio Eletrônico de Varredura, descrito no item 3.2.3.1, um sistema de energia de dispersiva de raios-X EDS (*Energy Dispersive System*), permitiu desenvolver as análises qualitativas e semi-quantitativa da composição química das amostras, fornecendo um espectro completo dos seus elementos químicos em pontos selecionados, numa partícula e/ou em áreas específicas definidas nas próprias imagens.

Este equipamento baseia-se na interação de um feixe de alta energia de partículas carregadas (elétrons) e os átomos presentes na amostra, liberando energia na forma de raios-X. Em princípio, cada elemento químico tem estrutura atômica única, de tal forma que os raios-X emitidos são característicos desta estrutura, e identificam o elemento.

3.2.4.2. DIFRATOMETRIA DE RAIOS X – DRX

Para a identificação dos minerais presentes nos materiais de aterro, foram realizados ensaios de difração de raios-X, utilizando o difratômetro da marca RIGAKU, modelo Ultima IV (Figura 3.11), do Laboratório de Difractometria de Raios-X, do Instituto de Geociências da Universidade de Brasília. O equipamento é composto por tubo de cobre e filtro de níquel sob tensão de 35 kV e corrente de 15 mA e detector DTEX/ULTRA com passo de 0,05, velocidade de 0,05 °/min e varredura angular no intervalo de 2θ de 2° a 60°, comprimentos de onda igual a 1,54059 Å, e radiação $\text{CuK}\alpha$.

A preparação das amostras iniciou-se com a secagem em estufa com circulação de ar e posterior moagem manual em almofariz de ágata até obter um pó uniforme. Depois, as amostras são transferidas a um porta amostras, com quantidade necessária para preencher homogeneamente o fundo da porta amostra e levadas ao difratômetro para análise.

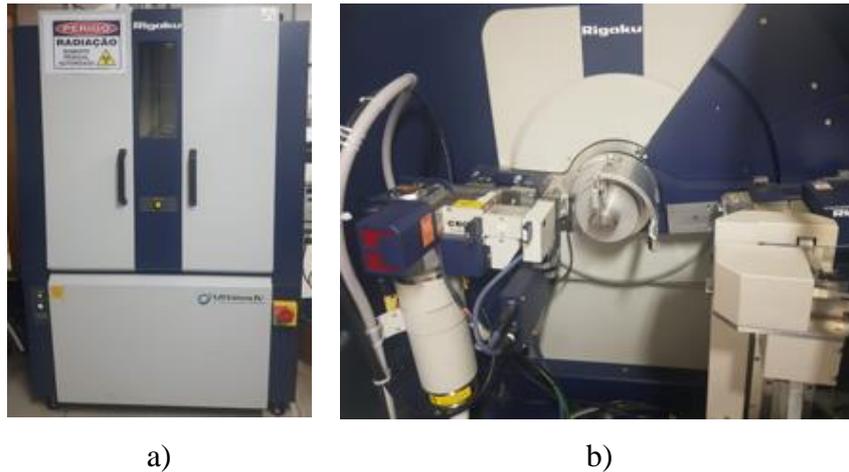


Figura 3.11. Difratometria de raios-X; a) equipamento e b) detalhe da estrutura interna.

De forma geral, nesta técnica a constituição mineral da amostra é obtida a partir dos dados gerados com informações sobre a matriz cristalográfica e as características estruturais do material. Os dados em questão são obtidos da interação de um feixe monocromático de raios-X com a amostra em diversos ângulos de incidência, obtendo como resultado um espectro de difração de raios-X (difratograma), único e característico de cada substância cristalina. A identificação dos minerais é feita posteriormente utilizando o *software* Jade 9.0, comparando os picos do difratograma gerado na análise, com padrões de referência, disponíveis no banco de dados do programa, que contém as informações cristalográficas, tais como distâncias interplanares e as intensidades difratadas normalizadas de aproximadamente 4000 materiais cristalinos.

3.2.5. CARACTERIZAÇÃO ELETROQUÍMICA

As propriedades químicas e eletroquímicas dos materiais geotécnicos foram determinadas a fim de garantir a durabilidade dos elementos de reforço embutidos no aterro. Foram avaliadas; atividade de íons hidrogênio (pH) em água destilada;

- i. atividade de íons hidrogênio (pH) em água destilada em cloreto de potássio (KCl) 1 mol/L⁻¹
- ii. resistividade elétrica em amostras saturadas a 20 °C;
- iii. teores de sais solúveis; íons sulfato (SO₄²⁻) e íons cloreto (Cl⁻);
- iv. conteúdo de carbono orgânico;
- v. teor de matéria orgânica;
- vi. acidez potencial;

- vii. capacidade de troca catiônica (CTC);
- viii. fertilidade.

Estas propriedades encontram-se ligadas entre si e têm influência direta na capacidade de degradação/corrosão das tiras metálicas pelo material de aterro.

A alcalinidade/acidez foi determinada de acordo com os procedimentos prescritos pela norma ASTM D4972 (2019), utilizando o pHmetro AKSO modelo AK95 de eletrodo combinado. A partir dos resultados de pH obtidos em água destilada e em KCl é possível determinar se o material é eletronegativo ou eletropositivo, calcular o ponto de carga zero (PCZ), ou balanço entre todas as cargas. É possível ainda determinar a predominância de argilas silicatadas ou óxidos/hidróxidos de ferro e alumínio (resultados que podem ser analisados comparativamente com as análises químico-mineralógicas descritas anteriormente) e a relação com a concentração de sais solúveis (íons cloreto (Cl^-)).

Para a determinação da resistividade elétrica foi utilizado o condutivímetro de leitura direta HACK SensION05, numa concentração 1: 2,5 (amostra/água destilada). Os teores de carbono orgânico (C) e matéria orgânica (MO) foram obtidos pelo método via úmida Walkley-Black, mediante a oxidação por solução de dicromato de potássio em presença de ácido sulfúrico concentrado e titulação do excesso de dicromato com solução de sulfato ferroso amoniacal.

A concentração de sais solúveis (SO_4^{2-} e Cl^-) foi determinada mediante Cromatografia de Troca Iônica, utilizando o cromatógrafo iônico marca Metrohm, modelo 883 Basic IC Plus (Figura 3.12a). A acidez potencial foi obtida pela extração de H^+ + Al^{3+} com acetato de cálcio a pH 7,0 e titulada com solução de hidróxido de sódio (NaOH 0,025 mol/L⁻¹).

Por sua vez, os ensaios de fertilidade foram executados no Laboratório de Análises de Solos para Agricultura e Meio Ambiente da Soloquímica. O cálcio e magnésio foram determinados por Espectrofotometria de Absorção Atômica (EAA) usando óxido de lantânio. O fósforo foi extraído usando solução de Mehlich 1 ou solução duplo-ácida (HCl 0,05 N + H_2SO_4 0,025 N). O sódio e potássio foram determinados por Fotometria de Chama, utilizando o fotômetro de chama Micronal modelo B 262 e a concentração de alumínio foi determinada usando o espectrômetro de emissão atômica com plasma marca Agilent modelo MP-AES 4200 (Figura 3.12b).



Figura 3.12. Equipamento para análise eletroquímica; a) cromatógrafo iônico e b) espectrômetro de emissão atômica.

3.2.6. CARACTERIZAÇÃO DOS REFORÇOS

3.2.6.1. RESISTENCIA À TRAÇÃO

Para analisar-se a influência da rigidez à tração do reforço nos ensaios de arrancamento e os efeitos que as forças de arrancamento provocaram na deformação das tiras, foram executados ensaios de tração não confinada no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes- LabMatl, do Programa de Pós-Graduação em Sistemas Mecatrônicos da UnB (PPMEC). Foi empregada uma prensa hidráulica especializada do tipo MTS 810 (Material Test System), com capacidade de carga máxima de 100 kN (Figura 3.13).

Nas tiras sintéticas foram ensaiados 4 corpos de prova com comprimento de 200 mm, distância nominal entre os referenciais igual a 100 mm, taxa de deformação constante de 10 ± 3 mm/min (10 ± 3 %/min) e pré-carga $\leq 10\%$ da carga última prevista (informada pelo fabricante), segundo as recomendações das normas NBR ISO 10319 (ABNT, 2013), NBR D4595-17 (ABNT, 2017) e ASTM D4595-17 (2017).

Por sua vez, a rigidez das tiras metálicas foi determinada conforme os critérios e procedimentos estabelecidos pela norma NBR ISO 6892-1 (ABNT, 2013) e ASTM A-370 (ASTM, 2022). Foram ensaiados 4 corpos de prova com as dimensões normalizadas apresentadas da Figura 3.14.

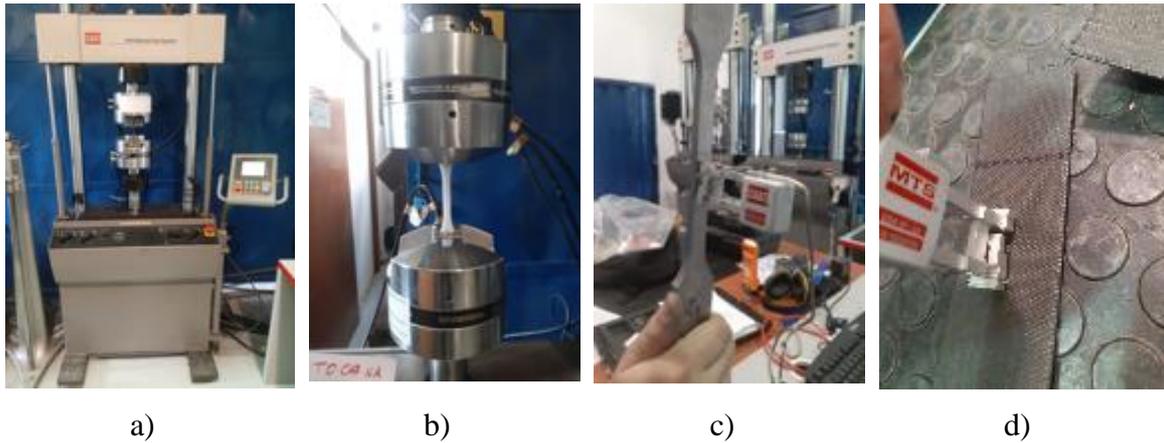


Figura 3.13. Ensaio de tração; a) equipamento, b) detalhe da garra hidráulica, b) corpo de prova – tira metálica e c) corpo de prova – tira sintética.

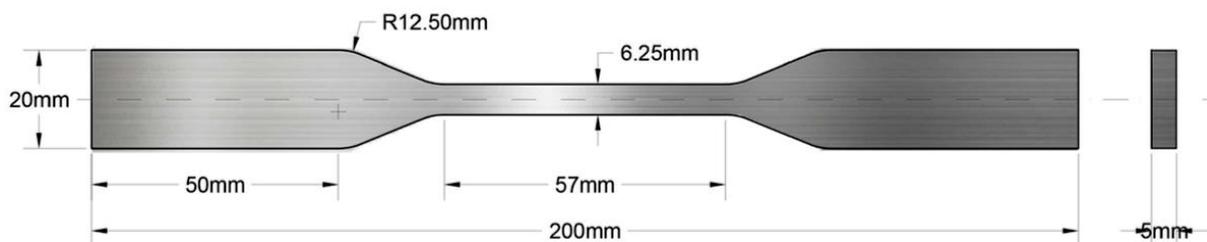


Figura 3.14. Dimensões do corpo de prova para ensaios de tração em tiras metálicas, conforme a norma A-370 (ASTM, 2022).

3.2.6.2. CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE AS TIRAS

O efeito de arqueamento das tensões no maciço de solo é um fenômeno muito comum na geotecnia, que produz a redistribuição e transferência das tensões para elementos mais rígidos. Em muros mecanicamente estabilizados, em função do tipo e disposição dos elementos de reforço, o fenômeno de arqueamento de tensões influencia as tensões verticais, as forças de arrancamento e os deslocamentos de solo.

Com o intuito de analisar o efeito da rigidez do reforço no comportamento mecânico de muros mecanicamente estabilizados foram realizadas análises de concentração de tensões sobre as tiras metálicas e sintéticas, tanto em condições estáticas (sem arrancamento do elemento de reforço) como em condições dinâmicas, medindo-se dos acréscimos de tensões durante os ensaios de arrancamento (será abordado mais adiante no item 4.7).

Para realização de tal análise utilizou-se o mesmo equipamento e procedimentos empregados na calibração das células de tensão total (CTT) (subitem 3.3.3.4). Basicamente, o ensaio consistiu em comparar as leituras dos valores de tensões registados nas CTT para tensões normais aplicadas de forma progressiva de 25 em 25 kPa até atingir-se um valor máximo de 200 kPa, com e sem a presença do elemento de reforço no material de aterro. Vale mencionar que, nos ensaios em tiras metálicas, foram colocadas CTT sobre o trecho liso da tira e acima dos ressaltos. Desta forma foi possível avaliar a influência destes elementos nos acréscimos de tensões.

3.3. ENSAIOS DE ARRANCAMENTO

Com o intuito de avaliar a interação entre os diferentes materiais de aterro e os elementos de reforço, foram realizados ensaios de arrancamento em cada material geotécnico, utilizando tiras nervuradas de aço e sintéticas convencionais e tensões normais aplicadas (σ'_n) de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa. Além disso, com a finalidade de avaliar a acurácia dos instrumentos de medição e a metodologia de preparação e execução dos ensaios, realizou-se um ensaio de repetibilidade empregando o material de aterro tipo I reforçado com tira metálica e tensão normal aplicada igual a 12,5 kPa. Portanto, o programa experimental desta pesquisa contempla 31 ensaios de arrancamento conforme indicado na Tabela 3.2, variando o tipo de material do aterro, o elemento de reforço, bem como o nível de tensão confinante aplicada.

Tabela 3.2. Características dos ensaios de arrancamento.

Ensaio	Aterro	Reforço	σ'_n (kPa)	Ensaio	Aterro	Reforço	σ'_n (kPa)
1*	Tipo I	Metálico	12,5	16	Tipo III	Sintético	12,5
2	Tipo I	Metálico	25	17	Tipo III	Sintético	25
3	Tipo I	Metálico	50	18	Tipo III	Sintético	50
4	Tipo I	Sintético	12,5	19	Tipo IV	Metálico	12,5
5	Tipo I	Sintético	25	20	Tipo IV	Metálico	25
6	Tipo I	Sintético	50	21	Tipo IV	Metálico	50
7	Tipo II	Metálico	12,5	22	Tipo IV	Sintético	12,5
8	Tipo II	Metálico	25	23	Tipo IV	Sintético	25
9	Tipo II	Metálico	50	24	Tipo IV	Sintético	50
10	Tipo II	Sintético	12,5	25	Tipo V	Metálico	12,5

11	Tipo II	Sintético	25	26	Tipo V	Metálico	25
12	Tipo II	Sintético	50	27	Tipo V	Metálico	50
13	Tipo III	Metálico	12,5	28	Tipo V	Sintético	12,5
14	Tipo III	Metálico	25	29	Tipo V	Sintético	25
15	Tipo III	Metálico	50	30	Tipo V	Sintético	50

* Ensaio executados duas vezes (análise de repetibilidade).

3.3.1. EQUIPAMENTO

Para a execução dos ensaios de arrancamento utilizou-se um equipamento de grande porte, composto basicamente por três partes: 1) uma caixa rígida de aço para a deposição e compactação do material de aterro; 2) um sistema de aplicação de cargas verticais e 3) um sistema de aplicação de cargas horizontais. A montagem do equipamento foi realizada no Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília. A caixa de arrancamento foi construída por Palmeira (1996), seguindo as especificações da norma D6706-01 (ASTM, 2013). Trata-se de uma estrutura de aço, de seção transversal retangular, com dimensões internas iguais a 1450 mm de comprimento, 900 mm de largura e 570 mm de altura, e uma estrutura para resistir à reação gerada pela aplicação das forças de arrancamento (Figura 3.15).



Figura 3.15. Caixa para ensaios de arrancamento.

Os sistemas de aplicação de cargas, verticais e horizontais, foram projetados e construídos por Piezoran (2018). Na presente pesquisa apenas alguns dos elementos foram consertados, reconstruídos, substituídos e/ou adaptados para atender ao objetivo proposto.

O sistema de aplicação de cargas horizontais (sistema de arrancamento) (Figura 3.16) é composto por: um elemento de conexão reforço-sistema de transferência de cargas (1), um sistema de transferência de cargas móvel (2), um cilindro hidráulico de 150 mm de curso e capacidade de carga máxima igual a 100 kN (3), uma célula de carga com capacidade de carga máxima de 100 kN (5) e dois medidores de deslocamento linear (6). Todo o sistema foi acoplado à estrutura de reação que forma parte da estrutura rígida da caixa de arrancamento. A disposição linear de todos os elementos, com respeito ao eixo de aplicação da força horizontal, está apresentada na Figura 3.16b.

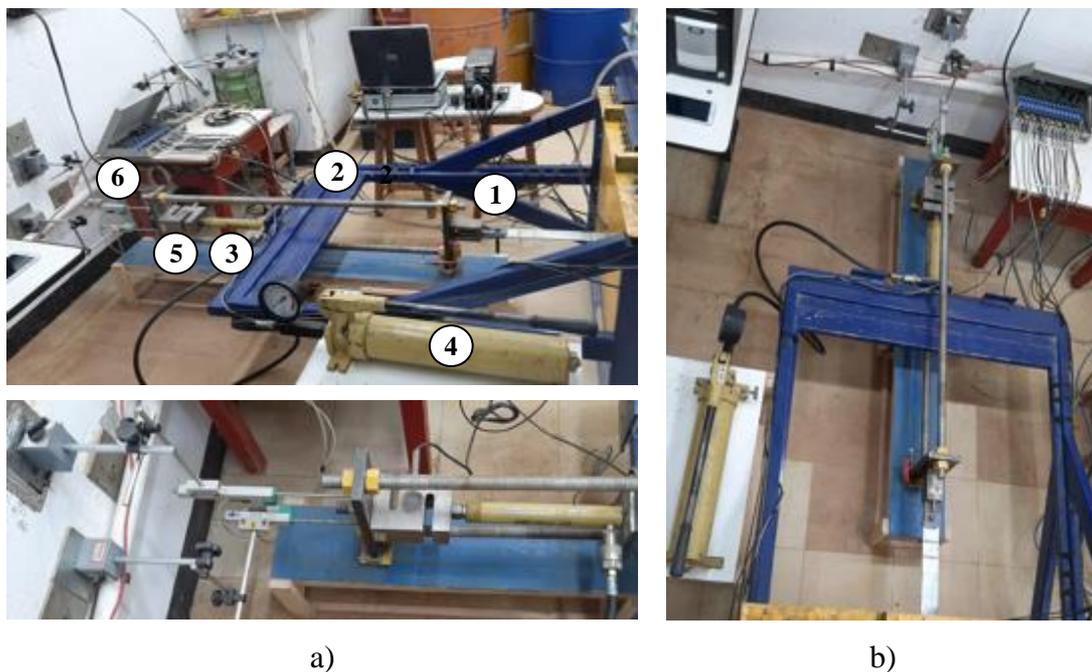


Figura 3.16. Sistema de aplicação de cargas horizontais; vista geral- detalhe e b) vista superior.

O sistema de aplicação de cargas verticais é constituído por uma tampa de aço com bolsa de borracha afixada, um sistema de interface ar-água para o enchimento da bolsa com água pressurizada, um compressor de ar com capacidade máxima igual a 1200 kPa e um sistema de reação vertical. Por sua vez, o sistema de reação vertical é composto por perfis metálicos horizontais instalados na parte inferior e superior da caixa fixados mediante barras verticais rosqueáveis, espaçadas entre si de 300 mm (Figura 3.17). Basicamente, o ar comprimido proveniente do compressor é regulado e transportado ao sistema de interface ar-água mediante um sistema de tubulações e válvulas de pressão. Desta forma, a água no interior do sistema de interface é pressurizada e finalmente transferida ao interior da bolsa de borracha da tampa. Manômetros analógicos acoplados às válvulas reguladoras de pressão do sistema de tubulação

e da tampa permitiram controlar as pressões durante a aplicação dos carregamentos verticais e ao longo dos ensaios de arrancamento.

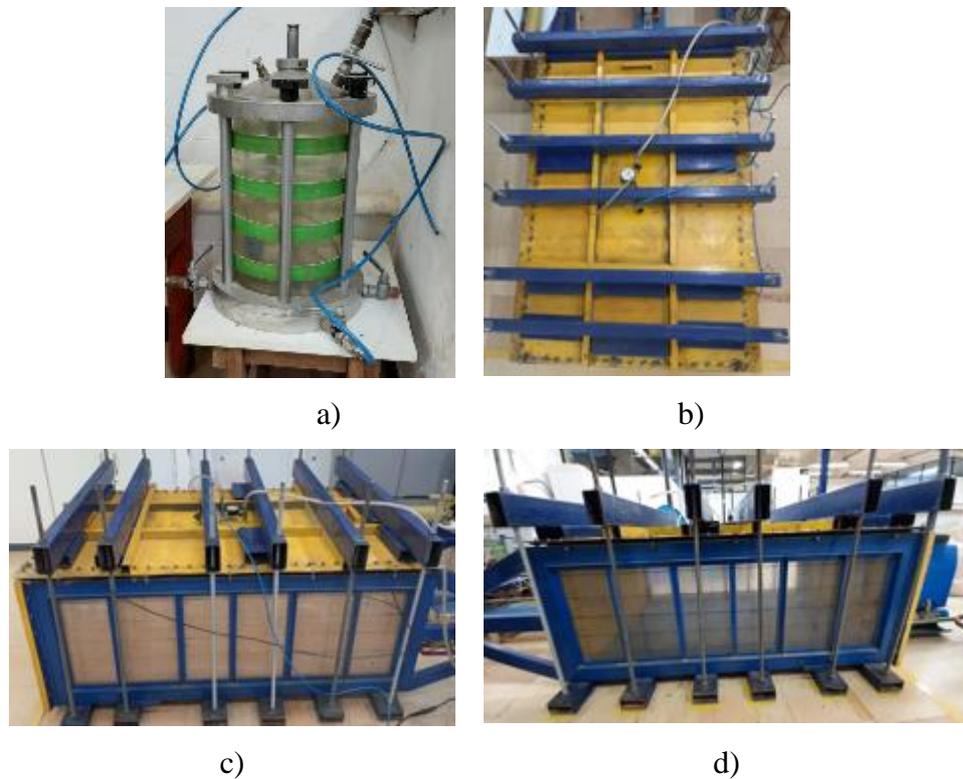


Figura 3.17. Sistema de aplicação de cargas verticais; a) sistema de interface ar-água, b) vista superior da tampa, c) sistema de reação vertical e d) sistema de reação vertical- vista lateral.

A bolsa de borracha da tampa foi confeccionada especificamente para esta pesquisa, conforme recomendações da norma D6706-01 (ASTM, 2013), utilizando-se duas membranas de borracha de 1500 mm de comprimento, 950 mm de largura e 2 mm de espessura, fixadas por duas molduras metálicas parafusadas à chapa metálica da tampa (com espessura de 3,5 mm) e vedadas com silicone extraforte (Figura 3.18).

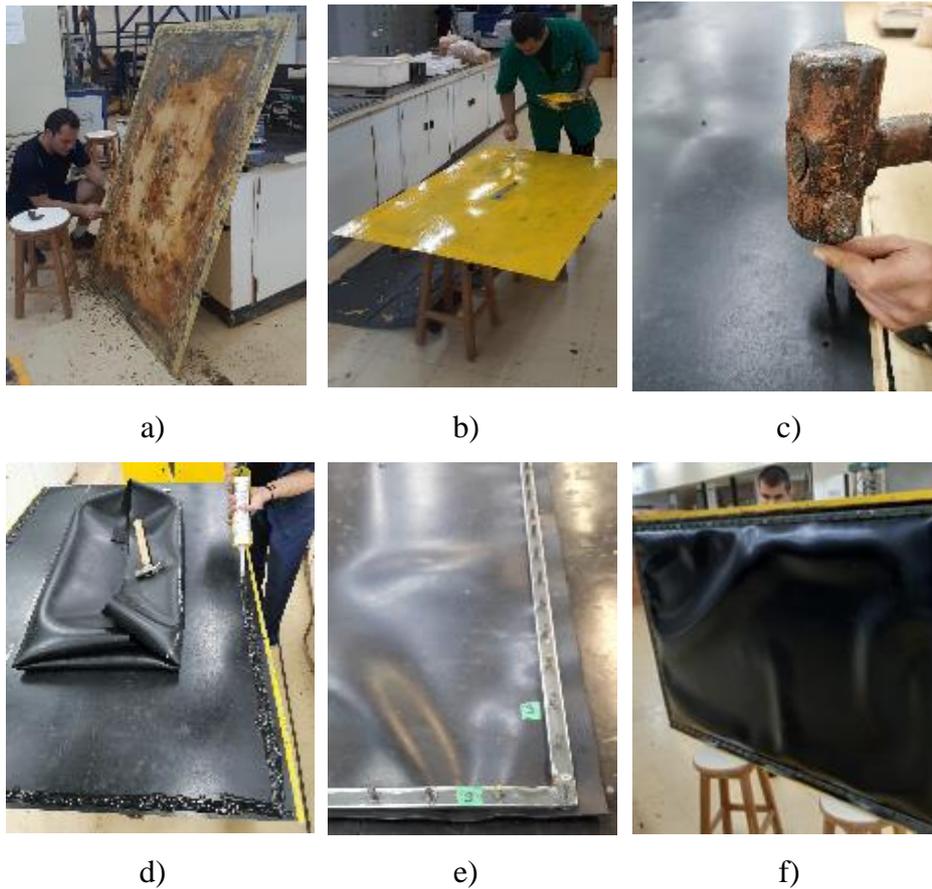


Figura 3.18. Confeção da bolsa de borracha da tampa; a) lixado da chapa metálica, b) preparação da chapa (pintura), c) perfuração das membranas, d) aplicação do silicone vedante, e) fixação das molduras metálicas e f) aspecto final.

A Figura 3.19 apresenta uma visão geral de todos os componentes para a execução do ensaio de arrancamento: caixa de arrancamento (1), sistema de aplicação da carga vertical (2), sistema de aplicação da carga horizontal (3), sistema de aquisição de dados Spider (4) e sistema de aquisição de dados LINX (5).

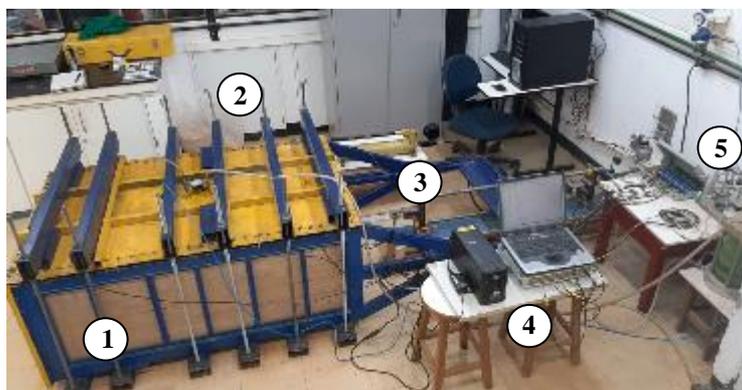


Figura 3.19. Visão geral do equipamento empregado para ensaios de arrancamento.

3.3.2. INSTRUMENTAÇÃO

A instrumentação utilizada nos ensaios de arrancamento é constituída por:

- i) 4 transdutores de deslocamentos linear (identificados como TDL-1, TDL-2, TDL-3 e TDL-4), modelo PY-1-C-150, com curso útil de 150 mm e um 1 transdutor de deslocamentos linear com mola (TDL-5), modelo PY-2-C-100, com curso útil de 100 mm, para controlar a taxa de deslocamento dos reforços durante o arrancamento e os deslocamentos ao longo do comprimento das tiras sintéticas;
- ii) 1 célula de carga tipo S (CC), para medir a força de arrancamento aplicada ao longo do ensaio, com capacidade máxima de 50 kN;
- iii) 4 células de tensão total do tipo diafragma (identificadas como CTT-1, CTT-2, CTT-3 e CTT-4), para estimar os acréscimos de tensões no interior do aterro e a distribuição de tensões sobre as tiras, com diâmetro de 50 mm, espessura de 7 mm e capacidade de carga máxima de 600 kPa;
- iv) 3 extensômetros elétricos metálicos (EE-1, EE-2 e EE-3), para medir a deformação axial da tira metálica, do tipo PA-06-250BA-120L, com resistência nominal de 120 Ω .

Para o registro e conversão das leituras analógicas dos sensores (instrumentação) em leituras digitais, foram utilizados dois sistemas de aquisição de dados. Para a aquisição do sinal dos extensômetros elétricos foi empregado o sistema de aquisição de dados modelo Spider-8.0, fabricado pela empresa HBM *Test and Measurement*, com 8 canais, que utiliza o software Catman® para a aquisição e processamento dos dados. Por outro lado, os sinais dos transdutores de deslocamentos, célula de carga e células de tensão total foram registados utilizando o sistema de aquisição de dados fabricado pela empresa LYNX, modelo ADS0500-16-W (ADS 2000), com 16 canais, que utiliza os softwares AqDados7® e AqAnalysis® para a aquisição, visualização, armazenamento e processamento dos dados, respectivamente (Figura 3.20).



Figura 3.20. Sistemas de aquisição de dados a) LYNX modelo ADS0500-16-W ADS 2000 e b) Spider-8.0.

3.3.3. CALIBRAÇÃO DA INSTRUMENTAÇÃO

Anteriormente ao início dos ensaios de arrancamento de reforços, realizou-se a calibração de todos os instrumentos de medição, conforme os procedimentos descritos a seguir.

3.3.3.1. TRANSDUTORES DE DESLOCAMENTO LINEAR

A calibração dos transdutores de deslocamento lineares (TDL), foi feita com o uso de um micrômetro linear externo, com haste de 10 cm e resolução de 0,5 mm. Os instrumentos foram acoplados a uma base magnética e colocados sobre uma superfície metálica horizontal, ajustando linearmente o contato da ponta do TDL com a ponta plana do micrômetro (Figura 3.21). Tal ajuste é importante, tendo em vista que o funcionamento do micrômetro se baseia no deslocamento axial. Após a montagem, foram tomadas as leituras de voltagem (em mV/V), no sistema de aquisição de dados, para deslocamentos da haste de 5 em 5 mm, girando o controle do pistão até a posição desejada.

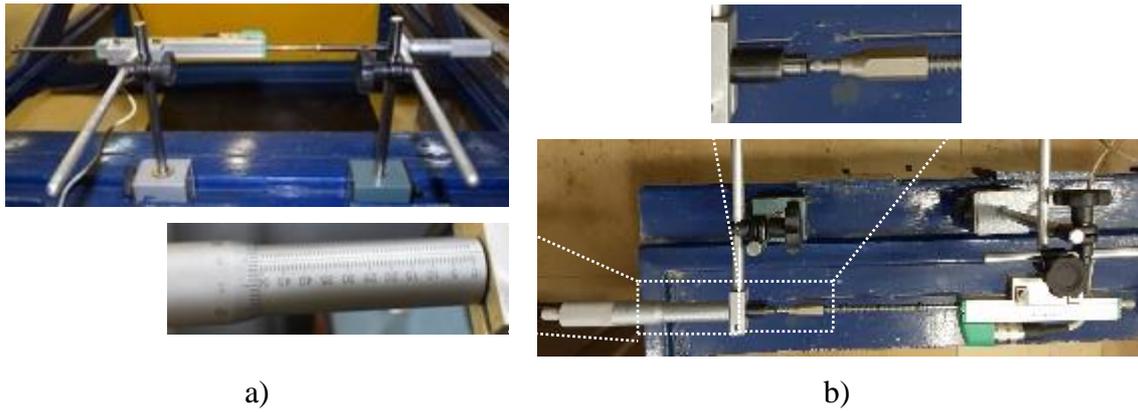


Figura 3.21. Calibração dos TDL; a) vista frontal- detalhe da haste do micrometro, b) vista superior- detalhe do contato entre o micrômetro linear e o sensor de deslocamento.

3.3.3.2. CÉLULA DE CARGA

A célula de carga (CC) foi calibrada no Laboratório de Caracterização Termomecânica e Microestrutural de Materiais Inteligentes-LabMatl, do Programa de Pós-Graduação em Sistemas Mecatrônicos da UnB (PPMEC), utilizando uma prensa hidráulica especializada do tipo MTS 810 (Material Test System), com capacidade de carga máxima de 100 kN. Após a correta montagem da célula na prensa foram tomadas as leituras de voltagem para incrementos de carga de compressão de 5 em 5 kN (até atingir um valor máximo de 40 kN), tanto na carga como na descarga (Figura 3.22).

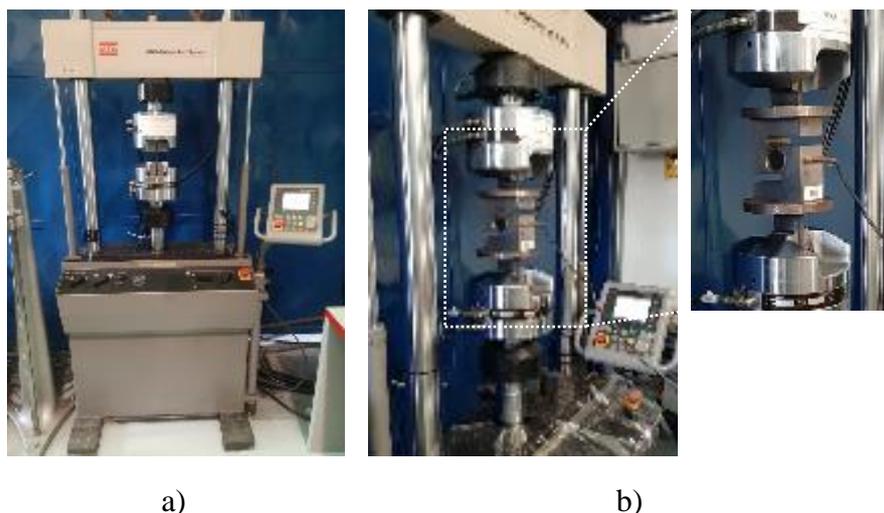


Figura 3.22. Calibração da célula de carga; a) prensa hidráulica e b) montagem da célula de carga.

3.3.3.3. EXTENSÔMETROS ELÉTRICOS

Os extensômetros elétricos (*strain gauges*), foram colados na tira metálica, de forma a medir a deformação axial sofrida pelo reforço em três pontos: no início, no meio e no final do trecho ancorado. Estas deformações correspondem com uma variação linear de sua resistência elétrica e a conversão é feita pelo software Catman® mediante um fator de conversão, comumente chamado fator de sensibilidade à deformação (k) igual a 2,16, valor fornecido pelo fabricante (Excel Sensores *Ltda.*). É importante mencionar que devido as pequenas variações de resistência esperadas ($\mu\text{m/m}$), decidiu-se configurar os strain gauges em circuitos de meia de ponte de *Wheatstone*, como mostrado na Figura 3.23a.

Com o intuito de evitar danos mecânicos durante os ensaios de arrancamento do reforço, os extensômetros, soldas e terminais foram cobertos por borracha de silicone e posteriormente protegidos com uma chapa metálica de 2 mm de espessura (Figura 3.23b). Por fim, adesivo selante e fita isolante foram utilizados para impedir a entrada de material de aterro e umidade.

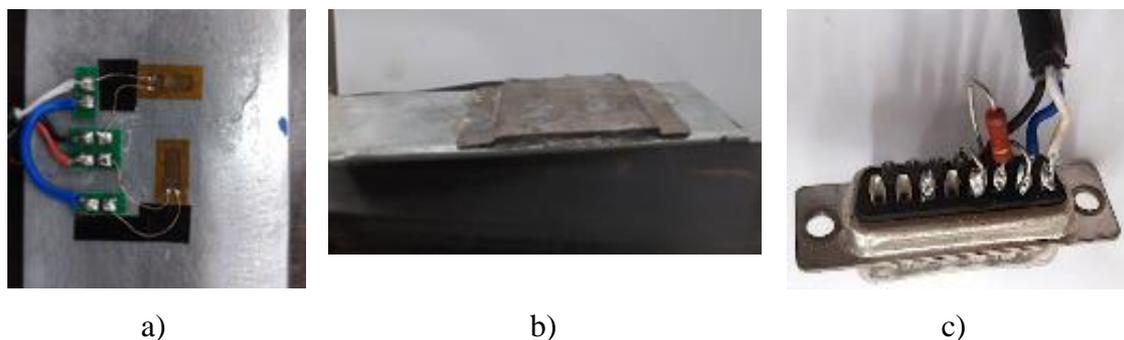


Figura 3.23. Instalação dos extensômetros elétricos na tira metálica; a) polimento da superfície, b) configuração em $\frac{1}{2}$ ponte de *Wheatstone*, c) chapa metálica de proteção e d) conector de entrada ao sistema de aquisição Spider.

3.3.3.4. CÉLULA DE TENSÃO TOTAL

As CTT foram confeccionadas especificamente para esta pesquisa, seguindo as recomendações propostas por Clayton & Bica (1993) para o projeto de células de tensão total do tipo diafragma. Foram utilizando extensômetros elétricos metálicos do tipo PA-06-125AC-120, com resistência nominal de 120 Ω . Pode-se observar na Figura 3.24, o número, distribuição e orientação dos elementos que compõem o interior de uma célula de tensão total, numa configuração elétrica em ponte completa de *Wheatstone*.

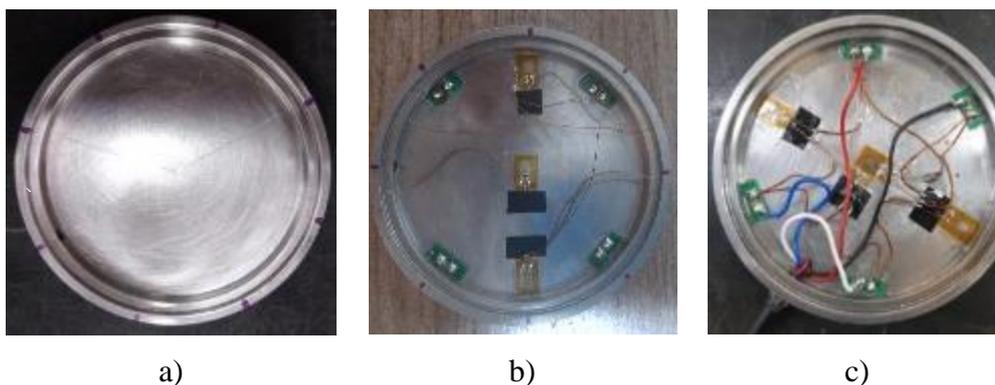


Figura 3.24. Montagem da CTT a) lixamento e limpeza do diafragma, b) colagem dos *strain gauges* e os terminais de solda e c) aspecto final do circuito interno em ponte completa.

A calibração das CTT consistiu na leitura de valores de voltagem para tensões normais aplicadas de forma progressiva de 10 em 10 kPa até atingir um valor máximo de 200 kPa. Com a finalidade de reproduzir de maneira rápida e simples as condições geotécnicas adotadas nos ensaios de arrancamento de reforços, foi utilizado um equipamento em escala menor, composto por uma caixa metálica rígida, de seção transversal quadrada, com dimensões internas iguais a 32 cm e 29 cm de altura e um sistema de aplicação de carregamentos verticais análogo ao empregado na caixa de arrancamento (tampa com bolsa de borracha pressurizada).

A seguir apresenta-se uma breve descrição do procedimento de calibração das CTT: 1) revestimento interno da caixa com vaselina e filme PVC (Figura 3.25a); 2) deposição e compactação da metade inferior da caixa ($CR \geq 95\%$) (Figura 3.25b); 3) colocação do reforço (quando necessário) com comprimento igual a 30 cm (Figura 3.25c); 4) instalação da CTT centralizada e em posição horizontal (uma camada de aterro com espessura de 5 mm foi colocado entre as tiras e as CTT para melhor acomodação da base do instrumento) (Figura 3.25d); 5) deposição e compactação da metade superior da caixa; 6) montagem da tampa com bolsa de borracha e conexão do sistema ar-água (Figura 3.25e); 7) aplicação da tensão normal; 8) registro da leitura analógica no sistema de aquisição de dados; 9) repetir repetidos os passos 7 e 8 para vários incrementos de carga até o valor de 200 kPa. É importante ressaltar que a calibração das CTT foi feita individualmente para cada tipo de material de aterro e para cada tipo de reforço em situação similar ao de ensaio de arrancamento.

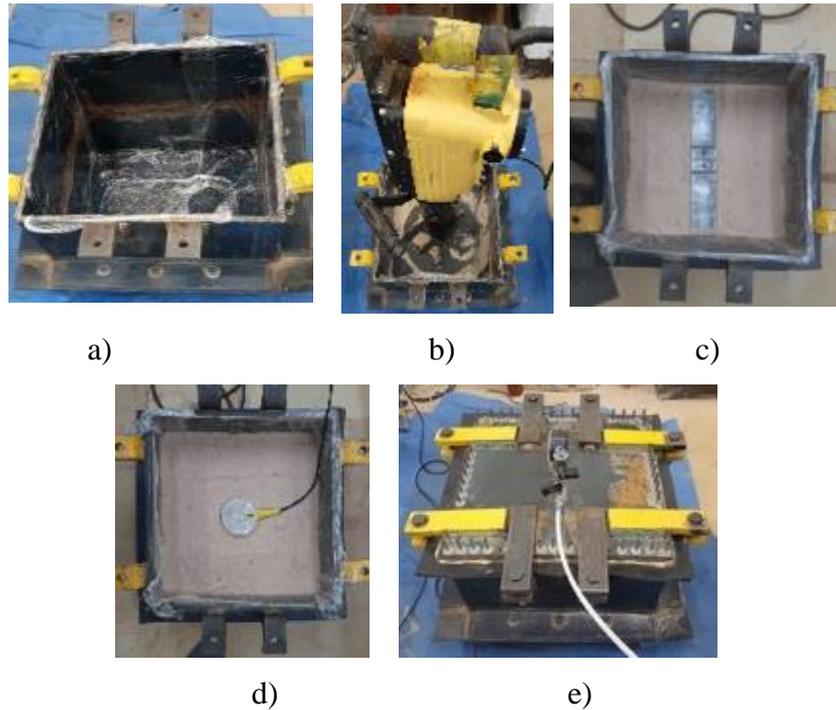


Figura 3.25. Calibração das CTT; a) revestimento da caixa, b) compactação mecânica, c) posicionamento da tira, d) posicionamento da célula de tensão e e) vista do equipamento.

3.3.4. DISPOSIÇÃO DOS INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO

Os modelos esquemáticos da Figura 3.26, mostram a disposição geométrica dos instrumentos de medição utilizados nos ensaios de arrancamento de reforços metálicos e sintéticos. Pode-se observar que a instrumentação adotada nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas e sintéticas é muito similar, diferenciando-se somente dos instrumentos utilizados para medir a deformação axial dos elementos de reforço.

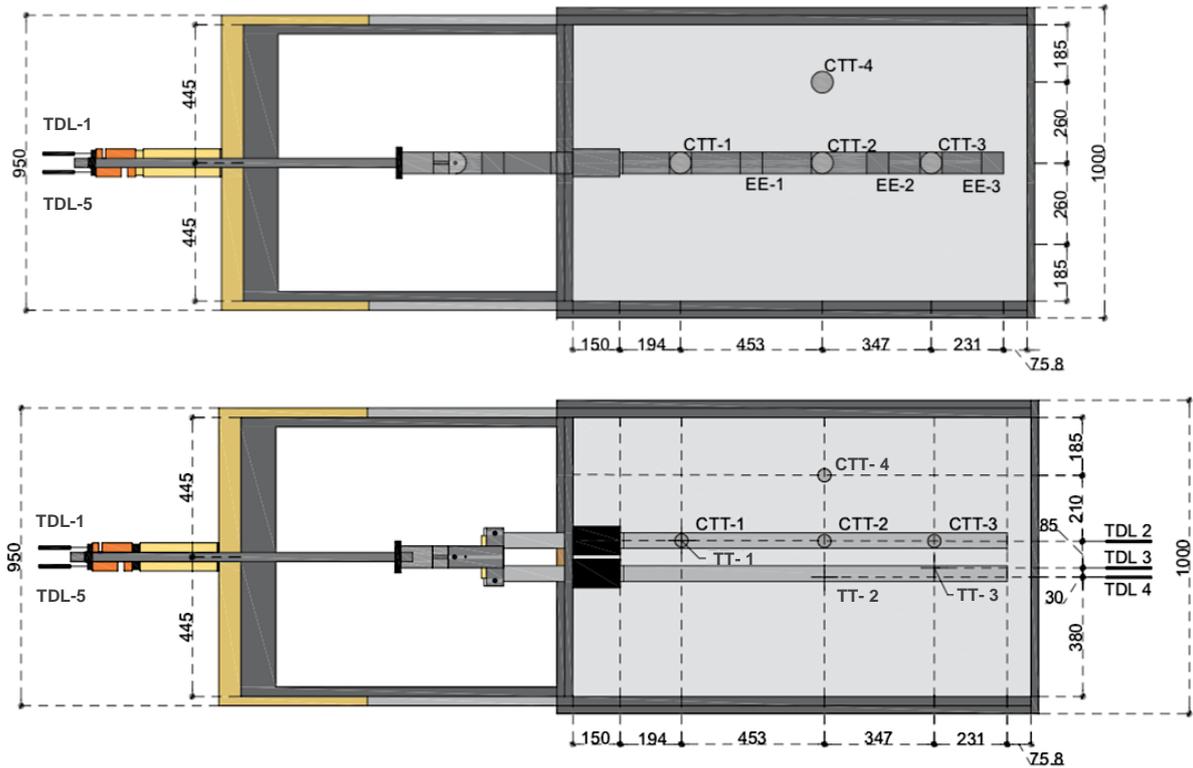


Figura 3.26. Posicionamento dos instrumentos nos ensaios de arrancamento de tiras; a) metálicas e b) sintéticas. (Dimensões em milímetros).

Para uma melhor visualização da disposição dos instrumentos de medição, na Figura 3.27 é apresentado um detalhe dos sensores que compõem o sistema de instrumentação dos ensaios de arrancamento.

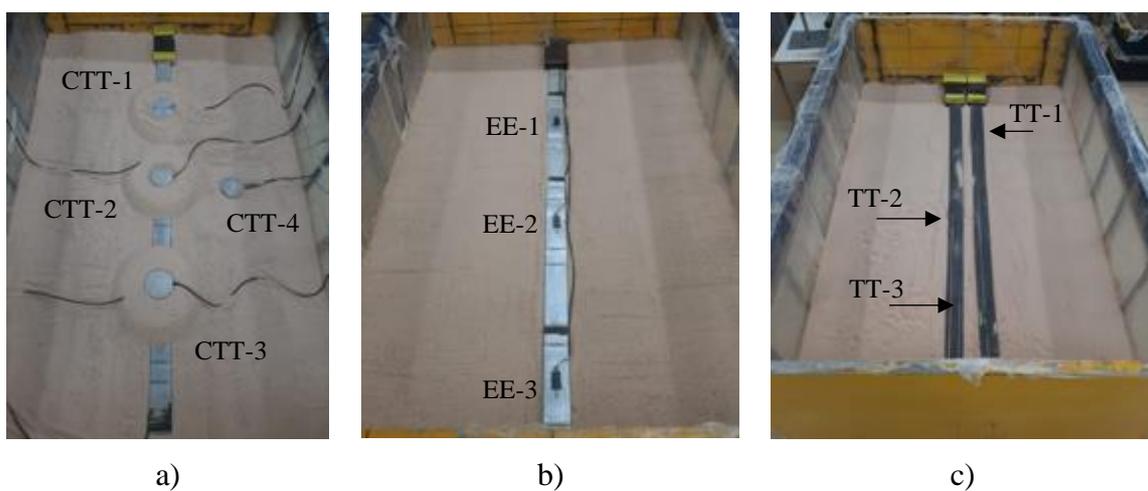


Figura 3.27. Disposição dos instrumentos nos ensaios de arrancamento; a) CTT, b) extensômetros elétricos e c) *Tell-Tales*.

Conforme mencionado anteriormente, nas tiras metálicas foram utilizados extensômetros elétricos em circuitos de meia ponte de *Wheatstone*, colados em três pontos distintos ao longo do comprimento do trecho ancorado (Figura 3.28). Por outro lado, diante da dificuldade de utilizar EE na tira sintética, a deformação axial foi medida indiretamente, mediante a instalação de 3 medidores de deslocamento internos (*Tell-Tales* (TT)). Basicamente, os TT são dispositivos que medem a mobilização das tiras ao longo do tempo durante o ensaio de arrancamento. Trata-se de uma haste metálica, com uma extremidade fixada na tira (localização correspondente ao ponto de medida) e tendo na outra extremidade o medidor de deslocamento linear localizado externamente na parte posterior da caixa. Neste trabalho, foram utilizados TT simples e de baixo custo, constituídos por fios de 3 mm de diâmetro. A Figura 3.28 mostra detalhes dos TT instalados nas tiras sintéticas.

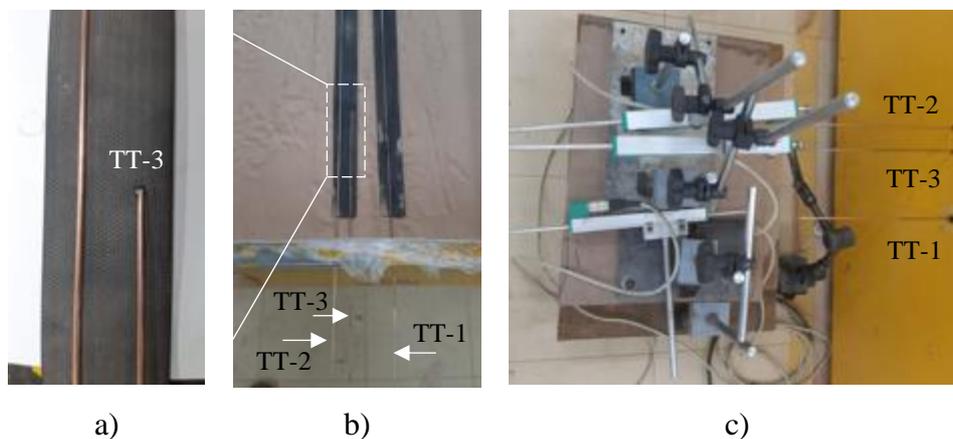


Figura 3.28. *Tell-Tales*; a) ancoragem da extremidade interna na tira sintética, b) extremidade externa à caixa de arrancamento e c) disposição dos medidores de deslocamento linear.

Nota-se que para as tiras metálicas as células de tensão total CTT-1 e CTT-3 foram posicionadas acima dos ressaltos, enquanto a CTT-2 corresponde com a célula colocada acima do trecho liso da tira e, por último, a CTT-4 foi inserida no interior do aterro compactado. É importante mencionar que o nivelamento das células sobre o aterro foi aferido com o auxílio de um nível de bolha.

Outro aspecto importante quanto a instalação das células de tensão total foi o cuidado no lançamento e compactação da metade superior da caixa de arrancamento, especialmente na camada próxima as CTT, impedindo-se que os instrumentos saíssem de sua posição correta, e que a compactação do solo previamente definida fosse atingida. Assim, para conferir o grau de

compactação no nível das CTT's, foram colocadas cápsulas plásticas no interior do aterro, que serviram além disso, para aferir a precisão dos instrumentos elétricos (Figura 3.29a). Por outro lado, a posição e nivelamento, das CTT's foi conferida mediante a exumação desses elementos logo após a realização do ensaio de arrancamento, durante a remoção manual do material de aterro (sem auxílio de ferramentas) (Figura 3.29b).

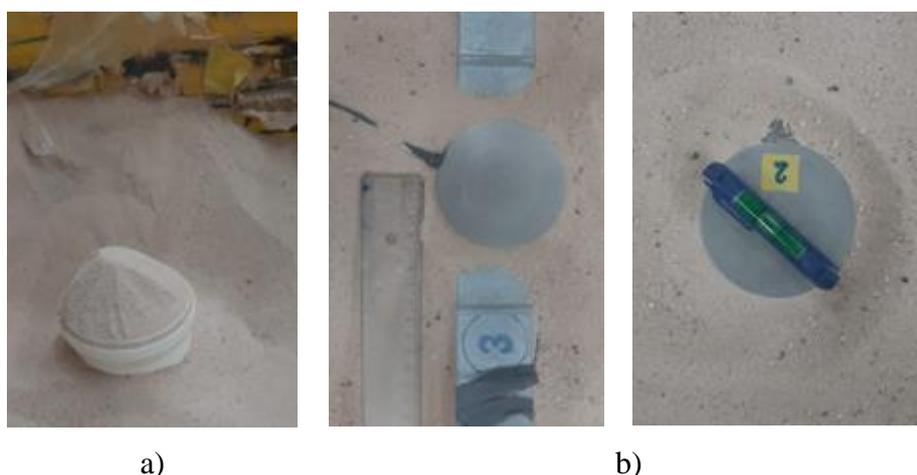


Figura 3.29. Procedimento adicionais à instalação da CTT; a) controle de compactação com capsulas plásticas e b) exumação das CTT- controle da posição (esquerda) e controle da nivelção (direita).

3.3.5. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Uma breve descrição dos procedimentos de montagem e execução do ensaio é apresentada a seguir:

- Revestimento das faces internas da caixa de arrancamento usando camadas duplas de filme plástico transparente de PVC esticável, lubrificadas com vaselina convencional (Figura 3.31a). Tal procedimento é recomendado pela norma D6706-01 (ASTM, 2013) para reduzir o atrito entre o material de aterro e as paredes da caixa metálica;
- Enchimento da metade inferior da caixa de arrancamento, com o tipo de material de aterro a ser ensaiado (preparado previamente conforme os procedimentos descritos no item 4.2). O material é depositado e compactado mecanicamente em 3 camadas de 9 cm de altura cada uma. A compactação foi feita com controle de massa e volume de forma a atingir uma compactidade relativa igual ou superior a 95% (valor sugerido pela norma NBR 19286, 2021) e empregado em obra;

- Colocação do reforço, nivelado e centralizado na caixa. Levando em consideração as condições observadas na prática, as tiras metálicas foram ensaiadas individualmente (Figura 3.30b); e as sintéticas em pares, espaçadas 50 mm (Figura 3.30c);
- Com a finalidade de reduzir o efeito de contorno e, portanto, a concentração de tensões nas proximidades da parede frontal da caixa de arrancamento, foram instaladas luvas metálicas de 15 cm de comprimento (Figura 3.30b, c);

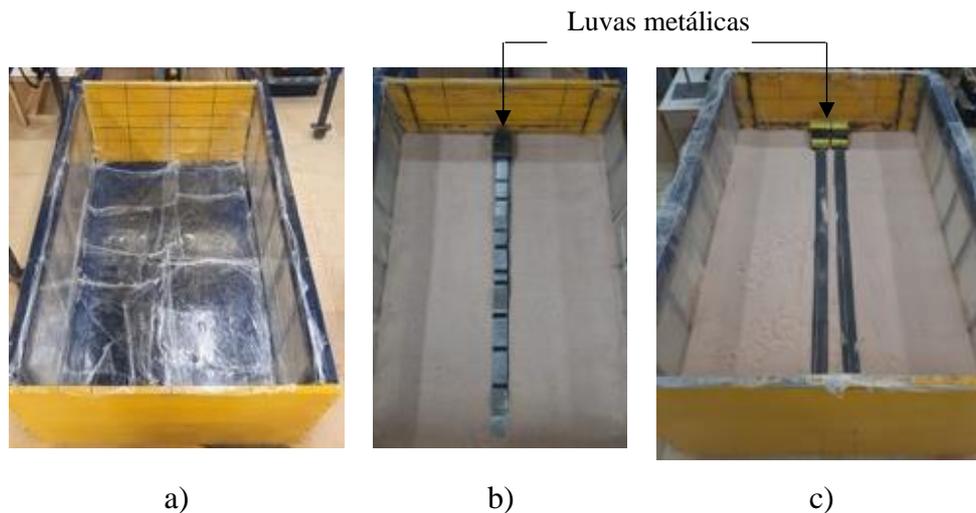


Figura 3.30. Preparação do ensaio de arrancamento; a) revestimento das faces internas da caixa de arrancamento, b) colocação do reforço metálico e c) colocação dos reforços sintéticos.

- Instalação do sistema de reação horizontal e fixação ao reforço mediante o dispositivo de conexão;
- Posicionamento das células de tensão total, cuidadosamente colocadas e niveladas nas posições predefinidas. Uma camada de 5 mm de aterro foi colocada entre as tiras e as CTT para melhor acomodação da base do instrumento (Figura 3.31a);
- Preenchimento e compactação da metade superior da caixa, utilizando o mesmo procedimento adotado para a parte inferior (Figura 3.30b);
- Instalação de uma membrana de borracha de 2 mm de espessura sobre a superfície do aterro para garantir a distribuição uniforme dos carregamentos verticais e evitar danos mecânicos na bolsa de borracha da tampa;
- Montagem da tampa com bolsa de borracha e fixação do sistema de reação vertical (Figura 3.31c);

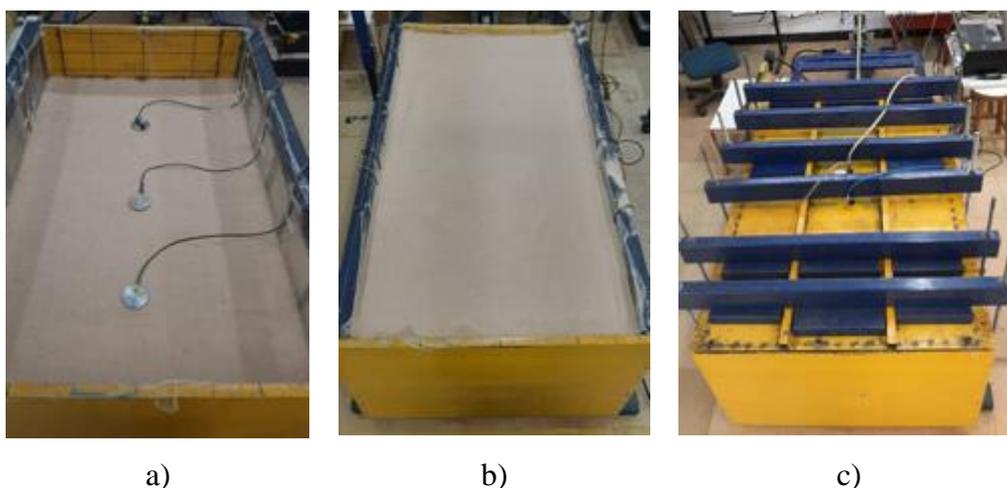


Figura 3.31. Preparação do ensaio de arrancamento; a) posicionamento das células de tensão total, b) preenchimento da metade superior da caixa e c) montagem da tampa e do sistema de reação vertical.

- Conexão do sistema de interface ar-água à tubulação de ar comprimido do laboratório e à tampa;
- Enchimento parcial da bolsa de borracha da tampa por gravidade.
- Aplicação da tensão vertical, mediante a transferência de ar comprimido da tubulação do laboratório ao sistema ar-água e de água deste para a tampa. A bolsa de borracha da tampa é enchida completamente e a tensão normal desejada é aplicada. Nesta pesquisa foram feitos ensaios para tensões normais (tensão de sobrecarga aplicada mais o peso próprio do aterro acima da tira) de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa;
- Estabilização das tensões normais, aguardando-se um tempo de 30 min, tempo necessário para que ocorra o 90% do adensamento primário e a estabilização das tensões verticais aplicadas (tempo calculado na etapa de adensamento dos ensaios de cisalhamento direto);
- Configuração do ensaio nos softwares dos sistemas de aquisição de dados;
- Verificação da instrumentação, uma vez montado o ensaio é feita a conexão de todos os instrumentos de medição aos respectivos sistemas de aquisição de dados. Foram verificados o sinal elétrico e a correta leitura dos valores de engenharia;
- Arrancamento dos reforços, mediante a aplicação manual do carregamento horizontal, com velocidade constante ao longo do ensaio, igual a 1mm/min, até atingir um deslocamento máximo da tira de 100 mm (especificações da norma ASTM D6706-01, 2013);

- Medição da instrumentação, durante a etapa de arrancamento descrita anteriormente, com leituras feitas automaticamente pelos sistemas de aquisição. Adotou-se uma frequência de aquisição de dados de 2 Hz (uma medida cada 30 s);
- Desmontagem: primeiramente é aliviada a pressão da tampa, esvaziando a bolsa de borracha mediante as válvulas instaladas na sua parte superior. Posteriormente é retirado o sistema de reação vertical e a tampa. Depois é retirado o material de aterro dentro da caixa, tomando cuidado de não danificar os instrumentos e finalmente é feita a limpeza e preparação para o próximo ensaio.

É importante mencionar que na compactação do material de aterro foi empregado um martelo compactador, adaptado por Pierozan (2018) a partir de um martelete mecânico e reforçado na presente pesquisa, mediante a instalação de uma sapata circular de aço, com diâmetro igual a 25 cm (Figura 3.32b). O controle tecnológico do processo de compactação foi feito utilizando um densímetro elétrico, tipo EDG (*Electrical Density Gauge*) e um medidor do índice de rigidez (Geogauge®), segundo as normas ASTM D7698; 2021 e ASTM 6758; 2018, respectivamente.

Nesta pesquisa foi utilizado o EDG, modelo H-4114C.3F, fabricado pela empresa *Humboldt Manufacturing Company*. Este equipamento mede a densidade (seca e úmida), o percentual de umidade e grau de compactação do solo a partir de radiofrequências, por meio de dardos cravados no solo (entre 150 e 300 mm de profundidade) em posições padronizadas por orifícios de uma placa (Figura 3.32d).



a)



b)



Membrana

c)



d)

Figura 3.32. Equipamento para compactação dos materiais geotécnicos; a) martelo mecânico adaptado, b) detalhe da sapata reforçada, c) exemplo de uso na caixa de arrancamento e d) controle de compactação com densímetro elétrico.

Finalmente, com o intuito de cumprir os objetivos desta pesquisa, na Tabela 3.3 encontra-se resumido o programa experimental executado, assim como somatória dos ensaios desenvolvidos.

Tabela 3.3. Programa experimental da pesquisa.

Propriedade	Ensaio	Tipo de material geotécnico					Subtotal de ensaios
		I	II	III	IV	V	
Massa específica dos grãos sólidos	Pentapícnometro	3	3	3	3	3	15
Composição granulométrica	Peneiramento grosso	-	-	3	-	3	6
	Peneiramento fino	3	3	3	3	3	15
	Granulometria a laser	3	3	3	-	-	9
Compacidade	Índice vazios máximo	3	3	3	3	3	15
	Índice vazios mínimo	3	3	3	3	3	15
Resistência ao cisalhamento	Cisalhamento direito convencional	5	5	5	-	-	15
	Cisalhamento direto médio	-	-	-	4	4	8
Quebra de grãos	Abrasão Los Angeles	-	-	4	-	-	4
Deformabilidade	Geogauge®	4	4	4	4	4	20
Micromorfologia	MEV	3	3	3	-	-	9

Propriedade	Ensaio	Tipo de material geotécnico					Subtotal de ensaios
		I	II	III	IV	V	
	Digitalização 3D	-	-	-	3	3	6
Composição Químico-mineralógica	EDS	2	2	2	2	2	10
	DRX	1	1	1	-	-	3
	FRX	1	1	1	-	-	3
	Petrografia	2	-	-	-	-	2
Análise Química-eletroquímica	pH (H ₂ O)	2	2	2	2	2	10
	pH (kCl)	2	2	2	2	2	10
	Resistividade	2	2	2	2	2	10
	Íons cloreto	2	2	2	2	2	10
	Íons sulfato	2	2	2	2	2	10
	Acidez potencial	2	2	2	2	2	10
	CTC	2	2	2	2	2	10
	Carbono orgânico	2	2	2	2	2	10
	Matéria orgânica	2	2	2	2	2	10
Calibração dos instrumentos	Célula de carga	1	-	-	-	-	1
	Transdutores de deslocamentos	2	3	-	-	-	5
	Célula de tensão total	8	8	8	8	8	40
Arrancamento	Tira metálica	4	3	3	3	3	16
	Tira sintética	3	3	3	3	3	15
Propriedade	Ensaio	Elemento de reforço				Subtotal de ensaios	
		Metálico		Geotira			
Concentração de tensões	Condições estáticas	10		5		15	
Rigidez à tração	Tração não confinada	4		4		8	
Total de ensaios:						357	

4. RESULTADOS E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e analisados de maneira detalhada os resultados da presente pesquisa. Mais especificamente, são discutidos os resultados obtidos da caracterização física, mecânica, morfológica, químico-mineralógica e eletroquímica dos materiais geotécnicos, assim como as análises mecânicas dos elementos de reforço. Também são apresentados os resultados dos ensaios de arrancamento e da instrumentação geotécnica. Por último, são avaliados de maneira comparativa os valores do coeficiente de atrito solo-reforço obtidos nos ensaios de arrancamento (aparente), os estimados pelas normas técnicas (teórico) e os calculados a partir dos resultados dos instrumentos de medição (real). Foi também avaliada a influência das propriedades dos materiais de aterro e dos elementos de reforço no mecanismo de interação aterro-reforço e conseqüentemente no seu comportamento e desempenho.

4.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

4.1.1. ANÁLISE GRAVIMÉTRICA

Na Tabela 4.1 e na Figura 4.1, são apresentados os resultados da análise gravimétrica dos RCD reciclados, coletados em três datas diferentes; 19/05/2019, 21/09/2019 e 19/06/2021, conforme a metodologia proposta pela NBR 15116 (ABNT, 2004), para a determinação da composição dos agregados reciclados graúdos por análise visual.

Observa-se que as três amostras de RCD-R são compostas predominantemente por concreto (30,7%), agregados de concreto soltos (22,3%) e fragmentos de rocha, em sua maioria partículas de quartzo (15,2%), havendo também pedaços de argamassa (12,2%), alvenaria (10,8%), e cerâmica (8,6%). Fragmentos de materiais não minerais de natureza orgânica como madeira representam o 0,02%, constituintes de origem orgânico como terra vegetal e detritos orgânicos apresentaram um conteúdo de 0,01% e contaminantes como vidro e ferro apenas 0,02%. Resultados similares foram reportados por Viera et al. (2016), Secco et al. (2022), Ok et al. (2022) e Agarwal et al. (2023), em RCD-R do Portugal, Turquia e Índia, respectivamente. Constituídos por concreto (15 – 40%), agregados soltos (30 – 50%) e pedaços de alvenaria (10 – 45%).

Vale ressaltar que as amostras apresentaram teor de solo, em média, de 0,01%, valor este muito menor aos reportados na literatura por diversos autores brasileiros (Santos, 2011; Fleury, 2018;

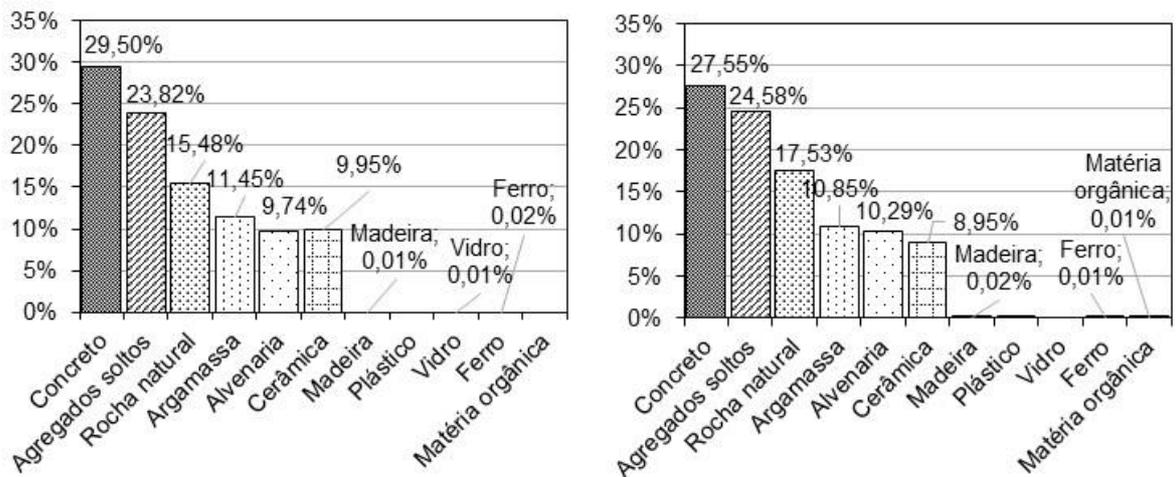
Fleury et al., 2019; Oliveira, 2020). Isto é devido ao fato de que o material usinado utilizado nesta pesquisa foi estritamente selecionado após a visita a várias usinas de reciclagem de entulho localizadas no DF. Foram também levados em consideração os estritos critérios de aceitação de material de entulho (sem terra vegetal e sem detritos orgânicos) e os relacionados aos processos de trituração, únicos que incluem várias etapas de lavagem a jato.

De acordo com o NBR 15116 (ABNT, 2004), o material em questão é classificado como um agregado de resíduos mistos (ARM), com um teor de materiais não minerais de aproximadamente 0,5%. Por sua vez, é classificado como Classe A segundo a Resolução nº 307 (CONAMA, 2002), com possibilidades de reutilização como agregados em concretos sem função estrutural e em pavimentação.

Observa-se que não há diferenças significativas entre os valores de gravimetria das amostras coletadas nas três datas diferentes. Em termos de variabilidade, apesar da heterogeneidade esperada para estes resíduos sólidos urbanos e das incertezas inerentes a qualquer processo industrial (devido por exemplo, a equipamentos, processos, pessoal, amostragem, etc.) as três amostras ensaiadas em datas diferentes apresentaram uma baixa variabilidade ($CV < 20\%$).

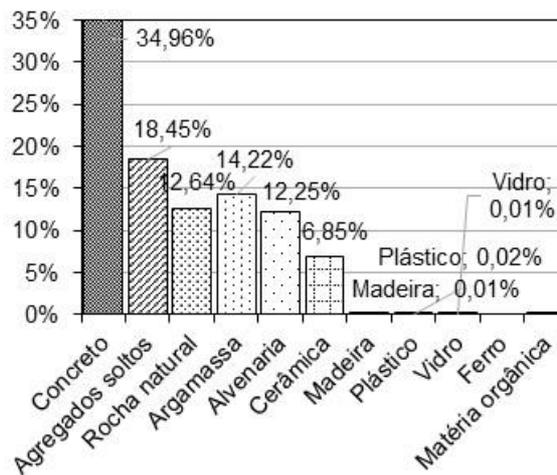
Tabela 4.1. Composição gravimétrica dos resíduos de construção e construção civil reciclados.

Constituinte	Data de coleta da amostra			Média
	19/05/2019	21/09/2019	19/06/2021	
Concreto	29,50	27,55	34,96	30,67
Agregados soltos	23,82	24,58	18,45	22,28
Rocha natural	15,48	17,53	12,64	15,22
Argamassa	11,45	10,85	14,22	12,17
Alvenaria	9,74	10,29	12,25	10,76
Cerâmica	9,95	8,95	6,85	8,58
Madeira	0,01	0,02	0,01	0,01
Plástico	0,00	0,01	0,02	0,01
Vidro	0,01	0,00	0,01	0,01
Ferro	0,02	0,01	0,00	0,01
Matéria orgânica	0,00	0,01	0,01	0,01
Total:	99,98	99,80	99,42	99,73



a)

b)



c)

Figura 4.1. Composição gravimétrica das amostras de RCD-R coletas os dias; a) 19/05/2019, b) 21/09/2019 e c) 19/06/2021.

4.1.2. COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Para considerar a variabilidade devido à heterogeneidade natural dos RCD-R, são apresentadas nas Figuras 4.2, 4.3 e 4.4 as curvas granulométricas (NBR 7181; ABNT, 2016b) das amostras de areia natural, RCD-R areia e RCD-R pedregulho, respectivamente, coletadas nos dias 19/05/2019, 21/09/2019 e 19/06/2021. Além disso, como medida comparativa, o método de difração de laser utilizando o granulômetro Microtrac s3500 foi empregado no material coletado no dia 19/06/2021. Um resumo dos resultados das amostras de areia natural, RCD-R areia e RCD-R pedregulho são mostrados nas Tabelas 4.2, 4.3 e 4.4, respectivamente. As curvas granulométricas das misturas areia/RCD-R areia (aterro tipo IV) e areia/RCD-R

pedregulho (tipo V), estão apresentadas, respectivamente, nos gráficos das Figuras A.1 e A.2 (Apêndice A).

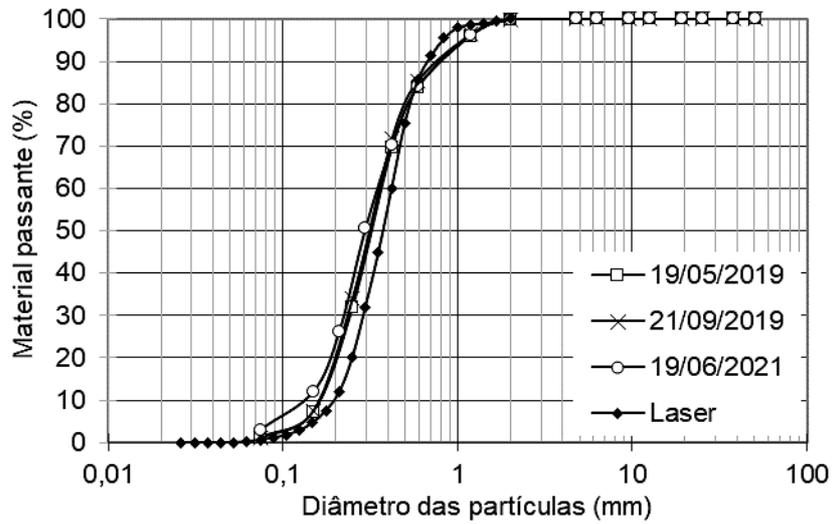


Figura 4.2. Distribuição granulométrica das amostras de areia natural.

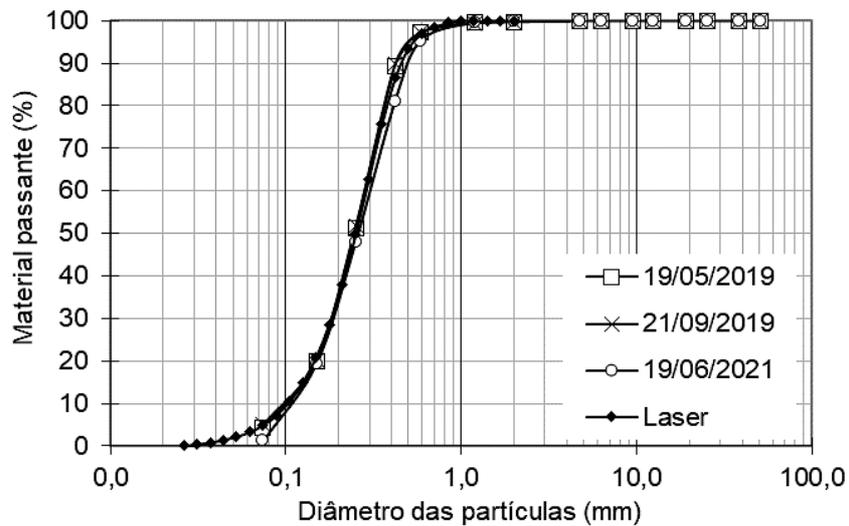


Figura 4.3. Distribuição granulométrica das amostras de RCD-R areia.

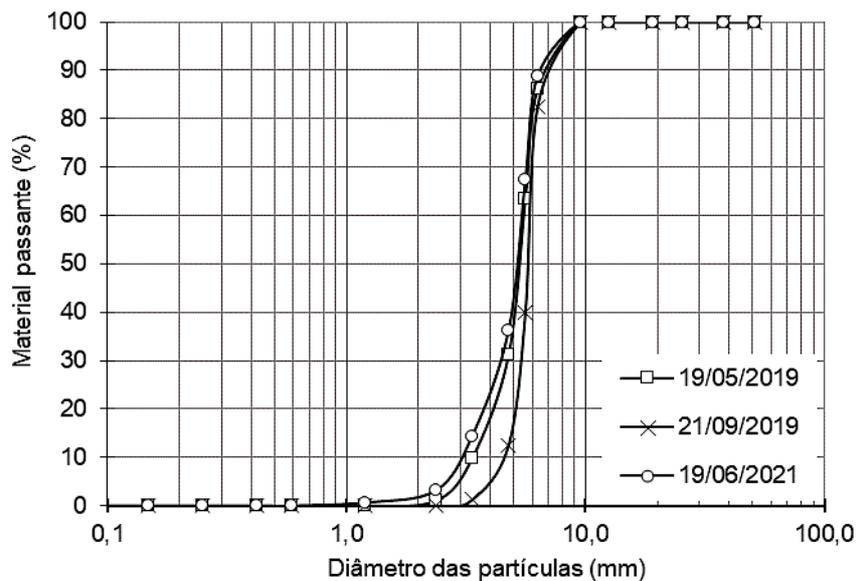


Figura 4.4. Distribuição granulométrica das amostras de RCD-R pedregulho.

Os resultados mostraram que a areia natural é constituída fundamentalmente por partículas de areia média (66%) e areia fina (29%), assim como uma porcentagem de finos de 1,5%. Por sua vez, o RCD-R areia é composto principalmente por areia média (49%) e areia fina (47%) menos de 4% de partículas finas, enquanto o RCD-R pedregulho é constituído por pedregulho fino (84%) e pedregulho médio (15%). Do ponto de vista de variabilidade, observou-se que ambos os materiais de reciclagem apresentaram baixa variabilidade, com $CV < 12\%$ no caso do RCD-R areia e $CV < 18\%$ no RCD-R pedregulho, mostrando que os processos de beneficiamento empregados pela usina de reciclagem seguem um padrão de produção. O que se assemelha aos resultados de Fleury (2018) e Fleury et al. (2019), para RCD-R na faixa granulométrica relativa ao pedregulho ($CV = 15,8\%$) e areia-silte ($CV = 21,2\%$). Por outro lado, os resultados condizem com a baixa variabilidade observada na análise gravimétrica das amostras coletadas nas três datas diferentes ($CV < 20\%$), uma vez que, diferenças composicionais significativas levam a distribuições granulométricas diferentes.

Destaca-se ainda, que apesar da variabilidade, todas as amostras ensaiadas de RCD-R areia e RCD-R pedregulho foram classificadas de acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), como areias mal graduadas (SP) e pedregulhos mal graduados (GP), respectivamente. Em concordância com os resultados obtidos, Santos (2007) analisando os valores dos coeficientes de variação do percentual passante de material em função das aberturas

das peneiras, observou que os valores de CV diminuem à medida que aumentam as dimensões das partículas.

Tabela 4.2. Características granulométricas das amostras de areia natural.

	Data de coleta da amostra			Média	Laser
	19/05/2019	21/09/2019	19/06/2021		
Pedregulho fino	0,2	0,1	0,1	0,1	NA
Areia grossa	3,8	3,5	3,6	3,6	14,36
Areia média	64,1	62,2	70,2	65,5	73,80
Areia fina	30,8	33,0	23,2	29,0	11,23
Finos	1,0	0,9	2,6	1,5	0,61
SUCS	SP	SP	SP	SP	SP

NA = não aplica.

Tabela 4.3. Características granulométricas das amostras de RCD-R areia.

	Data de coleta da amostra			Média	Laser
	19/05/2019	21/09/2019	19/06/2021		
Pedregulho fino	0,3	0,3	0,2	0,3	NA
Areia grossa	0,1	0,4	0,3	0,3	2,99
Areia média	48,3	47,5	51,5	49,1	58,95
Areia fina	47,1	46,8	46,8	46,9	33,19
Finos	3,6	4,8	2,9	3,8	3,78
SUCS	SP	SP	SP	SP	SP

NA = não aplica.

Tabela 4.4. Características granulométricas das amostras de RCD-R pedregulho.

	Data de coleta da amostra			Média
	19/05/2019	21/09/2019	19/06/2021	
Pedregulho médio	13,9	17,5	15,0	15,5
Pedregulho fino	85,0	82,5	84,9	84,1
Areias	1,1	0	0,1	0,4
Finos	0	0	0	0
SUCS	GP	GP	GP	GP

A Figura 4.5, mostra as curvas granulométricas dos diferentes materiais geotécnicos empregados nesta pesquisa. Um resumo das principais propriedades granulométricas é apresentado na Tabela 4.5. Salienta-se que as curvas apresentadas correspondem aos valores médios de amostras coletadas nas três datas mencionadas anteriormente. Observa-se que as misturas entre a areia natural e os RCD-R (aterros tipo IV e V) apresentam características granulométricas intermediárias entre os dois materiais.

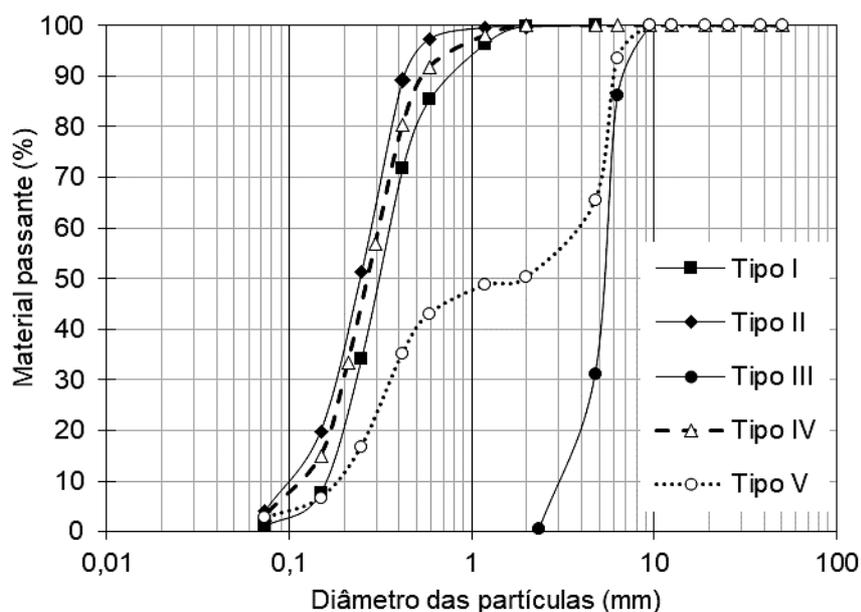


Figura 4.5. Distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos.

Tabela 4.5. Características granulométricas dos materiais geotécnicos (valores médios).

	Materiais geotécnicos				
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
20 < Pedregulho grosso < 60	0	0	0	0	0
6 < Pedregulho médio < 20	0	0	15,5	0	6,6
2,0 < Pedregulho fino < 6,0	0,1	0,3	84,1	0	43,2
0,6 < Areia grossa < 2,0	3,6	0,3	0,1	1,9	1,5
0,2 < Areia média < 0,6	65,5	49,1	0,2	64,8	31,9
0,06 < Areia fina < 0,2	29	46,9	0	30,0	14,1
Finos < 0,06	1,5	3,8	0	3,1	2,2
D ₁₀	0,17	0,10	3,0	0,12	0,19
D ₁₅	0,18	0,13	3,67	0,15	0,24
D ₃₀	0,23	0,19	4,80	0,20	0,36

Materiais geotécnicos					
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
D ₅₀	0,30	0,25	5,40	0,27	1,98
D ₆₀	0,35	0,29	5,50	0,31	3,89
D ₈₅	0,58	0,39	6,24	0,46	5,79
C _U	2,06	2,90	1,83	2,65	21,07
	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Uniforme	Desuniforme
C _C	0,89	1,24	1,40	1,10	0,18

Na Tabela 4.6 é apresentada a classificação do ponto de vista geotécnico dos materiais de aterro. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), os três materiais arenosos, areia natural (aterro tipo I), RCD-R areia (tipo II) e a mistura areia/RCD-R areia (tipo IV), foram classificados como areias mal graduadas (SP). Por sua vez, o RCD-R pedregulho (tipo III) e a mistura areia/RCD-R pedregulho (tipo V), foram classificados como pedregulho mal graduado (GP) e areia mal graduada com pedregulho (SP), respectivamente. Em relação a uniformidade, segundo a NBR 6502 (ABNT, 2022), só a mistura areia/RCD-R pedregulho não apresentou granulação uniforme, trata-se na realidade de um material desuniforme ($C_U > 15$). Segundo o Sistema Rodoviário de Classificação, os materiais tipo I, II e IV, foram classificadas como areias finas, grupo A-3, por outro lado o RCD-R pedregulho (tipo IV) e a mistura areia/RCD-R pedregulho (tipo V), foram classificados como pedregulhos (A-1-a) e areias com pedregulhos (A-1-b), respectivamente. Estas classificações encontram-se em conformidade com outros trabalhos encontrados na literatura (Fleury et al., 2019; Mandloi et al., 2022; Pierozan, 2018; Pierozan et al., 2022; Yüncül & Gürbüz, 2022; Agarwal et al. 2023).

Tabela 4.6. Classificação geotécnica dos materiais de aterro (valores médios).

	Materiais geotécnicos				
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
SUCS	Areia mal graduada (SP)	Areia mal graduada (SP)	Pedregulho mal graduado (GP)	Areia mal graduada (SP)	Areia mal graduada com pedregulho (SP)
Sistema Rodoviário	Areia fina A-3	Areia fina A-3	Pedregulho A-1-a	Areia fina A-3	Areia com pedregulho A-1-b

4.1.3. CRITÉRIOS PARA A SELEÇÃO DO MATERIAL DE ATERRO

Na Figura. 4.6, são comparadas as curvas de distribuição de tamanho de partícula dos materiais geotécnicos com os limites de graduação recomendados para estruturas de solo reforçado pelas normas; FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009), BS 8006-01 (BSI, 2010) e TR 127B (NCMA, 2012).

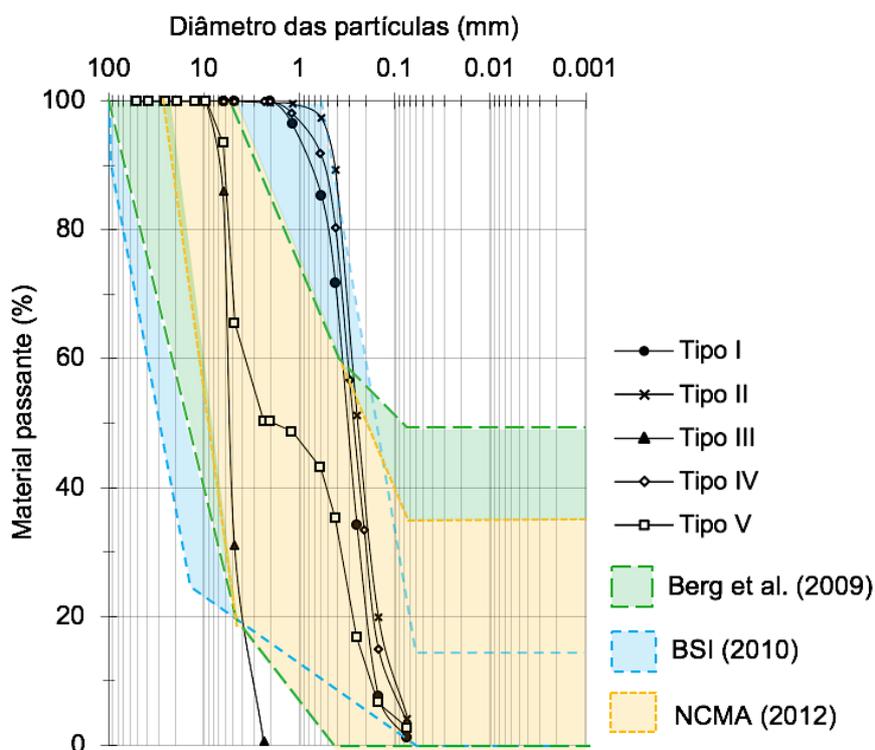


Figura 4.6. Comparação das curvas de distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos com as faixas granulométricas recomendadas pelas normas FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009), BS 8006-01 (BSI, 2010) e TR 127B (NCMA, 2012) (Adaptado de Corrales et al., 2023).

Nota-se que, com exceção da mistura areia/RCD-R pedregulho (aterro tipo V), os materiais utilizados nesta pesquisa encontram-se parcialmente fora dos limites sugeridos pelas normas técnicas em questão, uma vez que as mesmas recomendam o uso preferencial de solos bem graduados, devido a seu desempenho reconhecidamente satisfatório. Contudo, materiais que não se enquadraram nas regulamentações foram utilizados com sucesso como material de aterro por Jayawickram et al. (2015); Vieira et al. (2016), Fleury et al. (2019); Oliveira (2020), Mandloi et al. (2022); Bordoloi et al. (2022); Agarwal et al. (2023).

Com respeito a mistura areia/RCD areia (tipo V), embora este material atenda aos requisitos de distribuição granulométrica preconizados pelas referidas normas, cuidados devem ser tomados na utilização de materiais desuniformes (apresentam curvas granulométricas descontínuas), como materiais de aterro, tendo em vista os problemas relacionados a erosão interna do maciço de aterro compactado (*piping*), devido ao carreamento das partículas de menor tamanho através dos vazios correspondentes as maiores em função das forças de percolação o que pode levar a uma mudança nas condições projetadas, e conseqüentemente no desempenho da estrutura. Neste sentido, a incorporação de partículas com tamanhos intermediários além de evitar os potenciais problemas de *piping*, confere ao material melhor comportamento mecânico em termos de resistência ao cisalhamento e ao arrancamento.

Na Tabela 4.7 é apresentada a classificação dos materiais geotécnicos para a sua seleção como material de aterro em obras de solos mecanicamente estabilizados reforçados com tiras metálicas nervuradas, conforme a norma brasileira (NBR 19286; ABNT, 2021). Também é mostrada a classificação baseada nos critérios de projeto exigíveis pela norma francesa (NF EN14475; Norme Française, 2007) para estruturas reforçadas com tiras metálicas e sintéticas.

Tabela 4.7. Classificação dos materiais geotécnicos conforme as normas NBR 19286 (ABNT, 2021) e NF EN14475 (Norme Française, 2007).

		Material geotécnico		
		Areia natural	RCD-R areia	RCD-R pedregulho
Norma brasileira	Granulometria	$D_{15} = 0,18 \text{ mm}$	$D_{15} = 0,13 \text{ mm}$	$D_{15} = 3,68 \text{ mm}$
		$D_{15} > 0,08 \text{ mm}$	$D_{15} > 0,08 \text{ mm}$	$D_{15} > 0,08 \text{ mm}$
	Atendimento	Atendido	Atendido	Atendido
	Grupo	A	A	A

Norma francesa	Granulometria	Finos = 0,9%	Finos = 3,6 %	Finos = 0%
		Finos < 5%	Finos < 5%	Finos < 5%
	Atendimento	Atendido	Atendido	Atendido
	Material	Drenante	Drenante	Drenante
	Grupo	I	I	I

Observa-se que segundo estas normas todos materiais geotécnicos empregados nesta pesquisa, embora considerados não convencionais, possuem as condições exigíveis para a construção de aterros de muros em solos mecanicamente estabilizados com tiras. Enquadram-se nos grupos A (norma brasileira) e grupo I (norma francesa), os quais correspondem aos solos mais recomendados e usualmente empregados em obras reforçadas com tiras e em muros de solo reforçado em geral, devido a suas características granulares e drenantes.

Ainda de acordo com as referidas normas, os três materiais geotécnicos atendem os critérios tátil-visuais: materiais granulares, drenantes, sem terra vegetal, sem detritos orgânicos, não expansivos, não corrosivos, com diâmetro de grão < 150 mm e com poucos finos.

Ao comparar a normativa nacional e as diversas normativas internacionais, consta-se que todos os materiais empregados atenderam os critérios geotécnicos estabelecidos pelas normas brasileira e francesa. No entanto, apenas a mistura areia/RCD-R pedregulho se encaixou perfeitamente nos limites sugerido pelas normas americana e europeias. Isto é devido ao fato de que tanto a norma brasileira como a norma francesa utilizam somente a porcentagem de partículas finas (siltes e argilas) como critério de aceitação, enquanto que a norma americana e as normas europeias levam em consideração limites de composição granulométrica bem estabelecidos para todas as faixas granulométricas.

4.1.4. MASSA ESPECIFICA DOS SÓLIDOS

A massa específica dos grãos sólidos (ρ_s) de cada um dos materiais geotécnicos empregados como aterro, determinada com o uso do penta-picnômetro são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8. Massa específica dos grãos (valores médios).

Data	Massa específica dos sólidos, ρ_s (g/cm ³)				
	Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
23/05/2019	2,7153	2,6735	2,6644	2,6801	2,6789
21/09/2019	2,7165	2,6812	2,6558	2,6854	2,6701
19/06/2021	2,7124	2,6763	2,6660	2,6824	2,6756
Valor médio:	2,71	2,68	2,66	2,69	2,67
CV (%):	0,08	0,15	0,21	0,10	0,17

De acordo com os resultados, pode-se observar que;

i) a areia natural (material tipo I) apresentou o maior valor de massa específica dos grãos (2,71 g/cm³) valor este compatível com o valor esperado para areias quartzosas ($\rho_s = 2,65$; Massad, 2016). Resultados similares foram obtidos por Sanchez (2018), Pierozan (2018) e Pires (2021), em areias de granulação média a fina provenientes do Distrito Federal; (ii) a massa específica dos grãos dos materiais produzidos a partir de RCD-R (tipo II e III) foram iguais a 2,68 g/cm³ e 2,66 g/cm³, respectivamente, valores próximos dos esperados para resíduos de construção civil compostos principalmente de concreto, agregados e argamassa, ricos em material cimentício e carbonato de cálcio (Fleury et al., 2019 e Galderisi et al., 2022); (iii) a massa específica dos grãos baixa apresentada pelo RCD-R pedregulho (tipo III) indicam que as partículas de resíduos de maior tamanho possuem maior porosidade, podendo influenciar na resistência a abrasão, desgaste e durabilidade quando submetidos a esforços externos e (iv) as misturas entre areia e RCD-R (aterros tipo IV e IV) apresentam valores intermediários entre os dois materiais.

Finalmente, é importante ressaltar que todos os materiais geotécnicos apresentaram baixa variabilidade, com um coeficiente de variação de apenas 0,08% na areia natural (tipo I) e CV < 0,21% para o caso dos materiais produzidos a partir de RCD-R. Estes resultados são congruentes com os obtidos das análises gravimétricas e granulométricas, o que demonstra que os processos de beneficiamento da usina de reciclagem seguem um padrão de produção, capaz de produzir de maneira satisfatória materiais semelhantes ao longo de um ano de produção. Portanto, devido as pequenas variações observadas, optou-se por realizar os ensaios e as análises experimentais apresentadas a seguir, sem tomar em consideração a data de coleta das amostras.

4.1.5. COMPACIDADE

Na Tabela 4.9 são apresentados a média dos valores obtidos dos ensaios de índices de vazios máximos e mínimos para cada um dos materiais empregados, assim como os valores de índice de vazios (e) e massas específicas aparentes secas (ρ_d) correspondentes a uma compactidade relativa (CR) igual a 95%. Observa-se que os índices de vazios máximo e mínimo da areia natural (tipo I), foram iguais a 0,65 e 1,01, respectivamente. Estes valores estão próximos aos valores típicos apresentados por Pinto (2006), para areias uniformes de grãos angulares ($e_{\min} = 0,60$; $e_{\max} = 1,10$).

Tabela 4.9. Resultados dos ensaios de índices de vazios máximo e mínimo.

Material	Índice vazios máximo		Índice vazios mínimo		Índice vazios, CR = 95%	
	e_{\max}	$\rho_{d \min}$ (g/cm ³)	e_{\min}	$\rho_{d \max}$ (g/cm ³)	$e_{95\%}$	$\rho_{d 95\%}$ (g/cm ³)
Tipo I	1,01	1,35	0,65	1,64	0,67	1,63
Tipo II	0,98	1,35	0,59	1,68	0,61	1,66
Tipo III	1,06	1,30	0,81	1,47	0,82	1,46
Tipo IV	0,96	1,37	0,59	1,69	0,61	1,67
Tipo V	0,63	1,64	0,38	1,94	0,39	1,92

De maneira quantitativa foi observado que; i) quanto mais bem graduadas as areias, menores os índices de vazios máximos e mínimo; ii) em materiais uniformes, quanto maior o tamanho dos grãos, maior o tamanho dos vazios e portanto maiores os índices de vazios máximos e mínimos; iii) as misturas entre areia e RCD-R (aterros tipo IV e V), aumentam a gradação do material e conseqüentemente a sua densidade (arranjos mais compactos) e iv) a maior compactidade ocorre para a mistura areia convencional-RCD-R pedregulho, a qual resultou em índices de vazios máximos e mínimos iguais a 0,63 e 0,39 , respectivamente, devido ao fato de que os grãos médios e finos da areia ocupam os vazios entre os grãos grossos do pedregulho, denotando a influência da distribuição granulométrica. O mesmo comportamento foi observado por Fleury et al., (2019); Vieira et al., (2020) e Deng et al., (2021).

4.2. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

4.2.1. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Na Tabela 4.10, é apresentado um resumo dos parâmetros de resistência máximos (pico) e últimos (volume constante) obtidos dos ensaios de cisalhamento direito, em cada um dos materiais ensaiados. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direito são apresentados nas Figuras 4.7 e 4.8.

Tabela 4.10. Parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais geotécnicos.

Parâmetros de resistência		Materiais geotécnicos				
		Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
Ângulo de atrito interno ϕ (°):	Pico:	45	43	50	46	52
	Volume constante:	35	33	45	37	46
Coesão (kPa)	Pico:	0	4,0	0	3,0	0
	Volume constante:	0	2,5	0	1,8	0

Em relação ao ângulo de atrito, valores de pico entre 43° e 52° e últimos entre 33° e 46° foram obtidos nos materiais compostos por RCD-R, valores estes congruentes com os resultados apresentados por diversos autores (Arulrajah et al. 2012, Arulrajah et al. 2014), onde as pesquisas mostraram valores de ϕ_{pico} entre 37° e 50°. Cabe mencionar que os ângulos de atrito obtidos são superiores ao valor de ϕ_{pico} mínimo igual a 36° sugerido pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), para fins de correlação, na falta de ensaios específicos.

No que concerne à coesão, valores de coesão entre 0 kPa e 4,0 kPa foram obtidos, valores estes menores aos reportados na literatura por diversos autores (Cristelo et al., 2016, Vieira & Pereira 2016; Vieira et al., 2020; Gao et al., 2021; Secco et al., 2022), pois estes incluíram frações maiores de partículas finas. Desta forma, considerando que as areias convencionais utilizadas na presente pesquisa foram peneiradas com a finalidade de remover as partículas finas (siltes e argilas) e o RCD-R foi estritamente selecionado a partir de material de entulho sem terra vegetal e sem detritos orgânicos, a parcela da resistência devida à coesão no RCD-R areia (tipo II) é decorrente da quantidade de fragmentos derivados de cimento Portland e/ou ao aumento de finos devido à quebra de partículas. De acordo com Silva et al. (2014), Taherkhani (2015) e Fleury (2018), ao elevar-se o teor de materiais derivados do cimento Portland (concreto,

argamassa), na composição do RCD-R, o comportamento mecânico é beneficiado, resultados justificados principalmente pela porosidade das partículas constituintes do RCD-R.

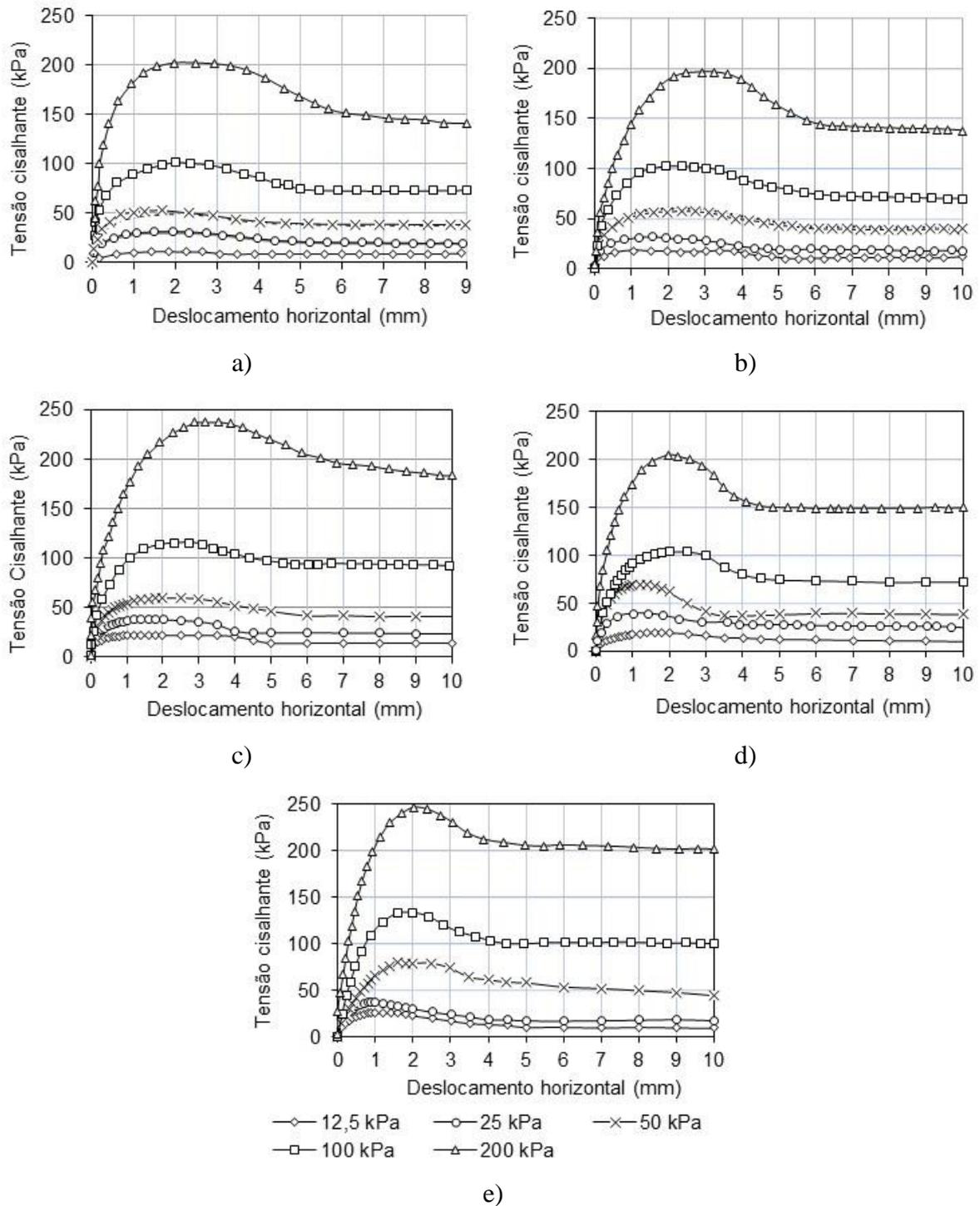


Figura 4.7. Relação tensão cisalhante-deformação em materiais; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.

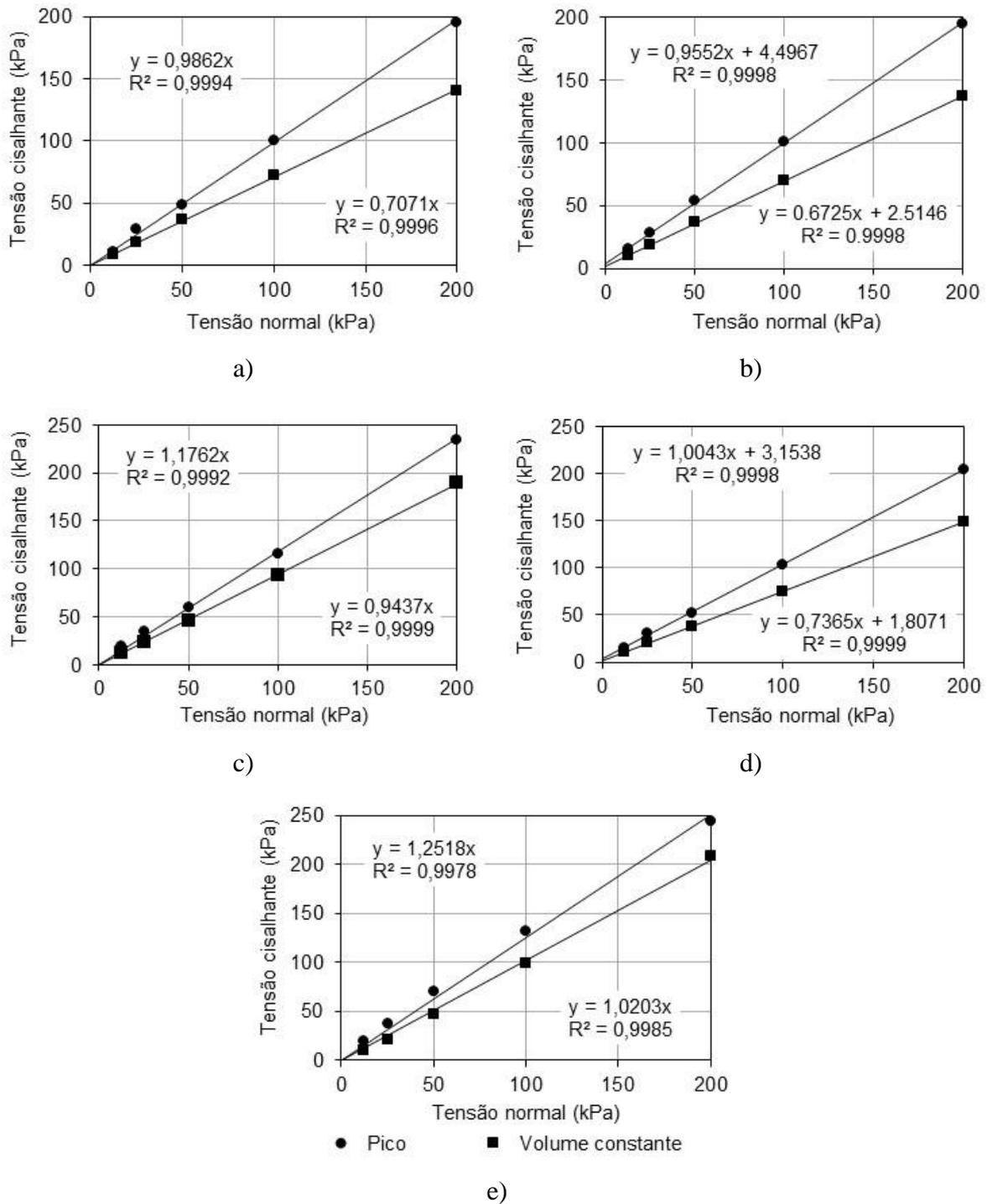


Figura 4.8. Envoltórias de ruptura de Mohr-Coulomb em materiais; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.

Ainda a respeito dos ensaios de cisalhamento direto, de maneira qualitativa, pode-se observar que: i) todos os materiais apresentaram dilatação para todas as tensões normais, ou seja um aumento do volume durante o cisalhamento do corpo de prova, ii) os materiais do tipo I, II e IV (materiais arenosos), apresentam valores típicos de areias compactas, mal graduadas, com

grãos angulares e ii) as misturas entre areia natural e RCD-R (aterros tipo IV e V) apresentam valores de resistência ao cisalhamento intermediários entre os dois materiais de origem.

Cabe salientar que, apesar de não ter obedecido os limites de composição granulométrica definidos pelas normas; FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009), BS 8006-01 (BSI, 2010) e TR 127B (NCMA, 2012), todos os materiais geotécnicos apresentaram boa resistência mecânica. Já no caso dos RCD reciclados, o comportamento mecânico mostrou-se comparável a areia natural (aterro tipo I), atingindo parâmetros de resistência ao cisalhamento similares ou maiores aos valores registrados no material de referência.

4.2.2. RESISTÊNCIA À QUEBRA E ABRASÃO

A partir dos resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles, resumidos na Tabela 4.11, observou-se que os RCD-R pedregulho apresentaram uma porcentagem de perda por desgaste igual a 34%. Resultados similares foram obtidos por Bordoloi et al. (2022), em agregado de concreto reciclados (18% – 42%), agregados de alvenaria reciclados (30,4% – 43%) e agregados mistos reciclados (27,2% – 66%). De um modo geral, os trabalhos reportados na literatura por diversos autores (Cantero et al., 2019; Cantero et al., 2020; Ok et al., 2023), reportaram porcentagem de quebra entre 30% e 50% (em peso), em função do teor dos componentes de menor dureza (concreto, argamassa).

Vale ressaltar que, devido as características intrínsecas do ensaio, apenas os agregados de tamanho pedregulho, com diâmetro de partículas $\geq 2,4$ mm (recomendação da norma NBR 16974; ABNT, 2022), foram considerados nas análises.

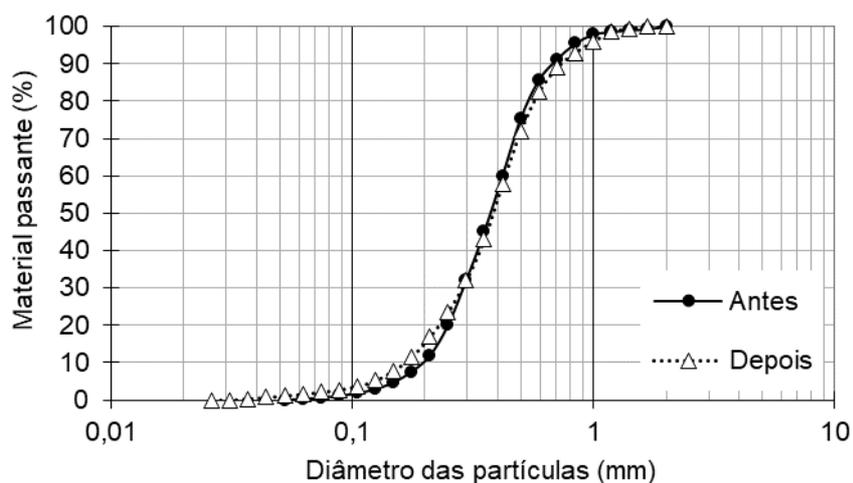
Em termos de resistência mecânica, embora o método não ter sido desenvolvido para avaliar materiais de aterro em estruturas de solo reforçado, agregados com porcentagem de abrasão Los Angeles menor que 50 % são permitidos pelas normas técnicas (NBR NM 51; ABNT, 2001); NBR 16974; ABNT, 2022) e DNER-ME 035/98; DNER, 1998) em diversas aplicações de engenharia (concreto, pavimentação e ferrovias). Segundo Jiménez (2016), a quebra gerada nos RCD-R pode melhorar o seu desempenho em aplicações específicas ao aumentar o entrosamento entre as partículas.

Tabela 4.11. Resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles.

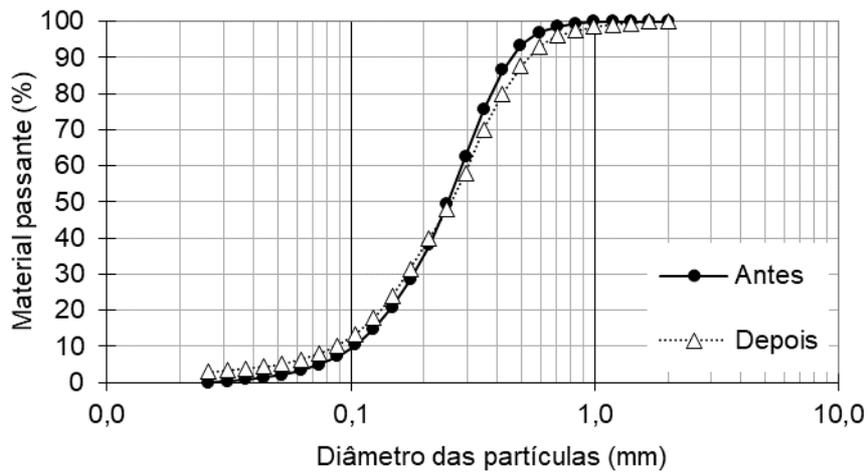
Material	Abrasão “Los Angeles” (%)
RCD-R pedregulho	34
≥ 6,3 mm	36
4,76 mm – 6,3 mm	35
2,36 mm – 4,76 mm	32

Quando comparada a degradação entre as frações que compõem o RCD-R pedregulho, nota-se que as partículas de maior tamanho apresentam menor resistência ao contato/impacto, gerando um maior desgaste por abrasão. Esses resultados podem ser justificados pelo aumento no teor de fragmentos de concreto e argamassa (significativamente mais porosos e angulares), conforme observado nas análises gravimétricas e micromorfológicas, a serem apresentadas no item 4.3.

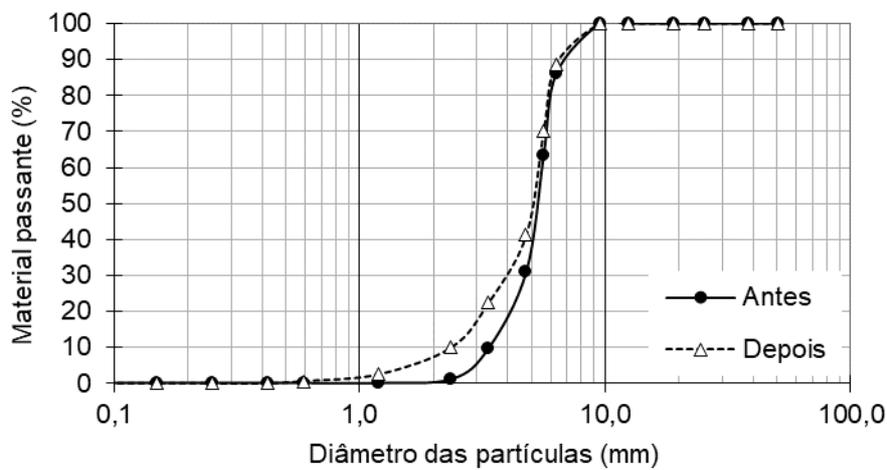
A degradação por quebra de partículas devido aos esforços aplicados durante os processos de compactação, adensamento e arrancamento dos reforços é mostrada na variação das curvas de distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos antes e depois dos ensaios de arrancamento, apresentadas na Figura 4.9. A mudança das frações granulométricas é apresentada de maneira quantitativa na Tabela 4.12.



a)



b)



c)

Figura 4.9. Distribuição granulométrica dos materiais geotécnicos antes e depois do ensaio de arrancamento; a) areia natural, b) RCD-R areia e c) RCD-R pedregulho.

Tabela 4.12. Granulometria dos materiais geotécnicos antes e depois do ensaio de arrancamento.

	Areia natural		RCD-R areia		RCD-R pedregulho	
	Antes	Depois	Antes	Depois	Antes	Depois
Pedregulho médio	0	0	0	0	15,00	11,25
Pedregulho fino	0	0	0	0	84,90	78,75
Areia grossa	2,99	7,00	14,36	17,50	0,10	7,50
Areia média	58,95	53,00	73,80	65,62	0	2,50
Areia fina	33,19	32,13	11,23	14,78	0	0
Finos	3,78	6,87	0,61	2,10	0	0
SUCS	SP	SP	SP	SP	GP	GP

De modo geral, observou-se uma pequena diminuição nas porcentagens relativas às frações mais grosseiras e um aumento na quantidade de frações mais finas. Ao compararem-se os resultados observa-se que a areia natural apresentou a menor degradação por quebra de partículas, com uma porcentagem de quebra em peso (p) igual a 7,1%, enquanto os RCD-R areia e RCD-R pedregulho foram mais susceptíveis a degradação e resultaram em valores de p iguais a 8,2% e 9,9%, respectivamente. Sendo os índices de quebra ou índice de degradação (I_D), iguais a 4,7 (areia natural), 5,0 (RCD-R areia) e 5,5 (RCD-R pedregulho), o que permitiu classificar os materiais como agregados com resistência ao esmagamento média.

Também foi observado que para todos os materiais de aterro as curvas granulométricas antes e depois dos ensaios de arrancamento são extremamente similares, indicando que a energia de compactação e as forças de arrancamento nas condições de ensaio empregadas desta pesquisa não influenciaram de maneira significativa a distribuição granulométrica dos materiais de aterro.

Resultados similares foram obtidos por Secco et al. (2022) onde um RCD-R de tamanho areia foi submetido a diferentes energias de compactação e condições variadas de umidade, temperatura e pH. De acordo com os autores, as curvas granulométricas dos RCD-R submetidos às diversas condições mencionadas, apresentaram valores extremamente próximos aos materiais originais e atribuem grande parte da discrepância das curvas à heterogeneidade natural dos RCD-R e à variabilidade dos próprios testes.

Além disso, cabe ressaltar que as curvas granulométricas das amostras coletadas após os ensaios de arrancamento não apresentam inflexões bruscas que evidenciem quebras mais significativas de certo tamanho de partículas ou variações suficientemente grandes para serem reavaliados os critérios para seleção de materiais de aterro exigíveis pelas normas brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021) e NF EN14475 (Norme Française, 2007).

4.2.3. DEFORMABILIDADE

Na Tabela 4.13 estão apresentados os módulos de elasticidade (E) de todos os materiais geotécnicos ensaiados, medidos durante os procedimentos de construção do maciço de aterro compactado, dentro da caixa de arrancamento, utilizando o Geogauge®.

Tabela 4.13. Módulo de elasticidade dos materiais geotécnicos compactados.

Material geotécnico		Módulo de Young
Tipo	Descrição	E (MPa)
I	Areia natural	52 – 56
II	RCD-R areia	48 – 50
III	RCD-R pedregulho	60 – 63
IV	Areia/RCD-R areia	56 – 60
V	Areia/RCD-R Pedregulho	69 – 72

Observa-se que, a areia natural utilizada como material de referência resultou em módulos de elasticidade na faixa de 52 a 56 MPa. Estes resultados estão de acordo com os valores esperados para areias compactadas de grãos duros e subangulares. Por sua vez, o RCD-R areia apresentou valores ligeiramente menores em comparação a areia natural (48 – 50 MPa), devido provavelmente a sua composição gravimétrica, caracterizada pela presença de partículas de argamassa, cerâmica, tijolos, cimento e outros constituintes menos rígidos em comparação com os grãos de quartzo da areia natural. Em relação à mistura areia/RCD-R areia (aterro tipo IV), os valores de E foram maiores aos materiais de origem, uma vez que as misturas aumentaram a graduação do material e conseqüentemente a sua densidade, resultando em arranjos mais densos quando compactados.

Com respeito aos materiais pedregulhosos, nos aterros executados com RCD-R pedregulhos (aterro tipo III) e a mistura areia/RCD-R pedregulho (tipo V), os módulos E estão nas faixas de 60 – 63 MPa e 69 – 72 MPa. Estes valores indicam que além da constituição gravimétrica, a composição granulométrica, a compactidade relativa (índice de vazios mínimo) e o grau de compactação atingido, influenciaram de maneira positiva o comportamento mecânico da mistura.

É válido ressaltar que os valores apresentados correspondem com os módulos de elasticidade dos materiais de aterro compactados em condições estáticas e sem considerar sobrecargas, porém o módulo E depende do nível de tensões aplicadas, por exemplo, nos ensaios de arrancamento. Não obstante, a ordem de grandeza dos valores obtidos e o comportamento relativo dos diferentes materiais geotécnicos são particularmente importantes para entender o efeito que a rigidez do maciço de solo tem na resistência ao arrancamento dos reforços.

4.3. CARACTERIZAÇÃO MORFOLÓGICA

As análises qualitativas e quantitativas das características morfológicas (forma, rugosidade, textura e microestrutura) dos materiais arenosos e pedregulhosos a partir das técnicas de microscopia eletrônica de varredura e digitalização 3D, respectivamente, são apresentadas a seguir.

4.3.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA – MEV

Na Figura 4.10 estão apresentadas as imagens de alta resolução dos materiais arenosos (areia natural e RCR-R areia), obtidas por meio de microscopia eletrônica de varredura. As análises qualitativas (visuais) mostraram que os grãos de areia natural (Figura 4.10a), possuem esfericidade intermediária, superfícies subangulares e textura superficial semirugosa. Por outro lado, o RCD-R areia é composto principalmente por partículas com um grau de esfericidade que varia de média a baixa, com arestas angulares a muito angulares e superfícies desde rugosas a muito rugosas (Figura 4.10b e 4.10c). Também é possível observar a presença de trincas, microfissuras, microfissuras e cavidades (Figura 4.10c), as quais devem ser produto dos processos de trituração e britagem.

Resultados semelhantes foram observados por Mandloi et al. (2022) em areias puras e resíduos de construção da Índia. Os autores notaram que as partículas de areia eram de forma mais regular e tinham uma textura lisa em comparação com as partículas de RCD. Em concordância com estes resultados, Agarwal et al. (2023) ressaltam que, devido à heterogeneidade na composição dos RCD-R, o grau de arredondamento pode variar de anguloso, subanguloso até subarredondado. Os autores citam ainda que a textura superficial pode variar de rugosa a relativamente lisa. Assim, segundo os autores, a forma e aspecto dos RCD-R devem ser analisados para cada caso específico.

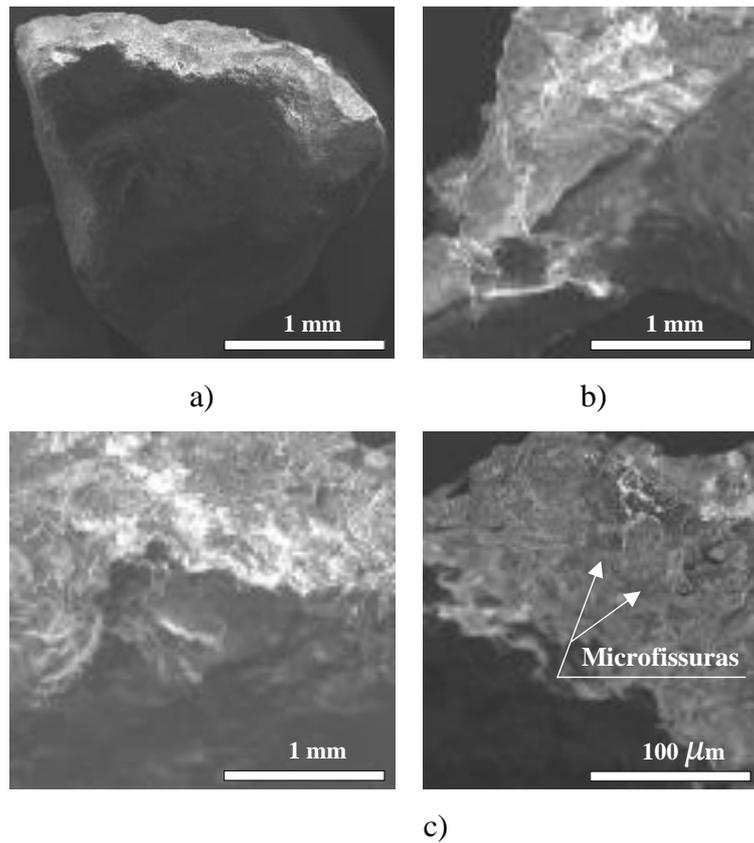


Figura 4.10. Imagens eletrônicas de alta resolução obtidas por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV); a) areia natural, b) RCD-R areia- partícula de concreto e c) RCD-R areia- partícula de argamassa.

As análises morfométricas desenvolvidas com o *software* ImageJ, confirmaram que os grãos de areia natural possuem esfericidade média ($F_s = 0,71$) e circularidade média ($R_n = 0,59$), com arestas e cantos medianamente acidentados ou subarredondados. Por outro lado, as partículas de RCD-R possuem formas mais alongadas, esfericidade baixa ($F_s = 0,58$) e grau de arredondamento médio, com arestas subangulosas ($R_n = 0,51$).

4.3.2. DIGITALIZAÇÃO 3D

Na Figura 4.11 estão apresentadas as imagens 3D digitais dos grãos de RCR-R pedregulho, obtidas por meio do escâner 3D de alta resolução. As análises foram realizadas com os materiais retidos entre as peneiras de 2,0 mm – 4,3 mm; 4,3 mm – 6,3 mm; 6,3 mm – 19 mm e 19 mm – 22,6 mm.

Com base na análise quantitativa utilizando-se o *software* ImageJ, determinou-se que, os grãos de RCD-R pedregulho possuem esfericidade e circularidade baixas (Figura 4.11a), com fator

de forma (Fs) e índice de arredondamento (Rn) médios de 0,53 e 0,45, respectivamente. Além disso, os resultados obtidos mostram que o grau de esfericidade e o grau de arredondamento aumentaram à medida que se diminuem as dimensões das partículas, conforme observado nos modelos de superfície da Figura 4.11b.

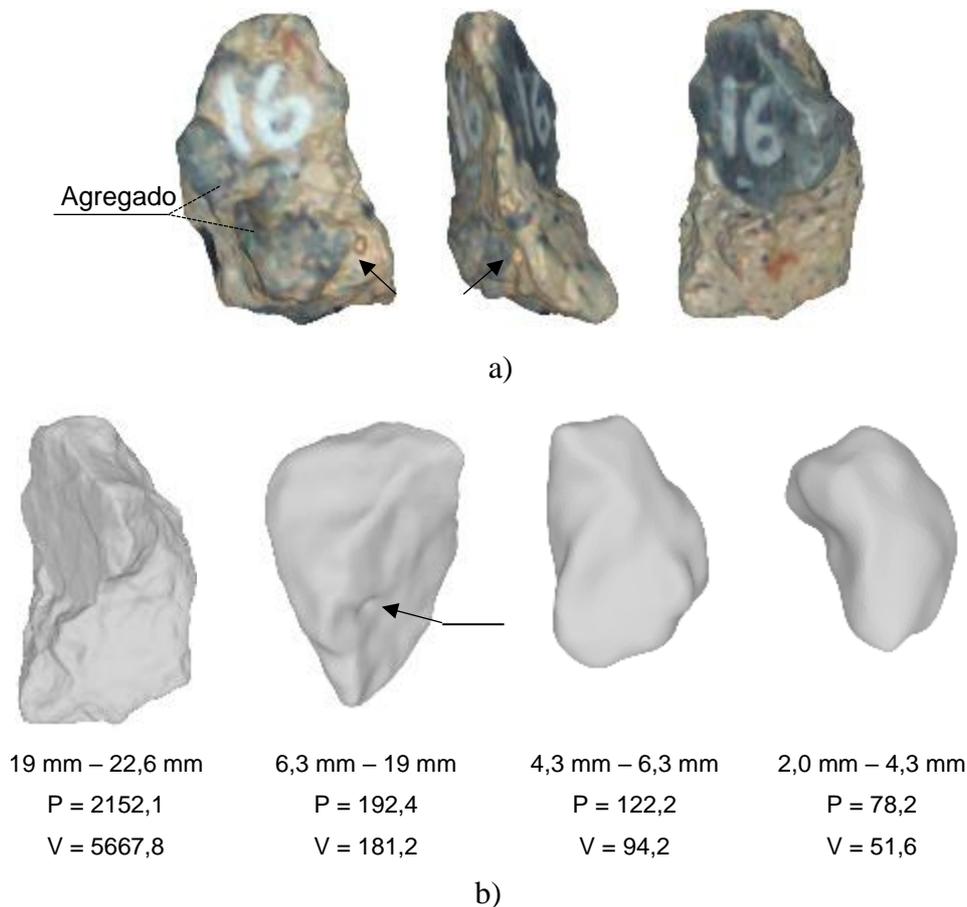


Figura 4.11. Imagens 3D digitais; a) vista real de um grão de concreto de RCR-R pedregulho e b) modelo de superfície das diferentes faixas granulométricas que compõem o RCD-R pedregulho. Nota: P- Perímetro. V- Volume.

Também foi observado que em geral, nos RCD-R, as partículas de argamassa e concreto possuem maior rugosidade e porosidade superficial. Portanto, a porosidade superficial dos RCD-R está diretamente ligada ao teor de fragmentos desses dois constituintes. Segundo Cantero et al. (2020), a alta porosidade dos componentes é uma das principais limitações para o uso de agregados reciclados na fabricação de concreto estrutural. Em contrapartida, os grãos de quartzo possuem rugosidade e porosidade superficial baixa em relação ao demais materiais estudados.

Os resultados obtidos corroboram os comportamentos observados anteriormente, em relação à degradação por quebra de partículas, onde observou-se que, as partículas de maior tamanho apresentam menor resistência ao esmagamento, gerando um maior desgaste por abrasão. Isso deve-se ao fato de que os grãos de formato mais angular são mais susceptíveis a se quebrarem. Por outro lado, em termos de comportamento mecânico, constatou-se uma relação entre o formato dos grãos, e as resistências ao cisalhamento e arrancamento (as quais serão bem detalhadas no item 4.4).

4.4. CARACTERIZAÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA

Os resultados da composição química e mineralógica dos materiais geotécnicos determinadas utilizando as técnicas de petrografia, Espectroscopia por Dispersão de Energia (EDS), Espectroscopia por Fluorescência de Raios-X (FRX) e Difractometria de Raios-X (DRX) são apresentados a seguir.

4.4.1. ANÁLISE PETROGRÁFICA

A microestrutura da rocha matriz, o grau de intemperismo ao qual ela é exposta e as condições dos processos de trituração são os fatores que influenciam nas características dos agregados produzidos a partir do processamento mineral destes materiais. Nesse sentido, são apresentados nas Figuras 4.12 e 4.13, respectivamente, o aspecto macro e microscópico da rocha mãe, material de origem da areia natural (aterro tipo I).



Figura 4.12. Quartzito, rocha-mãe da areia natural.

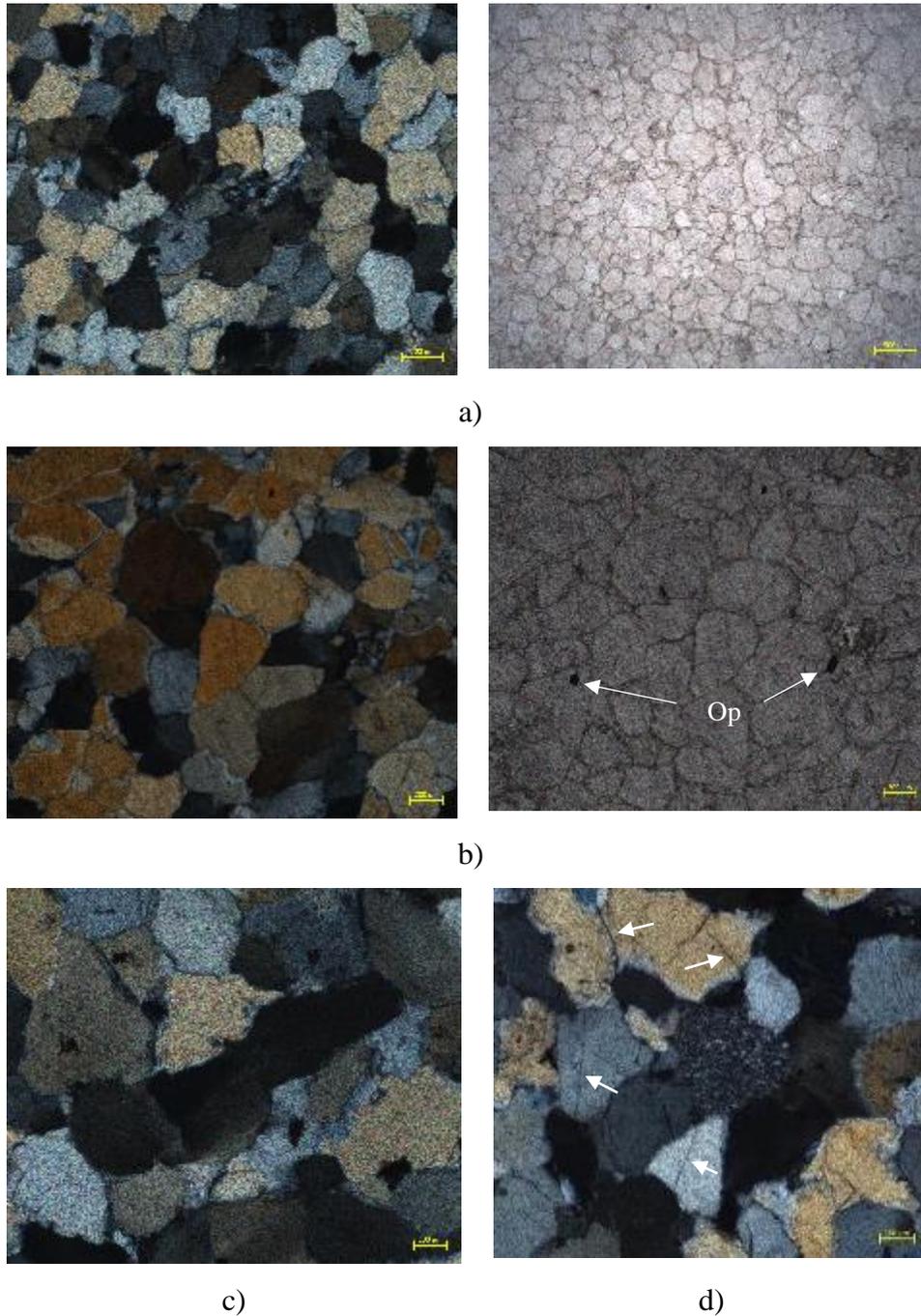


Figura 4.13. Fotomicrografias da rocha-mãe da areia natural; a) rocha sã em nicóis cruzados (direita) e nicóis paralelos (esquerda), b) rocha alterada em nicóis cruzados (direita) e nicóis paralelos (esquerda), c) cristal xenomórfico de quartzo deformado com extinção ondulante e d) cristais de quartzo com forte fraturamento interno (indicadas pelas setas brancas). Qtz – Quartzo. Op – Opacos (óxidos de ferro).

O aspecto macroscópico (Figura 4.12) é de uma rocha metamórfica silicificada, homogênea e compacta, bem preservada, com textura bem selecionada e granulometria média-fina, sem foliação definida, essencialmente constituída por grãos de quartzo semiarredondados (quartzito). Com coloração que varia de cinza esbranquiçada (rocha sã) até amarelada (rocha alterada). Em afloramento, foram observados fraturamentos e fissuramentos relativamente intensos, irregulares e descontínuos.

Em lâmina delgada, a rocha apresenta uma trama de minerais xenomórficos, textura granoblástica e contatos em ponto tríplice, constituídos essencialmente por cristais de quartzo (95%) de até 0,5 mm, com feldspatos e óxidos de ferro (opacos) como acessórios, resultando num quartzito puro de aspecto homogêneo. Os cristais de quartzo possuem esfericidade intermediária, arestas angulares a subangulares e mostram ocasionalmente extinção ondulante (característica de deformação dúctil) (Figura 4.13c). Na rocha alterada (Figura 4.13b) a coloração dos minerais varia entre cinza claro, amarelada a bege e o grau de microfissuramento interno dos cristais aumenta consideravelmente num padrão irregular e descontínuo (Figura 4.13d).

A degradação por quebra de partículas da areia natural, devido aos esforços aplicados durante os processos de compactação, adensamento e arrancamento dos reforços, apresentada no item 4.2, pode estar associada ao fissuramento interno observado nas micrografias, uma vez que os cristais de quartzo possuem uma dureza alta (7,0 na escala de dureza de Mohs) e as análises micromorfológicas mostraram grãos bem esféricos e arredondados (cantos e arestas suaves).

4.4.2. ESPECTROSCOPIA POR DISPERSÃO DE ENERGIA – EDS

É apresentado na Figura 2.14 o mapeamento da composição química elementar dos materiais geotécnicos arenosos obtido da análise EDS. Os resultados destas análises semi-quantitativas são mostrados nos espectros de raio-X da Figura 2.15 e na Tabela 4.14.

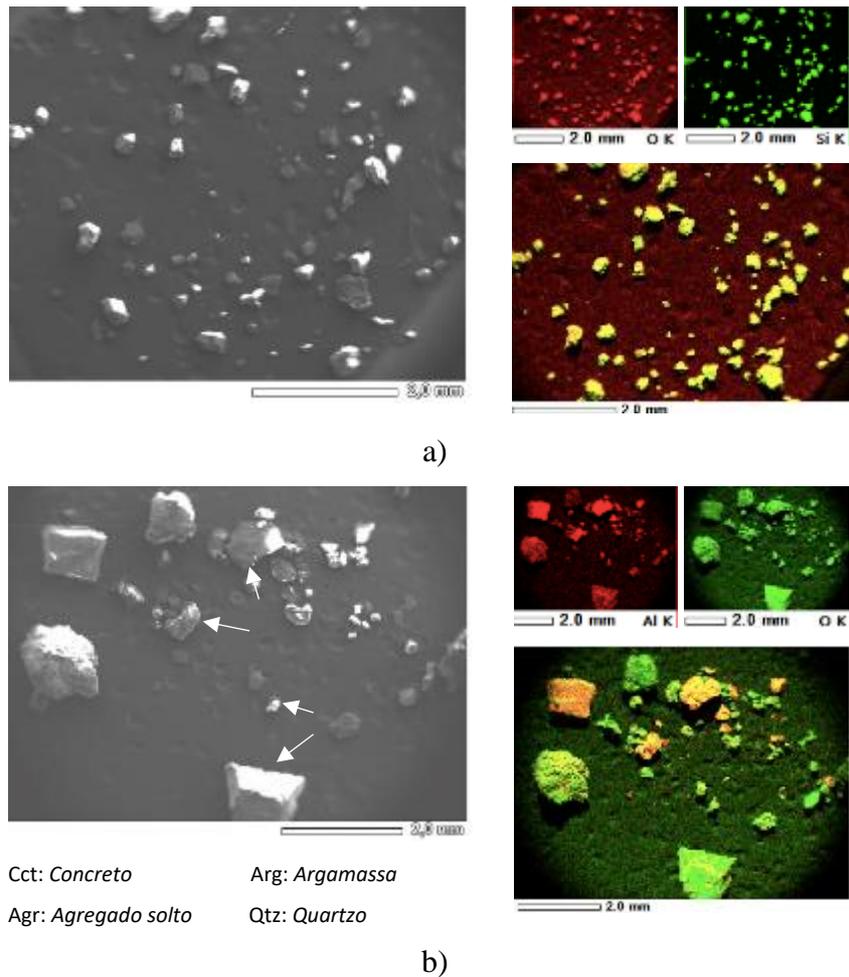
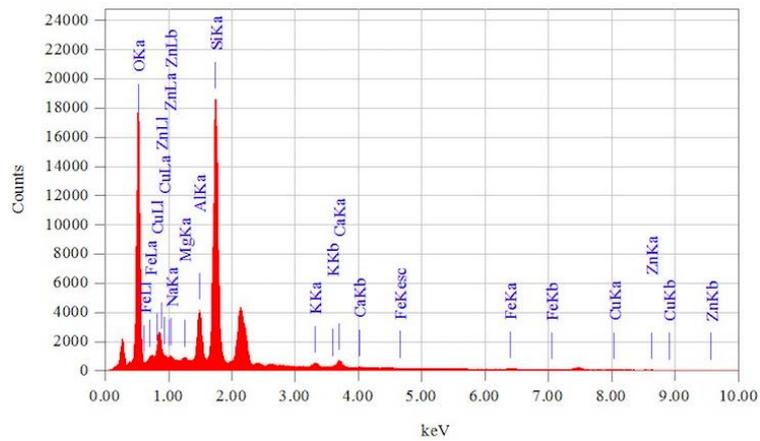
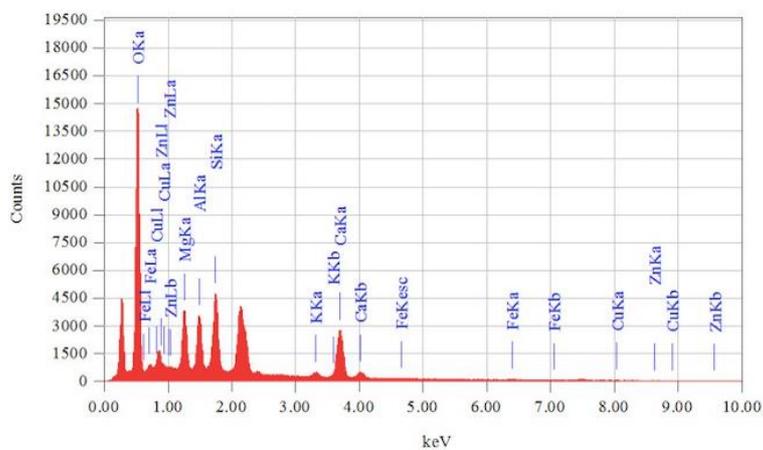


Figura 4.14. Mapeamento da composição química dos materiais geotécnicos arenosos – análise EDS; a) areia natural e b) RCD-R.

Na Figura 4.14 é possível observar que a areia natural é constituída por grãos compostos de silício e oxigênio (Figura 4.14a) e isto é congruente com as análises petrográficas que mostraram que este material é essencialmente constituído por cristais de quartzo. Por sua vez, o RCD-R é composto por grãos de quartzo, agregados soltos siliciosos, assim como fragmentos de concreto e argamassa ricos em silício e oxigênio, com concentração de outros elementos químicos. Resultados semelhantes foram reportados por Junkes (2023), em areias quartzosas naturais e resíduos provenientes da demolição de calçadas de concreto.



a)



b)

Figura 4.15. Espectros de raio X - análise EDS; a) areia natural e b) RCD-R.

Tabela 4.14. Composição química elementar – análise EDS (porcentagem em massa).

Elemento químico	Formula	Material Geotécnico	
		Areia natural	RCD-R
Oxigênio	O	69,57	67,85
Silício	Si	22,52	11,50
Alumínio	Al	4,25	4,51
Cálcio	Ca	1,41	8,86
Ferro	Fe	0,60	0,58
Potássio	K	0,79	0,68
Magnésio	Mg	0,39	6,02
Sódio	Na	0,46	-

A partir das informações apresentadas na Figura 2.15 e Tabela 4.14, é possível verificar a presença majoritária de oxigênio (69,6%) e silício (22,5%) na areia natural, com teores menores de alumínio (4,2%) e cálcio (1,4%). Por sua vez, o RCD-R é constituído principalmente por oxigênio (67,8%), silício (11,5%) e cálcio (8,86%), seguido pelas concentrações de magnésio (6,02%) e alumínio (4,51%), corroborando com resultados similares obtidos nas análises desenvolvidas por Cantero et al. (2020), Santos & Tubino (2021), Junkes et al. (2023) e Agarwal et al. (2023).

Vale destacar que o silício (Si), principal constituinte do RCD-R, encontra-se presente nos agregados graúdos (pedregulhos) e miúdos (areias) que compõem as partículas de concreto, no cimento utilizados no traço do concreto e argamassa, assim como nas rochas naturais trituradas na usina de reciclagem e grãos minerais soltos. O cálcio é proveniente do calcário presente no cimento e da cal hidratada utilizada na elaboração de concreto e argamassa. O Mg é oriundo do $MgCO_3$ presente no cimento Portland. Finalmente, o Al e Fe devem ter sua origem nas argilas utilizadas na fabricação tijolos, cimento Portland, aditivos e cerâmica.

4.4.3. ESPECTROSCOPIA POR FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X – FRX

A composição química elementar e em porcentagem de óxidos, é apresentada nas Tabelas 4.15 e 4.16 e na Figura 4.16. Nota-se que há concordância com os resultados obtidos na análise petrográfica, na descrição morfológica visual e na Difractometria de raios-X, a areia natural é composta principalmente por sílica (93,3%) e alumina como composto secundário (4,1%). Em termos elementares é constituída essencialmente por silício (93,0 %) e alumínio (3,5%), com percentagens menores de cálcio e ferro (aprox. 1,10%). Em ambos os casos, os demais constituintes químicos apresentam teores inferiores a 1% em massa.

Tabela 4.15. Composição química em porcentagem em massa de elementos – análise FRX.

Elemento Químico	Fórmula Química	Material Geotécnico		
		Areia natural	RCD-R areia	RCD-R pedregulho
Silício	Si	93,041	60,573	43,909
Alumínio	Al	3,511	4,400	4,577
Cálcio	Ca	1,092	27,890	40,413
Ferro	Fe	1,114	4,011	6,312
Enxofre	S	0,332	0,352	0,395
Potássio	K	0,639	1,121	1,270
Titânio	Ti	0,101	0,307	0,200
Magnésio	Mg	-	1,189	1,694
Bário	Ba	-	-	0,952
Outros:	-	0,170	0,157	0,278

Tabela 4.16. Composição química em porcentagem em massa de óxidos – análise FRX.

Composto químico	Fórmula Química	Material Geotécnico		
		Areia natural	RCD-R areia	RCD-R pedregulho
Dióxido de silício	SiO ₂	93,340	73,202	57,205
Óxido de alumínio	Al ₂ O ₃	4,148	4,372	5,857
Óxido de cálcio	CaO	0,449	14,868	26,328
Óxido de ferro	Fe ₂ O ₃	0,448	1,975	3,674
Óxido sulfúrico	SO ₃	0,253	0,394	0,532
Óxido de potássio	K ₂ O	0,229	0,580	0,786
Dióxido de titânio	TiO ₂	0,049	0,181	0,140
Óxido de magnésio	MgO	-	1,365	2,005
Óxido de bário	BaO	-	-	0,446
Outros:	-	0,054	0,063	0,127
LOL:	-	1,3	3,0	3,0

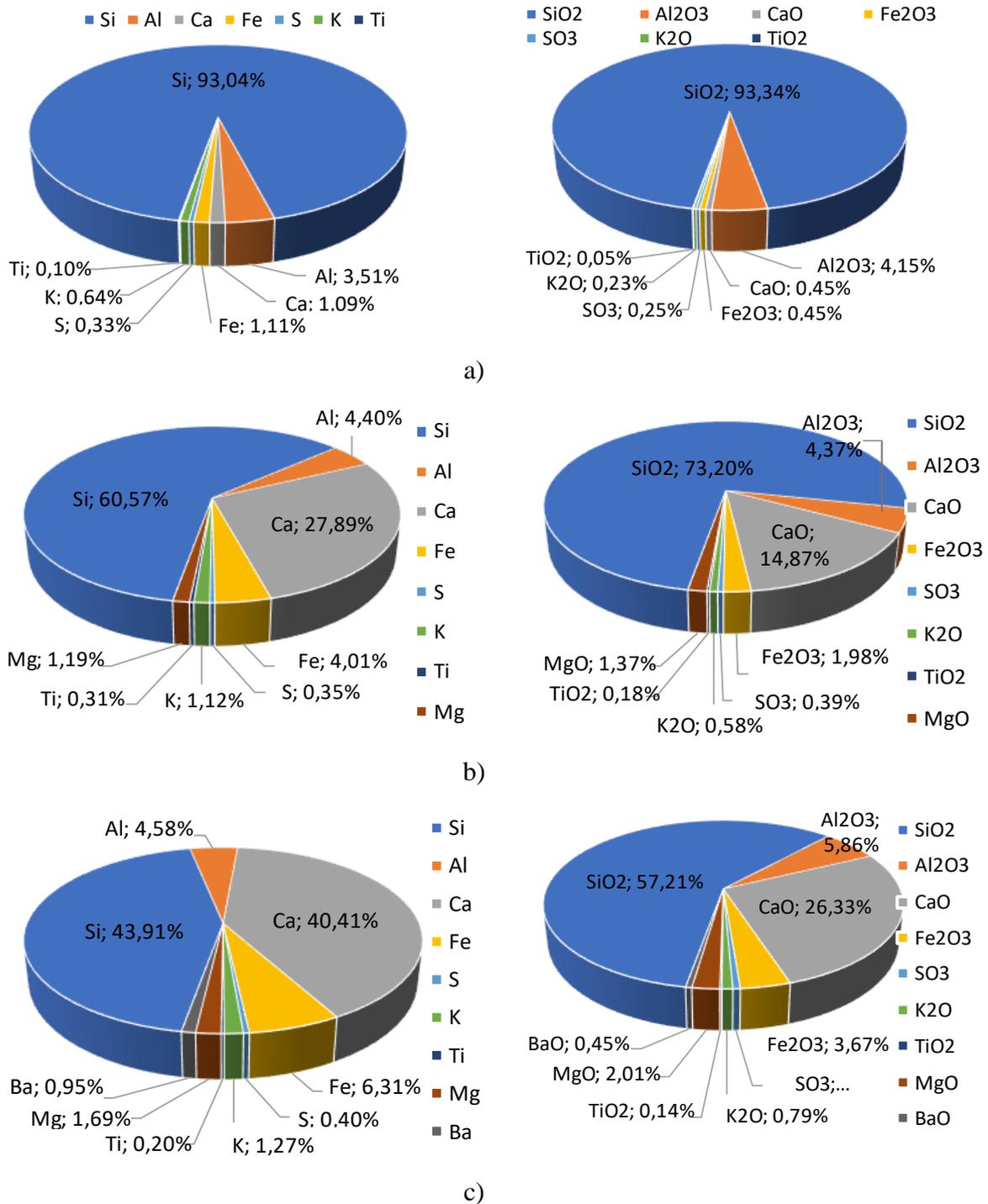


Figura 4.16. Composição química em porcentagem em massa de elementos e óxidos- análise FRX; a) areia natural, b) RCR-R areia e c) RCD-R pedregulho.

No caso dos resíduos de construção reciclados, nas amostras de RCD-R areia os compostos químicos predominantes são a sílica (73,20%), e o óxido de cálcio (14,87%), havendo também Al₂O₃ (4,37%), Fe₂O₃ (1,98%) e MgO (1,37%) como componentes secundários. São constituídas elementalmente por porcentagens significativas de silício (60,57%) e cálcio

(27,89%), assim como concentrações menores de alumínio (4,4%), ferro (4,01%). Os demais elementos e compostos químicos apresentam teores inferiores a 1,2% e 1% em massa, respectivamente.

Por outro lado, as amostras de RCD-pedregulho mostraram predominância de elementos e óxidos similares aos obtidos nas amostras de RCD-R areia. No entanto, os teores de silício e sílica diminuíram na ordem de 28% e 22%, respectivamente, em relação aos resíduos arenosos e a concentração de cálcio e óxidos de cálcio aumentaram 45% e 77%, respectivamente. Isto é devido à diminuição das partículas de concreto e argamassa (ricas em cimento) no material mais fino (areia) e conseqüentemente ao aumento de agregados soltos e rocha natural compostos principalmente por quartzo durante os processos sucessivos de trituração e lavagem. Estes resultados estão de acordo com as observações realizadas mediante análise visual com microscópio ótico (gravimetria).

Cabe salientar que, os resultados obtidos estão de acordo com os valores reportados na literatura por diversos autores (Lasso et al., 2014; Bragagnolo & Korf, 2020; Gonçalves, 2021; Junkes, 2023), em RCD-R's brasileiros, compostos principalmente por blocos de concreto e argamassa. Segundo os autores, os compostos principais básicos encontrados, são: óxido de cálcio (CaO), sílica (SiO₂), alumina (Al₂O₃), óxidos de ferro (Fe₂O₃) e magnésia (MgO), assim como teores menores de sulfatos (SO₃), álcalis (Na₂O e K₂O) e óxidos de titânio (TiO₂).

4.4.4. DIFRATOMETRIA DE RAIOS-X – DRX

Os resultados dos ensaios de DRX são apresentados nos difratograma da Figura 4.17, onde pode-se observar que, conforme esperado, a areia natural é composta majoritariamente por quartzo. Foi também identificada a presença de feldspato, caulinita e óxidos de ferro. A lista completa dos parâmetros obtidos da análise pode-se consultar nas Tabelas A.1 a A.3 (Apêndice A).

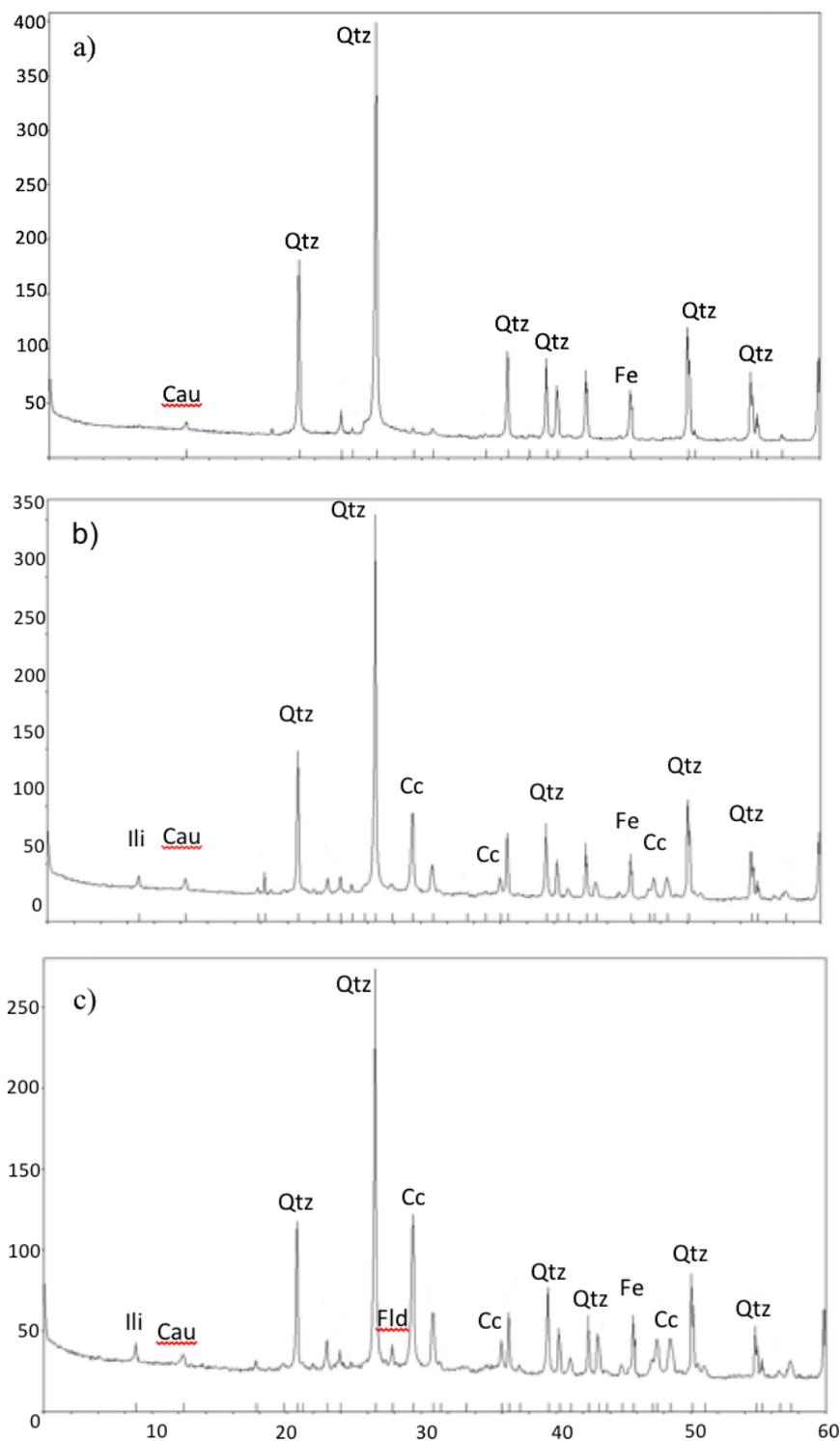


Figura 4.17. Difratoograma de raios-X; a) areia natural, b) RCD-R areia e c) RCD-R pedregulho. Qtz – quartzo. Cc – carbonato de cálcio. Cau – caulinita. Ili – Ilita. Fld – feldspato. Fe – ferro.

Por outro lado, no que se refere aos RCD-R areia e pedregulho, os resultados obtidos mostraram apenas fases cristalinas de quartzo (SiO_2) e de carbonato de cálcio (CaCO_3), diferenciando-se somente pela intensidade dos picos (mais intensos no RCD-R pedregulho). Destaca-se ainda a

presença de feldspato, gipsita, caulinita e ilita (minerais secundários), produto das argilas utilizadas na elaboração de cimento Portland e cerâmicas, assim como Fe e Mg elementar. Finalmente, é válido salientar que os resultados obtidos no ensaio em questão são consistentes com os resultados obtidos nas análises: petrográfica, EDS e FRX.

Os resultados encontrados estão de acordo com as observações de Galderisi et al. (2022), em resíduos de construção e demolição provenientes de áreas ricas em rochas siliciosas. Segundo os autores, nesses casos, os RCD são ricos em SiO_2 e Al_2O_3 , com quantidades altas de quartzo e/ou cristobalita, pobres em calcita ($\text{CO} < 25\%$ em peso) e LOL ($< 8\%$ em peso). A presença de fases cristalinas de moscovita (reportadas por Cantero et al. 2020) e/ou outros minerais menos frequentes, também tem sua origem nas condições geológicas locais.

4.5. CARACTERIZAÇÃO ELETROQUÍMICA

Visando garantir a durabilidade dos elementos de reforço embutidos no maciço de aterro, são apresentadas na Tabela 4.17 as propriedades químicas e eletroquímicas dos materiais geotécnicos utilizados nesta investigação, assim como os limites estabelecidos pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), para estruturas de solo reforçado com tiras metálicas, em função da agressividade do meio. De acordo com esta norma, as obras inundáveis, são aquelas obras que podem ser, total o parcialmente, permanente ou temporariamente, submersas em água doce e/ou salgada.

Tabela 4.17. Propriedades químicas e eletroquímicas dos materiais de aterro.

Propriedade	Unidade	Materiais geotécnicos					Norma brasileira	
		Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V	NI	I
Resistividade	$\Omega.m$	212,8	222,2	5,95	238,1	12,15	> 10	> 30
Cloreto (Cl^{-1})	mg/Kg	0,59	0,26	146,3	0,36	27,23	\leq 200	\leq 100
Sulfato (SO_4^{-2})	mg/Kg	1,71	0,26	1126,0	1,08	269,35	\leq 1000	\leq 500
pH em H_2O	-	6,0	6,2	9,5	6,4	9,8	5-10	5-10
pH em KCl	-	5,6	5,8	9,3	5,6	9,5	-	-

Obs. NI: Obras não inundáveis. I: Obras inundáveis.

Com base nos resultados, pode-se observar a areia natural (tipo I), o RCD-R areia (tipo II) e a mistura areia/RCD-R areia (tipo IV), atendem com todos os critérios eletroquímicos de qualificação de aterros estabelecidos pela norma brasileira. Por outro lado, valores de resistividade elétrica menores aos permitidos foram obtidos nos materiais pedregulhosos (tipo III e V). Já no caso do RCD-R pedregulho (tipo III), foram detectadas concentrações altas de íons cloreto e sulfato.

Os valores de pH entre 6,0 e 9,5 em todas as amostras, atendem os limites impostos pela NBR 19286 (ABNT, 2021), conforme observado na Tabela 4.16. Em concordância com a norma a BS 8006-01 (2010), há a recomendação do uso de materiais de aterro com valores de pH entre 5 e 10, para armaduras metálicas. Resultados similares foram reportados por Cristelo et al. (2016), Chen & Zhou (2020) e Bordoloi et al. (2022). De acordo com os autores o pH dos resíduos de construção é geralmente alcalino, com valores entre 6,0 e 12,0.

Para tiras poliméricas, segundo a FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009), o pH deve estar compreendido entre 3 e 9 para reforços geossintéticos fabricados a partir de poliolefina (PP e PEAD). Portanto, o RCD-R pedregulho e a mistura areia/RCD-R pedregulho, mostraram valores ligeiramente superiores aos permitidos, e isso pode ser atribuído à alta concentração de cimento. Segundo Diotti et al. (2021), valores altos de pH em RCD estão intrinsecamente relacionados ao alto teor de cimento, mais especificamente, à presença de hidróxido de cálcio solúvel, formado durante as reações de hidratação.

Como mencionado anteriormente, a concentração de íons sulfato e cloreto nas amostras de RCD-R pedregulho, excedem os valores máximos estabelecidos pela norma brasileira (NBR 19286, 2021), para estruturas reforçadas com tiras metálicas. Para tiras sintéticas, tais limites não são definidos. Contudo, a estrutura cristalina do revestimento de polietileno das geotiras usadas desta pesquisa, com densidade igual a $0,92 \text{ g/cm}^3$ e massa específica de 920 kg/m^3 (segundo o fabricante), atribuem-lhe uma alta resistência à corrosão/degradação. Além disso, segundo Palmeira (2018), o PE é geralmente o polímero mais resistente à maioria dos solventes químicos orgânicos e substâncias químicas agressivas.

Dessa forma, apesar do RCD-R pedregulho ter apresentado um desempenho mais favorável que a areia natural e o RCD-R areia, em termos de resistência ao arrancamento, como será visto

mais adiante, o uso deste material como aterro, poderia resultar em reações químicas que aceleram os processos de corrosão/degradação das armaduras metálicas.

De maneira complementar, são apresentadas na Tabela 4.18, as propriedades químicas e eletroquímicas dos materiais de aterro, não consideradas pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), porém, indispensáveis para garantir a durabilidade dos elementos de reforço.

Tabela 4.18. Propriedades eletroquímicas dos materiais de aterro, não consideradas pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021).

Propriedade	Unidade	Material geotécnico				
		Tipo I	Tipo II	Tipo III	Tipo IV	Tipo V
Acidez (H+ Al)	mE/100mL	1,2	1,2	1,0	1,1	1,0
Soma das bases	mE/100mL	1,9	1,9	9,2	1,9	6,3
CTC	-	3,1	3,1	10,2	3,0	7,3
Carbono orgânico – C	g/Kg	0,1	0,1	0,8	1,0	0,1
Matéria orgânica – MO	g/Kg	0,2	0,2	1,4	1,7	0,2

Apesar de os limites máximos permitidos de carbono orgânico e matéria orgânica não estarem definidos pela legislação brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), esta norma recomenda o uso de materiais sem terra vegetal nem detritos orgânicos, uma vez que o teor orgânico influencia negativamente as propriedades geotécnicas e mecânicas dos aterros, como demonstrado por Bordoloi et al. (2021). Além disso, o alto teor de sulfato e matéria orgânica no RCD podem acelerar significativamente a degradação dos agregados e reduzir sua durabilidade a médio e longo prazo.

Os teores de carbono orgânico e matéria orgânica inferiores a 1,0 g/Kg e 1,7 g/Kg, respectivamente, confirmam os resultados obtidos na análise gravimétrica, onde foram estimadas percentagens de matéria orgânica em massa de 0,01%, mostrando a efetividade dos processos de lavagem ao jato empregados pela usina de reciclagem. Além disso, estes resultados demonstram que o carbono elementar presente nas amostras de RCD-R é oriundo do carbonato de cálcio (CaCO₃), ou seja, do calcário proveniente do cimento Portland.

Neste contexto, pode-se concluir que a areia natural, o RCD-R areia e a mistura de ambos os materiais podem ser usados como material de aterro sem preocupações com a possível deterioração dos elementos de reforço. No caso do RCD-R pedregulho é necessária uma avaliação da corrosão do reforço metálico e deterioração do elemento de revestimento das tiras sintéticas em função da vida útil projetada, de forma a garantir as propriedades mecânicas necessárias, seu comportamento em condições de serviço.

4.6. CARACTERIZAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇOS

4.6.1. RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Na Figura 4.18 estão apresentadas as curvas força-deformação e tensão-deformação, obtidas nos ensaios de tração não confinada dos corpos de prova de tiras sintéticas convencionais e de tiras metálicas com ressaltos, respectivamente. Um resumo das principais propriedades obtidas a partir dos ensaios questão são apresentados nas Tabelas 4.19 e 4.20.

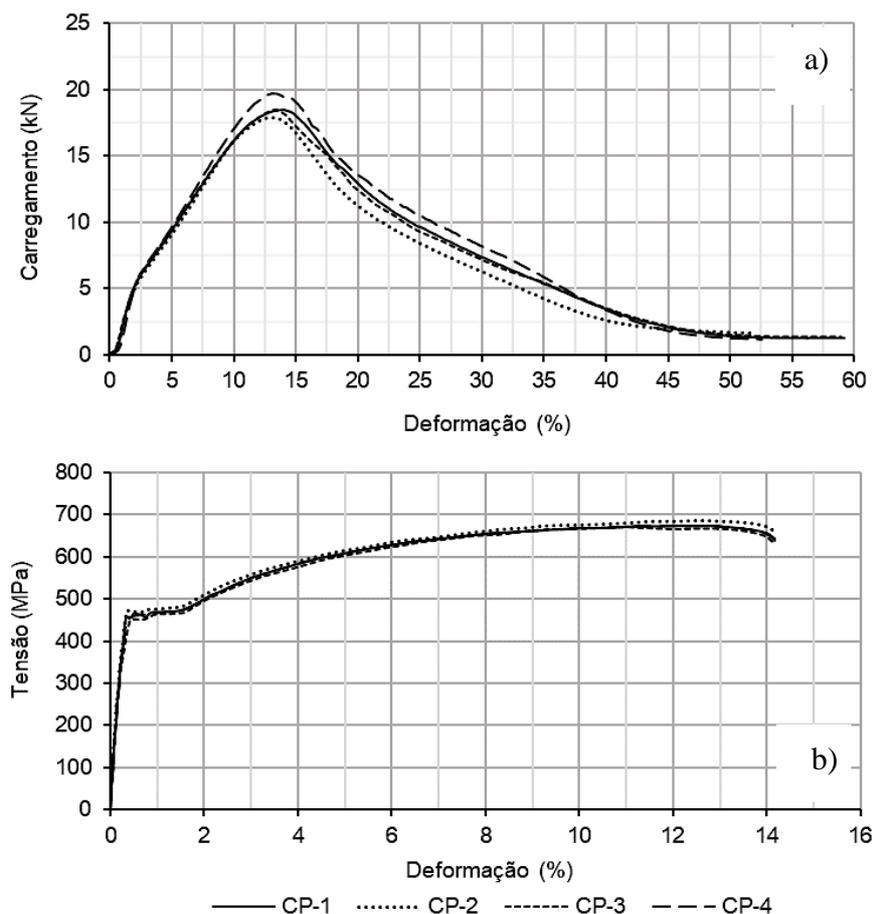


Figura 4.18. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada dos reforços; a) metálicas com ressaltos e b) sintéticas convencionais.

Tabela 4.19. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada de tiras sintéticas convencionais.

Propriedade	Unidade	Corpo de prova				Média	CV (%)
		CP-1	CP-2	CP-3	CP-4		
F_{\max}	kN	18,5	18,0	18,5	19,7	18,7	3,9
ε_{\max}	%	14,0	13,1	13,3	13,4	13,4	2,9
$J_{\text{sec}, 2\%}$	kN/m	5048,6	5095,4	4971,0	4999,7	5028,7	1,1
$J_{\text{sec}, 5\%}$	kN/m	3706,3	3665,2	3801,6	3839,4	3753,1	2,2
$J_{\text{sec}, 10\%}$	kN/m	3203,6	3248,0	3226,0	3389,0	3266,7	2,6
$E_{2\%}$	GPa	1,71	1,69	1,62	1,66	1,67	2,3
$E_{5\%}$	GPa	1,24	1,23	1,23	1,23	1,23	0,4
$E_{10\%}$	GPa	1,07	1,08	1,08	1,08	1,08	0,5

Tabela 4.20. Resultados dos ensaios de resistência à tração não confinada de tiras metálicas nervuradas.

Propriedade	Unidade	Corpo de prova				Média	CV (%)
		CP-1	CP-2	CP-3	CP-4		
σ_{\max}	MPa	673,0	686,6	669,4	673,0	675,5	1,1
σ_{rup}	MPa	642,4	656,9	635,0	638,6	643,2	1,5
ε_{\max}	%	14,2	14,2	14,1	14,2	14,2	0,4
E	GPa	210,4	208,7	209,5	212,5	210,3	0,8

Em relação a tira sintética convencional, foram obtidos valores médios de resistência à tração (T_{\max}) em torno de 373 kN/m e alongação na ruptura de 13,4% ($CV = 2,9$), para forças máximas aplicadas de 18,7 kN ($CV = 3,9$). Nota-se que, os carregamentos máximos registrados mostraram-se abaixo dos valores de resistência característica à tração de 45 kN, indicados pelo fabricante. Em concordância com os valores observados, Pierozan (2018) registrou forças máximas na ordem de 18 kN, em fitas sintéticas com resistência característica à tração de 50 kN. Com respeito à deformação na ruptura, os valores medidos são compatíveis com as especificações do material ($\varepsilon_{\max} = 12\% \pm 4\%$), resultados similares foram reportados por diversas fontes (Abdelouhab et al., 2011; Yünkül & Gübüz, 2022; Reinforced Earth, 2022).

Com base nos resultados apresentados, foram determinados os valores de rigidez à tração (J_{sec}) e os módulos de rigidez à tração (E), para deformações de 2%, 5% e 10%. Como se pode observar na Tabela 4.19, os ensaios de tração não confinada das tiras sintéticas convencionais resultaram em valores médios de rigidez à tração secante iguais a 5028,7 kN/m ($J_{sec, 2\%}$), 3753,1 kN/m ($J_{sec, 5\%}$) e 3266,7 kN/m ($J_{sec, 10\%}$) e em módulos de rigidez à tração correspondente os níveis de deformação longitudinal mencionados, iguais a 1,67 GPa ($E_{2\%}$), 1,23 GPa ($E_{5\%}$) e 1,08 GPa ($E_{10\%}$).

No caso das tiras metálicas, os diagramas tensão-deformação longitudinal, mostraram um comportamento típico de metais dúcteis com patamar de escoamento bem definido. No material em questão, a média dos valores de resistência à tração máxima e de resistência à tração na ruptura foram iguais a 675,3 MPa e 643,2 MPa, respectivamente. De acordo com os certificados de qualidade fornecidos pelo fabricante, o valor mínimo para resistência à tração é de aproximadamente 683 MPa, tendo um limite de escoamento com valor de aproximadamente 482 MPa. Sendo assim, os resultados obtidos foram ligeiramente menores aos dados disponibilizados pelo fabricante.

Tem-se ainda que, a média dos valores de deformação na ruptura (ϵ_{max}) e do módulo de elasticidade obtidos a partir dos ensaios de tração não confinada foram iguais a 14,2% e 210,3 GPa, respectivamente. Ao comparar esses resultados com os observados na literatura, os módulos de Young são muito próximos aos valores de 210 GPa reportados por Abdelohab et al. (2009) e Abdelohab et al. (2011). Já no caso das elongações máximas, deformações de 10% até 17% foram reportadas pelo fabricante para armaduras nervuradas, galvanizadas de aço A572 Gr. 65.

Finalmente, ao comparar o comportamento mecânico de ambos os elementos de reforço, observa-se que as tiras sintéticas apresentam menor resistência e maior deformabilidade. Em ensaios de arrancamento, ambas propriedades de engenharia relacionam-se com a mobilização da tensão cisalhante ou dos deslocamentos relativos do reforço com relação ao solo que o circunda.

4.6.2. CONCENTRAÇÃO DE TENSÕES SOBRE OS REFORÇOS

Os resultados dos ensaios para avaliar a concentração de tensões verticais sobre o trecho liso e acima dos ressaltos das tiras metálicas em condições estáticas, estão apresentados, respectivamente, nas Figuras A.3 e A.4 (Apêndice A). No caso das tiras sintéticas os resultados estão apresentados nos gráficos da Figura A.5 (Apêndice A). Nas figuras em questão é apresentado o comparativo entre os valores teóricos (tensão atuante sobre o elemento de reforço = tensão vertical aplicada) e os valores reais (valores de tensão medidos pela célula de tensão total inserida no material de aterro).

Na Tabela 4.21 são apresentados os coeficientes de acréscimo de tensões verticais sobre os elementos de reforço em condições estáticas ($\Delta\sigma'_n$), definido como o quociente entre a tensão vertical medida pelas CTT's e a tensão vertical teórica. Em seguida, é mostrado na Figura 4.19 a variação deste coeficiente em relação aos diferentes materiais geotécnicos.

Tabela 4.21. Coeficientes de acréscimos de tensões verticais sobre os elementos de reforço em condições estáticas.

	Tira metálica		Tira sintética
	Trecho liso	Ressalto	
Tipo I	1,329	1,244	1,158
Tipo II	1,231	1,117	1,098
Tipo III	1,396	1,288	1,209
Tipo IV	1,371	1,268	1,188
Tipo V	1,458	1,315	1,245

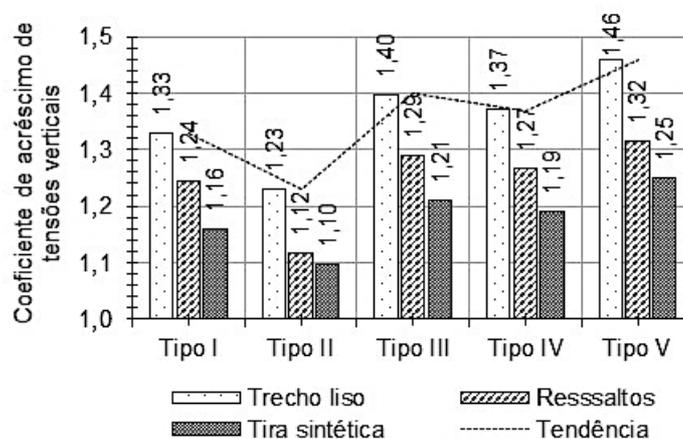


Figura 4.19. Variação de $\Delta\sigma'_n$ sobre os elementos de reforço em condições estáticas.

Dessa forma, foi possível constatar que a presença dos elementos de reforço produz uma redistribuição e concentração das tensões verticais aplicadas, devido as diferenças de rigidez entre as tiras metálicas ou sintéticas e os materiais geotécnicos que compõem o maciço de aterro, gerando um efeito de arqueamento no maciço de solo (aterro compactado), este fenômeno foi maior e, portanto, mais favorável no caso da mistura da areia/RCD-R pedregulho, seguida pelo RCD-R pedregulhos, a mistura RCD-R areia, a areia natural (tipo I) e por último o RCD-R areia (tipo II), conforme indicado na linha de tendência da Figura 4.19.

Nota-se que na areia natural (aterros tipo I), acréscimos de tensões iguais a 1,33 e 1,24 a tensão aplicada foram medidos nas células colocadas sobre o trecho liso e acima dos ressaltos, respectivamente. Com o uso de tiras sintéticas tal valor foi menor que na tira metálica e igual a 1,16. Em relação aos RCD-R, no aterro tipo II (RCD-R R), foram obtidos os menores valores, sendo os coeficientes iguais a 1,23 (trecho liso), 1,17 (sobre os ressaltos) e 1,01 (tira sintética). Por outro lado, o RCD-R pedregulho (tipo III), obteve os resultados mais favoráveis, com acréscimos de tensões verticais de 1,4, 1,19 e 1,21 registrados nas CTT's colocadas sobre o trecho liso e acima dos ressaltos das tiras metálicas e sobre as tiras sintéticas, respectivamente. Percebe-se ainda que, as misturas areia/ RCD-R areia (tipo IV) e areia/RCD-R pedregulho (tipo V), resultaram em melhores comportamentos (maiores valores de concentração de tensões) que os materiais componentes puros (areia, RCD-R areia e RCD-R pedregulho).

Como era de se esperar, o uso de tiras metálicas resultou em maiores acréscimos de tensões em comparação com os ensaios executados utilizando tiras sintéticas, uma vez que o módulo de elasticidade das tiras sintéticas ($E < 1,67$ GPa) é significativamente menor que módulo de rigidez da tira metálica (210,3 GPa). Especificamente para as tiras metálicas, foi possível observar maiores concentrações de tensões nas células colocadas no trecho liso da tira em relação as células posicionadas sobre os ressaltos, devido provavelmente a uma maior distância entre a célula e o elemento de reforço. Estes resultados condizem com os medidos em areias quartzosas por Pierozan (2018).

4.7. ARRANCAMENTO DE REFORÇOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos dos ensaios de arrancamento realizados nos diferentes materiais de aterro, reforçados com tiras metálicas nervuradas e tiras poliméricas convencionais. Inicialmente, são mostrados os resultados da calibração dos instrumentos de

medição e a comparação dos ensaios de repetibilidade. Posteriormente, são avaliados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço, calculados a partir dos ensaios de laboratório, estimados com base nas normas técnicas e os coeficientes de atrito real solo-reforço. Finalmente, são analisadas as grandezas matemáticas medidas pela instrumentação geotécnica (força, deslocamento, tensão e deformação).

4.7.1. CALIBRAÇÃO DOS INSTRUMENTOS

Antes do início dos ensaios de arrancamento foi realizada a calibração de todos os instrumentos de medição, conforme os procedimentos descritos no item 3.3.3. Devido à quantidade de resultados, a seguir serão apresentados apenas alguns gráficos típicos para cada grupo de ensaios realizados. Demais resultados estão apresentados nas Figuras B.1 a B.5 (Apêndice B).

Os resultados da calibração da célula de carga (CC), mediante a aplicação de acréscimos de carga de 5 em 5 kN, tanto na carga como na descarga são mostrados na Figura 4.20. Em seguida, são apresentados nas Figuras 4.21 e 4.22, os resultados obtidos da calibração dos transdutores de deslocamento linear (TDL) e das células de tensão total (CTT), respectivamente. No caso dos medidores de deslocamentos linear, apenas para efeito de exemplificar os resultados é apresentada a variação do sinal elétrico do sensor com cursor de 150 mm (TDL-1) e do transdutor com mola e cursor de 100 mm (TDL-5). Por outro lado, para as células de tensão total, são mostrados apenas os resultados dos ensaios realizados na areia natural (aterro tipo I). É importante ressaltar que a calibração das CTT foi feita individualmente para cada tipo de material de aterro e para cada tipo de reforço em situação similar à de ensaio de arrancamento.

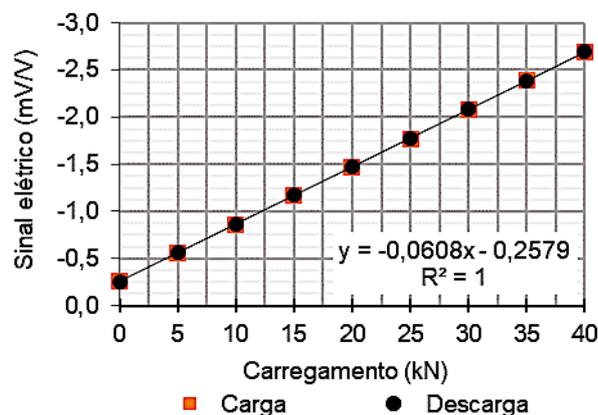


Figura 4.20. Calibração da célula de carga.

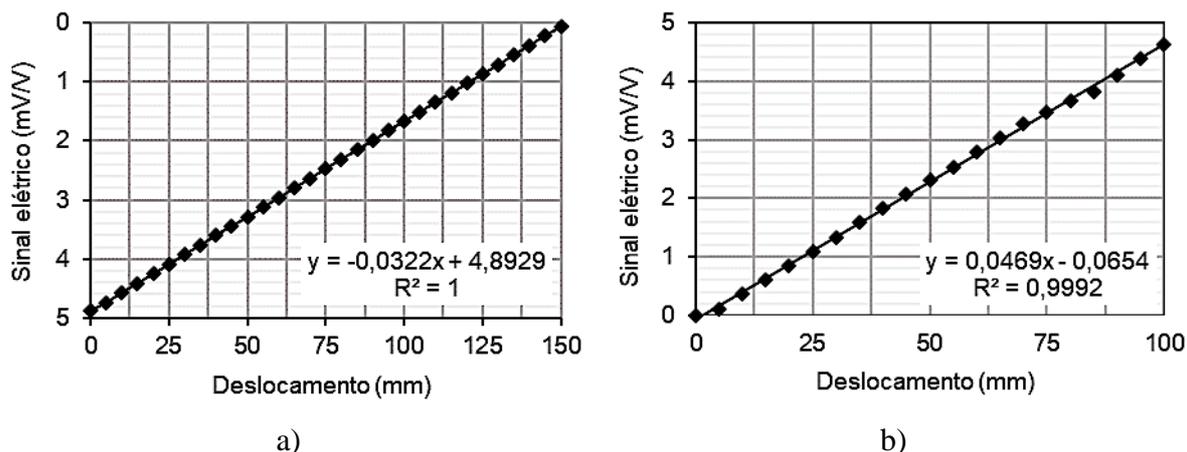


Figura 4.21. Calibração dos medidores de deslocamento linear; a) TDL-1 e b) TDL-5.

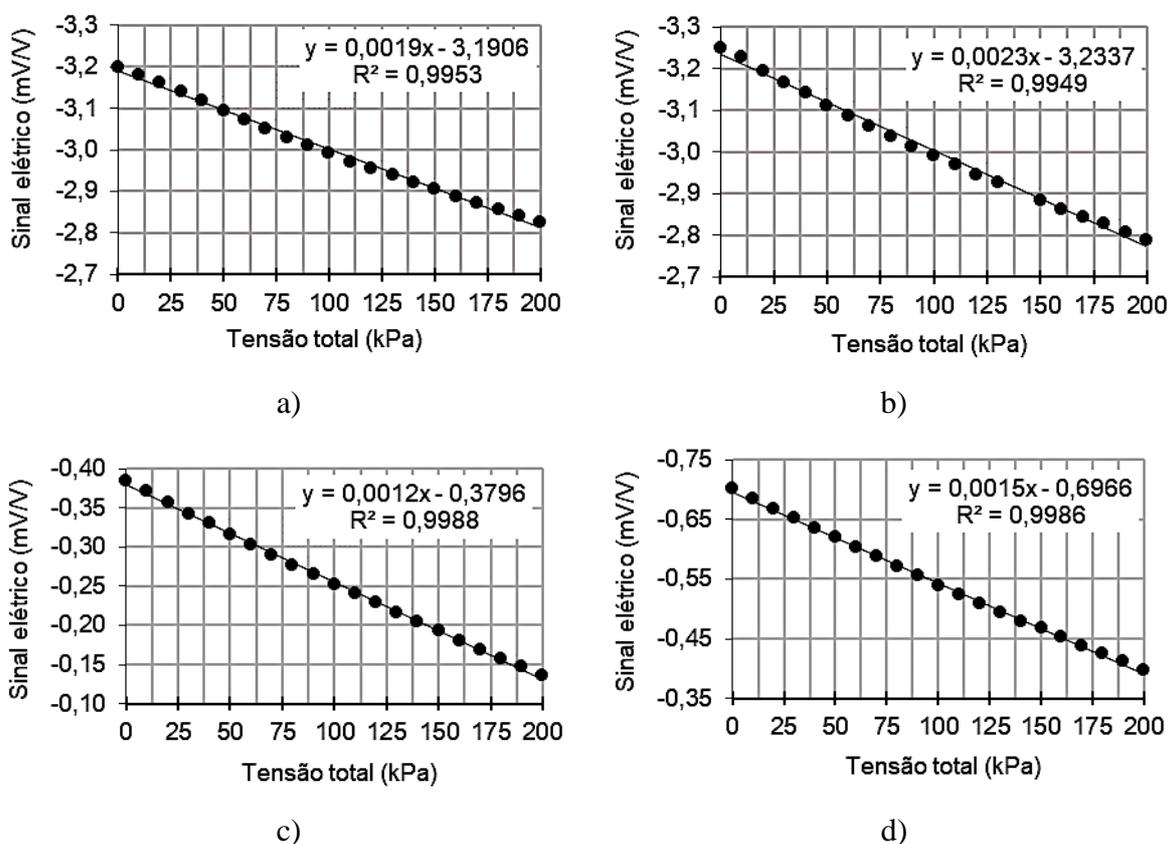


Figura 4.22. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4. – Areia natural (aterro tipo I).

Verifica-se que os procedimentos de calibração dos instrumentos de medição mostraram-se satisfatórios, uma vez que as leituras de voltagem registrados pelos instrumentos (sinal analógico) e os incrementos de carga, deslocamento ou tensão, aplicados, resultaram num ajuste linear com baixa variabilidade ($R^2 > 0,99$).

4.7.2. ANÁLISE DE REPETIBILIDADE

A fim de avaliar a acurácia dos instrumentos de medição, a calibração do equipamento e a correta repetibilidade tanto das condições geotécnicas como dos procedimentos de preparação e execução dos ensaios de arrancamento, o ensaio de arrancamento da tira metálica com ressaltos no material de aterro tipo I (areia natural) e sobrecarga de 12,5 kPa foi executado duas vezes em condições similares.

A Figura 4.23 mostra os valores registrados pela instrumentação dos ensaios de arrancamento idênticos. Na Tabela 4.22 são apresentados os resultados obtidos e a variação percentual dos parâmetros medidos no ensaio repetido em relação ao ensaio original (ensaio de referência).

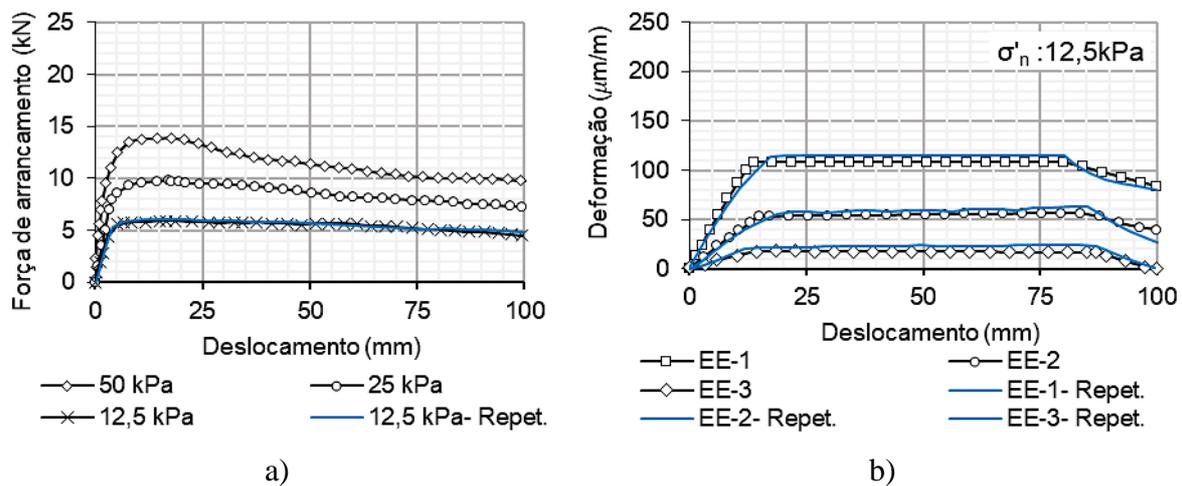


Figura 4.23. Ensaio de repetibilidade, valores registrados pelos instrumentos; a) célula de carga e b) extensômetros elétricos.

Observa-se que em relação ao ensaio de referência, o ensaio repetido resultou num aumento dos esforços de arrancamento máximo (de pico) e último (residual) iguais a 3,7% e 6,3%, respectivamente e numa variação de 5,5% do deslocamento de pico (deslocamento correspondente a força de arrancamento máxima). Por outro lado, as variações das deformações ao longo do comprimento do reforço foram 6,8% (EE-1), 9,5% (EE-2) e 8,3% (EE-3), superiores para o ensaio de repetição e os acréscimos de tensões verticais máximas registrados no ensaio repetido resultaram em diferenças de 2,4% (CTT-1), 3,0% (CTT-2), 2,9% (CTT-3) e 0,0% (CTT-4).

Tabela 4.22. Resultados da análise de repetibilidade dos ensaios de arrancamento.

Parâmetro	Unidade	Ensaio original	Ensaio repetido	Variação (%)	
Força de arrancamento máxima (F_{max})	kN	5,9	6,1	3,7	
Força de arrancamento última (F_{resid})	kN	4,5	4,8	6,3	
Deslocamento de pico (δ_{pico})	mm	18,15	16,2	5,5	
Deformação de pico (ε_{pico})	EE-1	$\mu\text{m}/\text{m}$	108,1	115,5	6,8
	EE-2	$\mu\text{m}/\text{m}$	56,9	62,3	9,5
	EE-3	$\mu\text{m}/\text{m}$	17,8	18,1	8,3
Acréscimo de tensões verticais ($\Delta\sigma'_0$)	CTT-1	kN	29,4	30,4	2,4
	CTT-2	kN	11,6	12,1	3,0
	CTT-3	kN	28,3	29,5	2,9
	CTT-4	kN	12,5	12,5	0

Portanto, pode-se observar que, os procedimentos de ensaio empregados apresentam uma boa repetibilidade, sendo a variabilidade dos resultados entre ambos os ensaios considerada aceitável, uma vez que os valores medidos pelos instrumentos foram semelhantes, com variações inferiores a 6,5%, 10% e 3%, nos valores registrados pela célula de carga, extensômetros elétricos e células de tensão total, respectivamente. Desta forma, foi possível validar a precisão dos instrumentos de medição, viabilizar o uso do equipamento e garantir que os procedimentos de ensaio foram mantidos constantes.

4.7.3. CONTROLE DE COMPACIDADE

O grau de compactidade atingido pela compactação dos materiais de aterro é apresentado na Tabela 4.23. Trata-se da média dos valores de controle de compactidade medidos durante a construção do maciço de aterro, na preparação dos ensaios de arrancamento (utilizando o densímetro elétrico – EDG) e cápsulas plásticas (controle de massa e volume), tanto na metade inferior como na metade superior da caixa de arrancamento.

Tabela 4.23. Controle de compactação dos ensaios de arrancamento.

Material	Reforço	σ'_n (kPa)	ρ_d (g/cm ³)	CR (%)	CR média (%)
Tipo I	metálico	12,5	1,641	98,2	97,5
	metálico	25	1,638	97,4	
	metálico	50	1,636	96,8	
Tipo I	sintético	12,5	1,638	97,3	96,8
	sintético	25	1,635	96,7	
	sintético	50	1,635	96,5	
Tipo II	metálico	12,5	1,665	96,2	96,3
	metálico	25	1,663	95,9	
	metálico	50	1,667	96,8	
Tipo II	sintético	12,5	1,665	96,3	96,8
	sintético	25	1,669	97,2	
	sintético	50	1,667	96,8	
Tipo III	metálico	12,5	1,471	95,8	95,5
	metálico	25	1,470	95,3	
	metálico	50	1,468	95,4	
Tipo III	sintético	12,5	1,469	94,8	95,0
	sintético	25	1,468	94,9	
	sintético	50	1,468	95,2	
Tipo IV	metálico	12,5	1,671	96,8	96,9
	metálico	25	1,669	97,3	
	metálico	50	1,669	96,5	
Tipo IV	sintético	12,5	1,667	97,1	96,6
	sintético	25	1,667	95,5	
	sintético	50	1,669	97,2	
Tipo V	metálico	12,5	1,924	95,5	95,7
	metálico	25	1,927	96,3	
	metálico	50	1,924	95,4	
Tipo V	sintético	12,5	1,922	95,0	95,9
	sintético	25	1,927	96,4	
	sintético	50	1,925	96,2	

Observa-se que para todos os materiais geotécnicos utilizados como aterro foi atingida a compactidade relativa (CR) de no mínimo 95%, sugerida pela NBR 19286 (ABNT, 2021). Mais especificamente, foram obtidas compactidades médias iguais a 97,1% (tipo I), 96,5% (tipo II), 95,2% (tipo III), 96,7% (tipo IV) e 95,8% (tipo V) e coeficientes de variação menores que 2% em todos os ensaios.

Além disso, os painéis acrílicos instalados das laterais da caixa de arrancamento permitiram avaliar visualmente a homogeneidade e uniformidade dos materiais geotécnicos compactados em 6 camadas de 9 cm de altura cada uma, conforme observado na Figura 4.24. Baseando-se nas inspeções visuais, pode-se afirmar que os equipamentos e métodos empregados na compactação do maciço de aterro, mostraram-se adequados em todos os materiais geotécnicos, nas condições de ensaio adotadas.

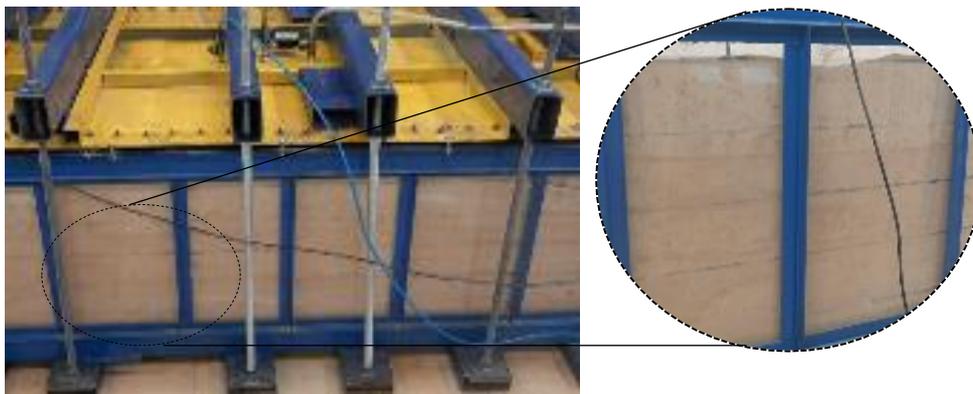


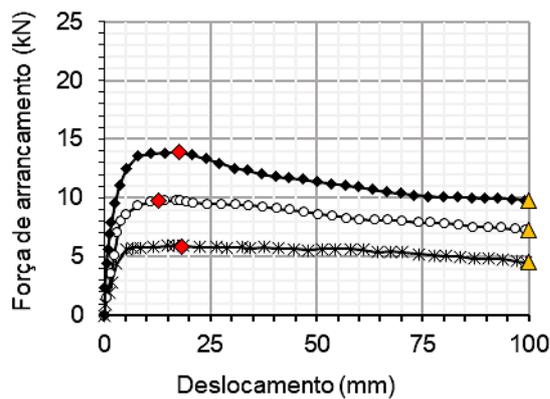
Figura 4.24. Avaliação visual da compactação dos maciços de aterro.

Finalmente, os deslocamentos do reforço em decorrência da aplicação do carregamento horizontal foram monitorados pelos transdutores de deslocamento linear (TDL-1 e TDL-5), de forma a se controlar a taxa de arrancamento ao longo do ensaio. Nas Figuras B.6 a B.11 (Apêndice B) estão apresentados os deslocamentos medidos na fase das tiras metálicas e sintéticas. Verifica-se que, os resultados obtidos em todos os ensaios realizados mostraram-se satisfatórios, uma vez que a velocidade de arrancamento do reforço foi mantida constante, com valor de 1 mm/min, sugerida pela norma D6706-01 (ASTM, 2013).

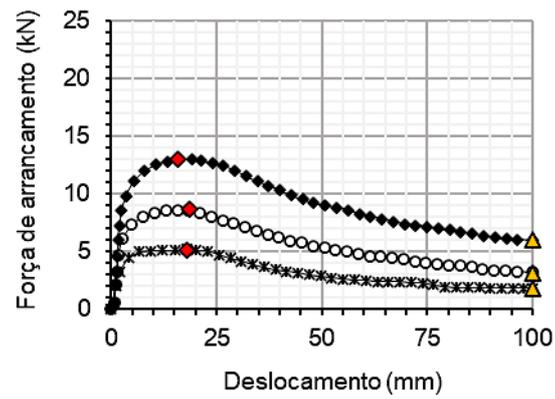
4.7.4. RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO

A seguir são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressalto e tiras sintéticas convencionais para tensões normais aplicadas (σ'_n) de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa. Vale lembrar que as tiras metálicas foram ensaiadas individualmente, enquanto as tiras sintéticas foram ensaiadas aos pares (de acordo com as recomendações do fabricante). Porém, em ambos os casos, os reforços possuem largura de 50 mm e comprimento inserido no maciço de aterro igual a 1,225 m.

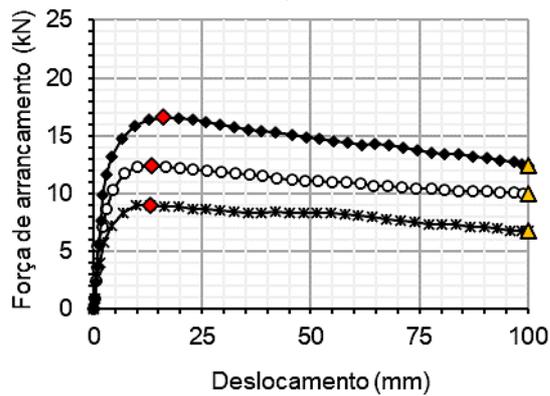
A Figura 4.25, mostra a variação da força de arrancamento do reforço em função dos deslocamentos na fase das tiras metálicas com ressaltos. Nesta figura, observa-se ainda os pontos correspondentes às forças de arrancamento máximas (F_{max}), as forças de arrancamento últimas ou residuais (F_{resid}), e os deslocamentos associados às mesmas (δ_{pico} e δ_{resid}).



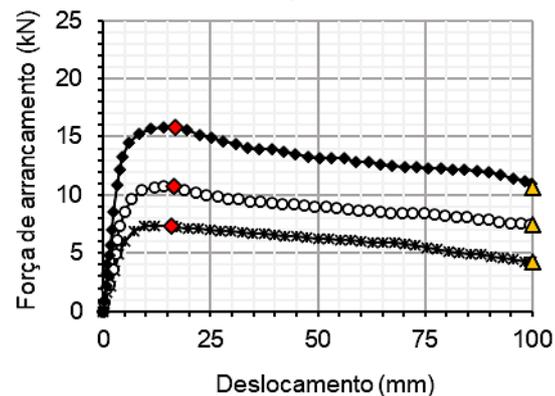
a)



b)



c)



d)

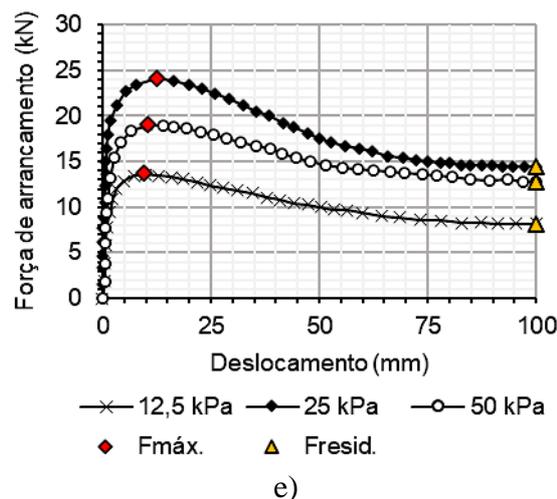


Figura 4.25. Curvas força vs deslocamento de tiras metálicas com ressaltos, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.

Nota-se que todos os materiais ensaiados apresentaram um comportamento semelhante, variando-se os valores dependendo do material empregado: durante o ensaio, a força aplicada aumenta até atingir um valor de pico (resistência ao arrancamento máxima), seguindo-se de uma diminuição do valor de força, que tende ligeiramente a estabilizar até o final do ensaio. Este comportamento, típico de materiais granulares compactos, é descrito por diversos autores (Sukmak et al., 2015; Vieira et al., 2016; Pierozan, 2018; Rodríguez, 2018; Vieira et al., 2020; Pierozan et al., 2022; Ye et al. 2022; Agarwal et al., 2023). Percebe-se também, que a queda pós-pico é mais acentuada à medida que aumenta a magnitude da tensão vertical aplicada.

Além disso, os resultados obtidos mostram que um deslocamento máximo adotado de 100 mm foi suficiente para proporcionar o arrancamento e mobilização total das fitas metálicas em todos os ensaios. Também, pode-se observar que, de forma geral, as forças de arrancamento, após o pico de resistência, se estabilizam para deslocamento frontais superiores ao valor de 75 mm sugerido pela norma americana D6706-01 (ASTM, 2013).

Os mesmos comportamentos foram observados nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais (Figura 4.26). Nota-se pico de resistência em todos os ensaios e a tendência à estabilização das forças de arrancamento para deslocamentos maiores que 75 mm.

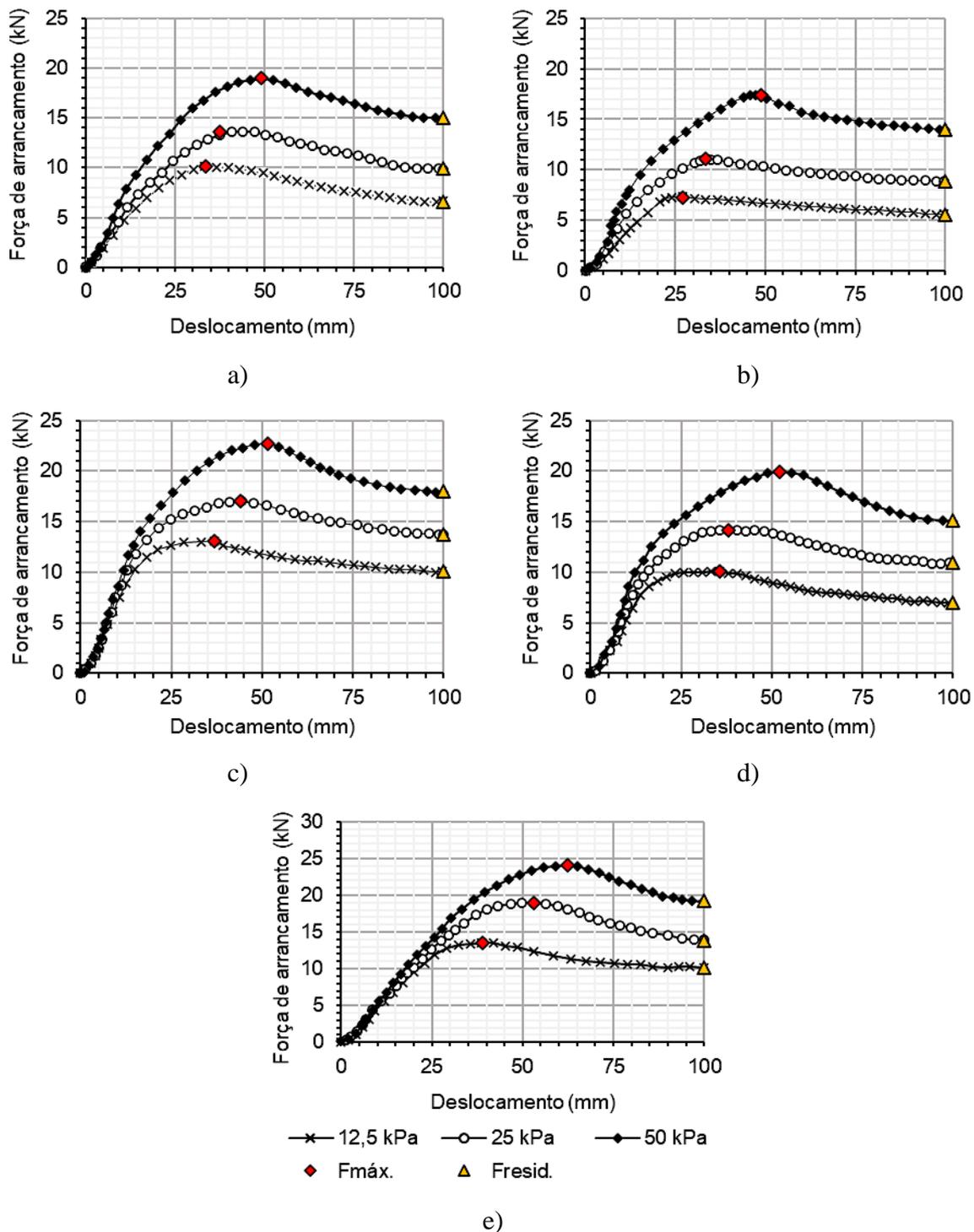


Figura 4.26. Curvas força vs deslocamento de tiras sintéticas convencionais, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.

De maneira geral, pode-se observar que, o RCD-R pedregulho apresentou os maiores valores de resistência ao arrancamento em todos os níveis de confinamento, tanto para tiras metálicas como sintéticas, seguido pela areia natural e, por último, o RCD-R areia. No caso das misturas, areia/RCD-R areia (aterro tipo IV) e areia/RCD-R pedregulho (tipo V), apresentaram valores

resistências maiores que os materiais de origem (areia; RCD-R areia ou RCD-R pedregulho). Isso indica que nas misturas as partículas de menor tamanho ocuparam os vazios entre os grãos mais grossos (arranjos mais densos), aumentando o entrosamento e, conseqüentemente, o ângulo de atrito e a resistência ao arrancamento. Esses resultados estão de acordo com os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direito (subitem 4.2.1). Por outro lado, é possível que o desempenho dos RCD-R pode ter sido influenciado pela quebra de partículas, mais significativa no caso dos materiais pedregulhosos, devido a presença de fragmentos de concreto, argamassa, assim como ao grau de arredondamento das partículas e de faturamento interno, conforme observado no item 4.2.2 e 4.3.2.

De maneira quantitativa, é apresentado na Tabela 4.24, um resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas e dos valores de resistência ao arrancamento máxima ou resistência de pico (T_{max}), calculada com a relação entre F_{max} e a largura do reforço (w) (Equação 2.5).

Tabela 4.24. Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas.

Material	Ensaio de arrancamento					
	Geotécnico	σ'_n (kPa)	z (m)	F_{max} (kN)	T_{max} (kN/m)	δ_{pico} (mm)
Tipo I		12,5	0,77	5,9	118	18,15
		25	1,54	9,8	196	12,72
		50	3,07	13,9	278	17,7
Tipo II		12,5	0,77	5,2	104	18,00
		25	1,54	8,7	174	18,50
		50	3,07	13,0	260	15,91
Tipo III		12,5	0,77	9,0	180	13,15
		25	1,54	12,4	248	13,50
		50	3,07	16,6	331	16,05
Tipo IV		12,5	0,77	7,4	148	16,00
		25	1,54	10,8	216	16,50
		50	3,07	15,0	300	16,80
Tipo V		12,5	0,77	13,7	274	9,60
		25	1,54	19,1	382	10,40
		50	3,07	24,2	484	12,45

Observa-se que a areia natural (aterro tipo I), utilizada como material de referência, apresentou forças de arrancamento máximas iguais a 5,9 kN, 9,8 kN e 13,9 kN para tensões normais aplicadas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Estes valores estão consistentes aos obtidos por Pierozan (2018), em areias quartzosas uniformes, de granulação média a grossa, classificadas como areias mal graduadas (SP) segundo o SUCS, similares as utilizadas nesta pesquisa. Uma vez que os valores de F_{\max} obtidos por Pierozan (2018), foram iguais a 5,9 kN ($\sigma'_n = 12,5$ kPa), 8,9 kN ($\sigma'_n = 25$ kPa) e 13,2 kN ($\sigma'_n = 50$ kPa).

No RCD-R areia (tipo II), foram medidos valores carga máxima ligeiramente menores aos obtidos na areia natural e iguais a 5,2 kN, 8,7 kN e 13,0 kN para tensões verticais de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Estes resultados demonstram que independentemente da origem, em aterros arenosos, quanto mais bem graduado o material, maiores as resistências ao arrancamento. Segundo Weldu (2015), isto pode estar associado à sua maior densidade e/ou fenômeno de dilatância do solo em materiais com C_U mais alto.

Em relação ao RCD-R pedregulho, a melhoria no comportamento mecânico observado pode ser devido a uma série de propriedades geotécnicas interdependentes: graduação, tamanho, formato e rugosidade da superfície dos grãos e ângulo de atrito interno. Por outro lado, algumas características, como por exemplo, composição e índice de vazios, parecem ter uma menor influência na resistência ao arrancamento desse material grosseiro.

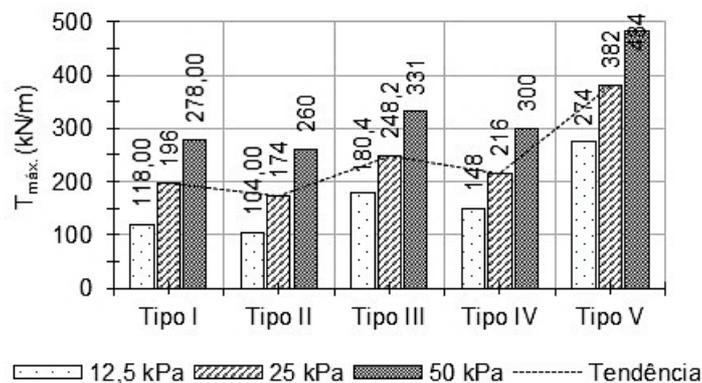
Os parâmetros determinados a partir dos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais estão apresentados na Tabela 4.25. Em seguida, na Figura 4.27 são comparados os valores de resistência ao arrancamento máxima T_{\max} calculados com base nos ensaios de arrancamento executados com tiras metálicas com ressalto e tiras sintéticas convencionais.

Tabela 4.25. Parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais.

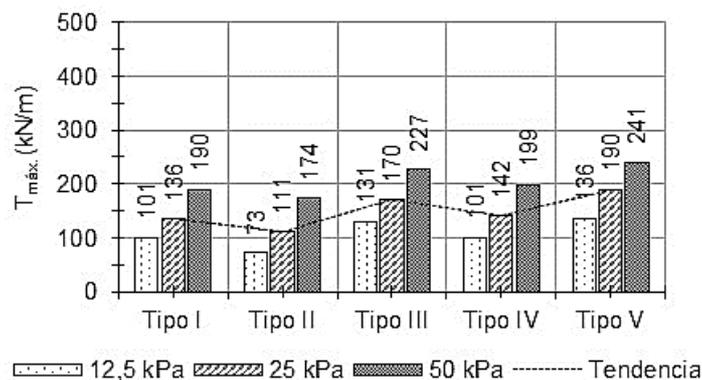
Material	Ensaio de arrancamento				
	σ'_n (kPa)	z (m)	F_{\max} (kN)	T_{\max} (kN/m)	δ_{pico} (mm)
Tipo I	12,5	0,77	10,1	101	33,4
	25	1,54	13,6	136	37,5
	50	3,07	19,0	190	49,2

Tipo II	12,5	0,77	7,3	73	27,1
	25	1,54	11,1	111	33,5
	50	3,07	17,4	174	48,7
Tipo III	12,5	0,77	13,1	131	36,9
	25	1,54	17,0	170	44,2
	50	3,07	22,7	227	51,6
Tipo IV	12,5	0,77	10,1	101	35,6
	25	1,54	14,2	142	38,1
	50	3,07	19,9	199	52,2
Tipo V	12,5	0,77	13,6	136	38,8
	25	1,54	19,0	190	53,1
	50	3,07	24,1	241	62,2

Como ocorrido para as tiras metálicas com ressaltos, os ensaios de arrancamento em RCD-R pedregulho (aterro tipo III), resultaram em resistências ao arrancamento mais altas, as forças de arrancamento máximas foram iguais a 13,1 kN, 17,0 kN e 22,9 kN, para sobrecargas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Por sua vez, a areia natural (tipo I), apresentou forças de arrancamento máximas de 10,1 kN (12,5 kPa), 13,6 kN (25 kPa) e 19,0 kN (50 kPa) e os menores valores de resistência foram observados no RCD-R areia (7,3 kN para $\sigma'_n = 11,1$ kPa; 17,4 kN para $\sigma'_n = 25$ kPa e 17,4 kN para $\sigma'_n = 50$ kPa). Por último, as misturas, areia/RCD-R areia (tipo IV) e areia/RCD-R pedregulho (aterro tipo V), apresentaram, novamente, valores de resistências maiores que os materiais de origem, devido ao efeito de entrosamento causado por uma maior graduação do aterro, como já citado.



a)



b)

Figura 4.27. Resistência máxima ao arrancamento; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.

Nota-se que, embora as tiras sintéticas tenham apresentado maiores valores de força de arrancamento em relação aos ensaios desenvolvidos com tiras metálicas (Tabelas 4.24 e 4.25), esses valores correspondem aos reforços instalados aos pares ($W = 0,1$ m), enquanto as tiras metálicas foram ensaiadas individualmente ($W = 0,05$ m). Deste modo, as tiras metálicas passam a apresentar maior resistência ao arrancamento e conseqüentemente melhor desempenho.

Esses resultados demonstram que, apesar das características físicas da superfície das fitas sintéticas (mais rugosas), o comportamento mecânico das tiras metálicas foi beneficiado pela presença dos elementos transversais (ressaltos). Neste caso, a interação entre o reforço e o maciço de solo adjacente ocorreu mediante dois mecanismos, o atrito desenvolvido ao longo dos reforços e a resistência passiva que ocorre nas faces dos ressaltos transversais a direção do movimento relativo do reforço. Tem-se ainda que o efeito da dilatância aumenta com o volume de material mobilizado durante o processo de arrancamento do reforço, portanto, este efeito é maior em tiras nervuradas. Por último, o módulo de elasticidade menor da tira sintética também pode ter influenciado na mobilização das tensões cisalhantes desenvolvidas na interfase solo-reforço.

Ressalta-se ainda que, conforme esperado, a resistência ao arrancamento cresce com o aumento da tensão vertical, devido ao efeito favorável do confinamento. Para melhor visualização da influência da tensão normal atuante nos reforços, são ilustradas nas Figuras 4.28 e 4.29,

respectivamente, as envoltórias de força e resistência ao arrancamento máximas em função da tensão de confinamento.

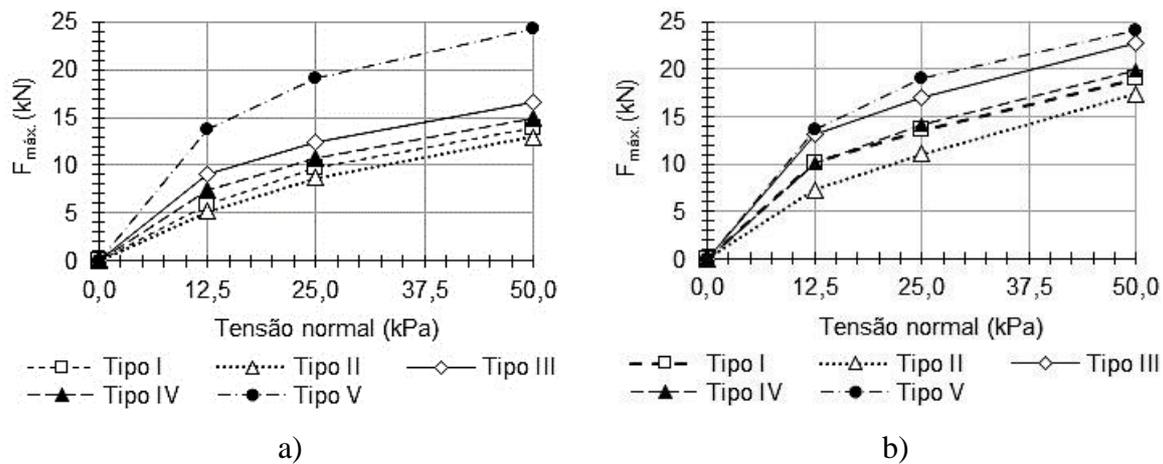


Figura 4.28. Variação da força de arrancamento máxima (F_{max}) em função da tensão normal; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.

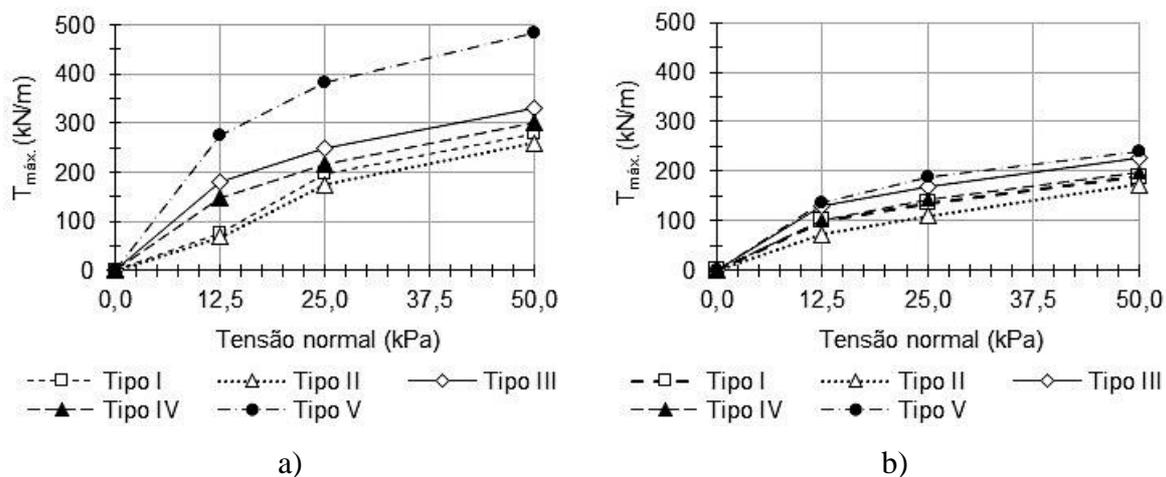


Figura 4.29. Variação da resistência ao arrancamento máxima (T_{max}) em função da tensão normal; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.

Uma vez que a areia natural (aterro tipo I) foi empregada como material de referência (tradicionalmente utilizado em aterros de muros em solos mecanicamente estabilizados), as Tabelas 4.26 e 4.27, mostram respectivamente, a variação percentual dos parâmetros obtidos nos ensaios de arrancamento de reforços metálicos e sintéticos nos demais materiais geotécnicos, em relação os valores atingidos na areia natural. É importante mencionar que, valores negativos correspondem a uma diminuição do parâmetro em questão em relação ao material geotécnico de referência.

Tabela 4.26. Variação percentual dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em relação à areia natural.

Material	Ensaio de arrancamento						
	Geotécnico	σ'_n (kPa)	z (m)	F_{max} (kN)	Variação F_{max} (%)	δ_{pico} (mm)	Variação δ_{pico} (%)
Tipo I		12,5	0,77	5,9	-	18,2	-
		25	1,54	9,8	-	12,7	-
		50	3,07	13,9	-	17,7	-
Tipo II		12,5	0,77	5,2	-11,9	18,0	-0,8
		25	1,54	8,7	-11,2	18,5	45,4
		50	3,07	13,0	-6,5	15,91	-10,1
Tipo III		12,5	0,77	9,0	52,9	13,2	-27,5
		25	1,54	12,4	26,6	13,5	6,1
		50	3,07	16,6	19,1	16,1	-9,3
Tipo IV		12,5	0,77	7,4	25,4	16,0	-11,8
		25	1,54	10,8	10,2	16,5	29,7
		50	3,07	15,0	7,9	16,8	-5,1
Tipo V		12,5	0,77	13,7	132,2	9,6	-47,1
		25	1,54	19,1	94,9	10,4	-18,2
		50	3,07	24,2	74,1	12,45	-29,7

Tabela 4.27. Variação percentual dos parâmetros obtidos a partir dos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em relação à areia natural.

Material	Ensaio de arrancamento						
	Geotécnico	σ'_n (kPa)	z (m)	F_{max} (kN)	Variação F_{max} (%)	δ_{pico} (mm)	Variação δ_{pico} (%)
Tipo I		12,5	0,77	10,1	-	33,4	-
		25	1,54	13,6	-	37,5	-
		50	3,07	19,0	-	49,2	-
Tipo II		12,5	0,77	7,3	-27,7	27,1	-18,9
		25	1,54	11,1	-18,4	33,5	-10,7
		50	3,07	17,4	-8,4	48,7	-1,0

	12,5	0,77	13,1	29,7	36,9	10,3
Tipo III	25	1,54	17,0	25,0	44,3	18,0
	50	3,07	22,7	19,6	51,6	4,9
	12,5	0,77	10,1	0,0	35,6	6,6
Tipo IV	25	1,54	14,2	4,4	38,1	1,5
	50	3,07	19,9	4,7	52,2	6,0
	12,5	0,77	13,6	34,4	38,8	16,0
Tipo V	25	1,54	19,0	39,7	53,1	41,6
	50	3,07	24,1	26,7	62,2	26,4

Os resultados apresentados nas Tabelas 4.26 e 4.27, reforçam as análises feitas anteriormente em relação as forças e resistências ao arrancamento máximas. Quantitativamente, foi observado que, com exceção do material de aterro tipo II (RCD-R areia), os demais materiais geotécnicos conduziram a melhorar a resistência ao arrancamento de fitas metálicas nervuradas e fitas sintéticas convencionais. No entanto, apesar o material de aterro tipo II (RCD-R areia), o ter apresentado uma redução na resistência, obteve valores satisfatórios de resistência ao arrancamento. Neste sentido, o aproveitamento de RCD-R como material de aterro em muros mecanicamente estabilizados pode contribuir para reduzir a demanda por recursos naturais, além de minimizar o volume de RCD's atualmente armazenados em aterros sanitários ou descartados de maneira inadequada.

No caso da tira metálica, quando utilizado o RCD-R pedregulho como material de aterro, obteve-se ganho de resistência de 52,9%, 26,6% e 19,1% para tensões normais iguais a 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Entretanto, quando foram empregadas as misturas areia/RCD-R areia (tipo IV) e areia/RCD-R pedregulho (tipo V), as resistências ao arrancamento aumentaram entre 25,4% (12,5 kPa) a 7,9% (50 kPa) e 132,2% (12,5 kPa) a 74,1% (50 kPa), respectivamente. Por outro lado, para as tiras sintéticas convencionais, em geral, as variações de resistência foram significativamente menores em comparação com as fitas metálicas. No RCD-R pedregulho, por exemplo, o ganho de resistência ao arrancamento oscilou entre 29,7% (12,5 kPa) a 19,6% (50 kPa). Já nas misturas, o aterro tipo IV (areia/RCD-R areia) apresentou um ganho de resistência ao arrancamento baixo (< 5,0%) e no pedregulho (tipo V) variou entre 34,4,4% e 26,7%, para tensões normais de 12,5 kPa e 50 kPa, respectivamente.

No caso do RCD-R areia a perda de resistência ao arrancamento de tiras metálicas foi da ordem de 11,9%, 11,2% e 6,5%, para sobrecargas aplicadas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Para o caso de tiras sintéticas convencionais os valores de redução foram de 27,7% (12,5 kPa), 18,4% (12,5 kPa) e 8,4% (50kPa).

Para uma melhor visualização da influência do material de aterro na resistência ao arrancamento dos reforços estão apresentados na Figura 4.30, a variação das resistências ao arrancamento máximas em função do teor de RCD-R areia de RCD-R pedregulho. De maneira comparativa, constatou-se que ambas misturas resultaram numa melhoria da resistência ao arrancamento, sendo mais acentuada no caso dos ensaios executados com tiras metálicas nervuradas confinadas em materiais de aterro pedregulhoso.

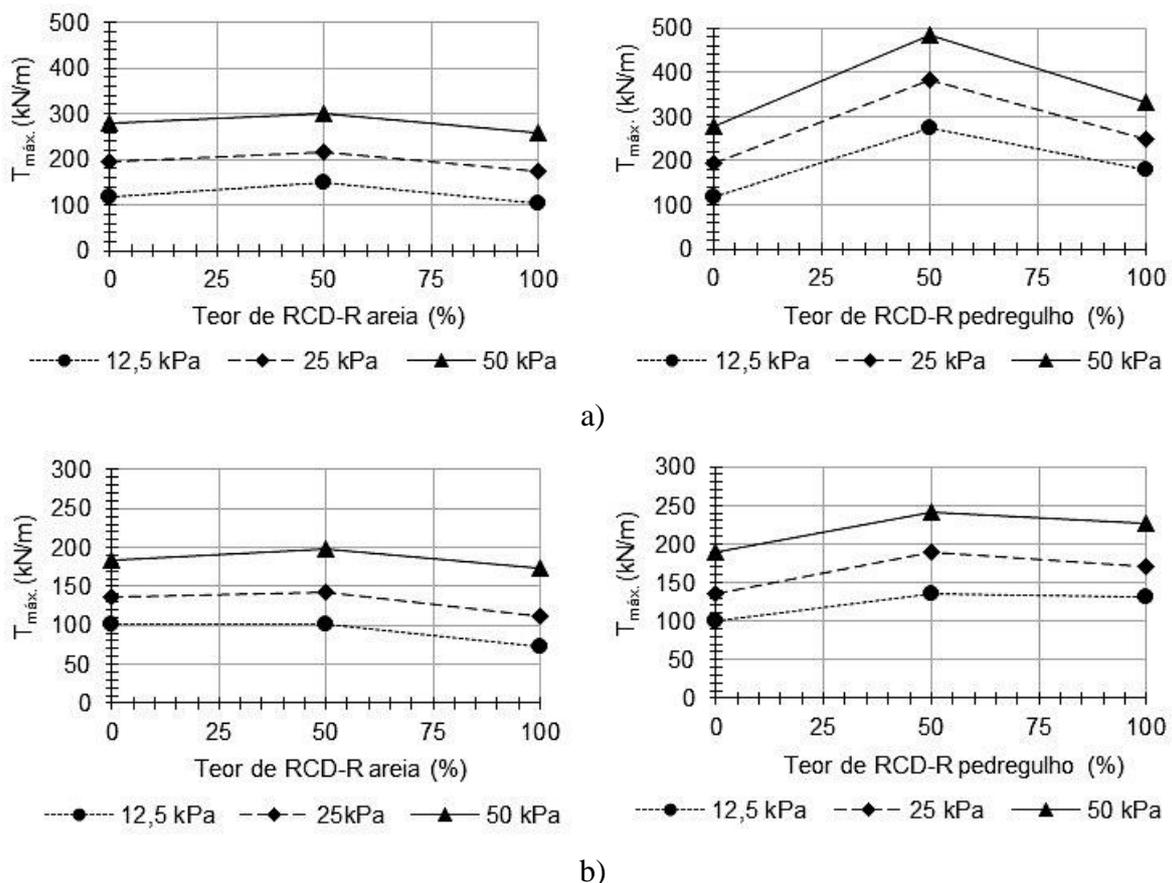
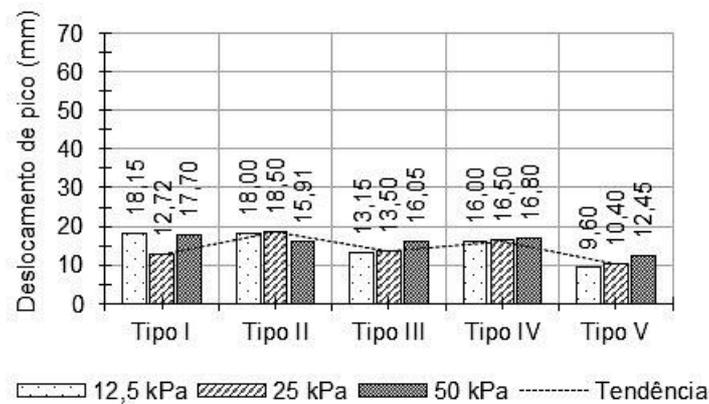


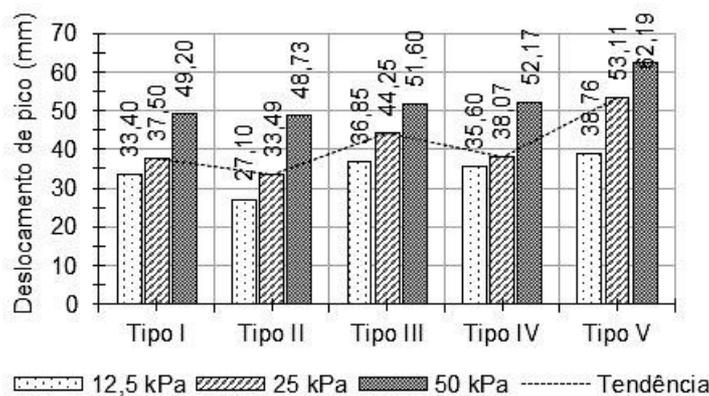
Figura 4.30. Resistência máxima ao arrancamento, em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.

Com respeito aos deslocamentos de pico (δ_{pico}), os resultados obtidos mostram que os deslocamentos frontais necessários para que o reforço seja solicitado ao longo de todo seu

comprimento e atinja a resistência máxima durante o processo de arrancamento, foram maiores para o caso de tiras sintéticas convencionais, como se pode observar nos valores das Tabelas 4.20 e 4.21 e nos gráficos comparativos da Figura 4.31.



a)



b)

Figura 4.31. Deslocamentos de pico (δ_{pico}); a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.

Em tiras metálicas, os deslocamentos de pico oscilam entre 9,6 mm, no ensaio realizado no aterro tipo V (areia/RCD-R pedregulho), com tensão confinante de 12,5 kPa e 18,5 mm, em aterros tipo II (RCD-R areia) e tensão normal de 25 kPa. No caso das tiras sintéticas, os deslocamentos de pico variaram entre 27,1 mm e 62,2 mm, em aterros tipo II ($\sigma'_n = 12,5$ kPa) e tipo V ($\sigma'_n = 50$ kPa), respectivamente. Mais uma vez, os módulos de deformabilidade da tira metálica e do material de aterro influenciaram nos resultados obtidos.

Por fim, a Figura 4.32, mostra a variação do deslocamento de pico (δ_{pico}), ou deslocamento corresponde ao pico de resistência, em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho.

Pode-se observar que, além do elemento de reforço, o tipo de material de aterro e as sobrecargas aplicadas influenciaram na mobilização dos reforços.

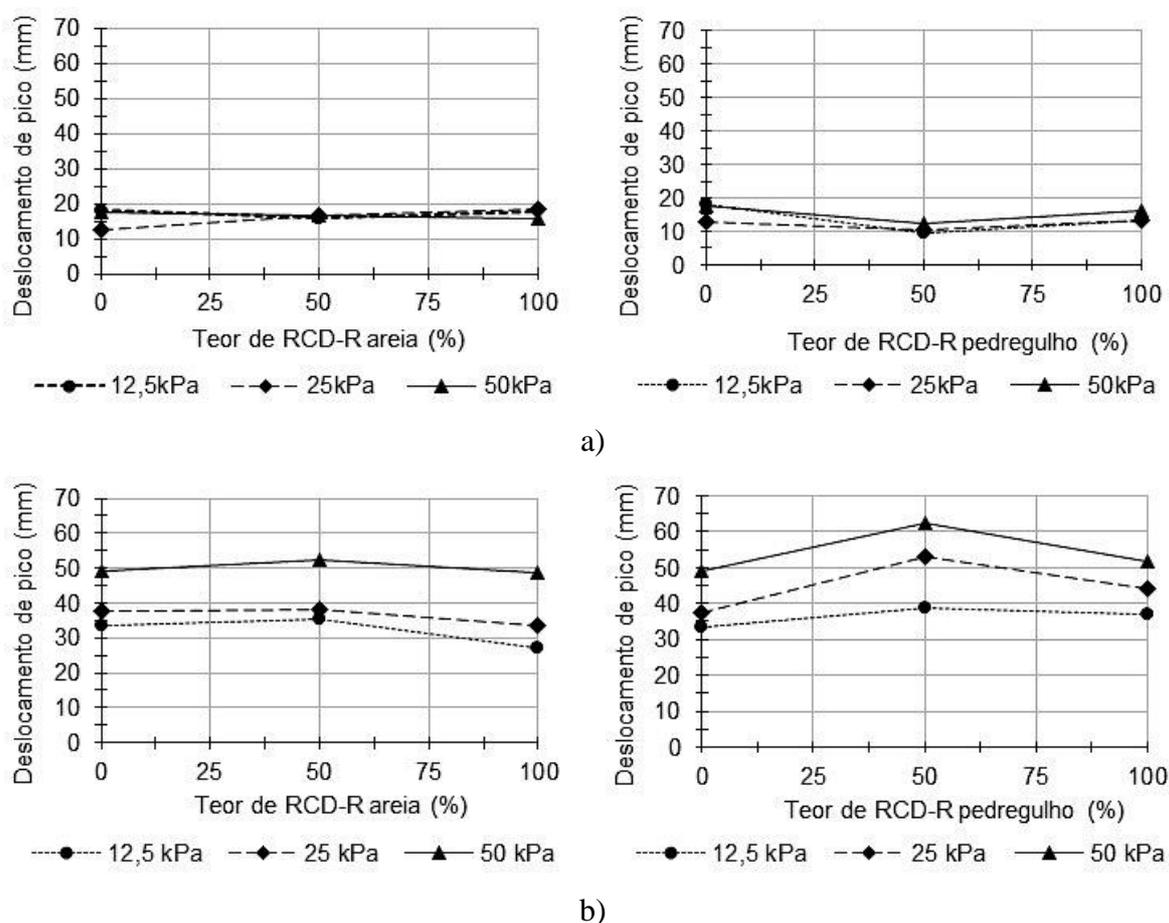


Figura 4.32. Deslocamentos de pico em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.

Assim, tem-se que, quando utilizado tiras metálicas como elemento de reforço o RCD-R pedregulho (tipo III) apresentou os menores deslocamentos de pico, os quais variaram entre 13,15 mm e 16,05 mm para tensões normais efetivas de 12,5 kPa e 50 kPa, respectivamente. O uso de areia natural (tipo I), resultou em deslocamentos intermediários e iguais a 18,1 mm (12,5 kPa), 12,7 mm (25 kPa) e 17,7 mm (50 kPa) e no RCD-R areia (tipo II), foram obtidos os valores maiores, uma vez que δ_{pico} oscilou entre 15,9 mm (50 kPa) e 18,5 mm (25 kPa). Já no caso das misturas (aterros tipo IV e IV), foram observados deslocamentos menores em relação aos materiais componentes. Por outro lado, nos ensaios realizados com tiras sintéticas convencionais, o RCD-R pedregulho (tipo III) apresentou os maiores deslocamentos (36,9 mm, 44,25 mm e 51,6 mm, para tensões confinantes de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente),

a areia natural novamente resultou em deslocamentos intermediários, iguais a 33,4 mm (12,5 kPa), 37,5 mm (25 kPa) e 49,2 mm (50 kPa) e no RCR-R areia foram registrados os menores valores, os quais variaram entre 27,1 mm (12,5 kPa) e 48,7 mm (50 kPa). E ambas as misturas os deslocamentos foram maiores aos materiais de origem, já descritos anteriormente.

Ao comparar os resultados com os deslocamentos frontais máximos admissíveis recomendados pelas normas BS EN 14475 (BSI, 2006) e FHWA (Berg et al., 2009), para reforços inextensíveis (≤ 25 mm), como por exemplo, armaduras metálicas nervuradas e (entre 25 – 50 mm), para reforços extensíveis, como por exemplo, tiras sintéticas convencionais, apenas os ensaios de arrancamento de fitas sintéticas em aterros tipo V (areia/RCD-R pedregulho) e sobrecargas de 25 kPa e 50 kPa ultrapassaram os limites sugeridos pelas referidas normas, visto que os deslocamentos necessários para mobilizar a resistência de pico foram iguais a 53,1 mm e 62,2 mm, respectivamente, o que pode resultar em deformações excessivas no paramento em condições de serviço.

4.7.5. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO CALCULADO COM BASE NOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO – f^*

Na Tabela 4.28 e na Figura 4.33 estão apresentados os coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*), calculados a partir dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressalto e tiras sintéticas convencionais, levando em consideração a resistência ao arrancamento máxima ou resistência de pico. Também é mostrada a variação percentual deste parâmetro para cada material geotécnico em relação à areia natural (aterro tipo I), utilizada como material de referência. Como mencionado anteriormente, nesta pesquisa foi empregada para o cálculo de f^* a formulação proposta por Lajevardi et al. (2015) (Equação 2.6), a qual assume que a resistência se desenvolve em ambas as faces do reforço, de maneira uniforme, ao longo do comprimento inserido no maciço de aterro.

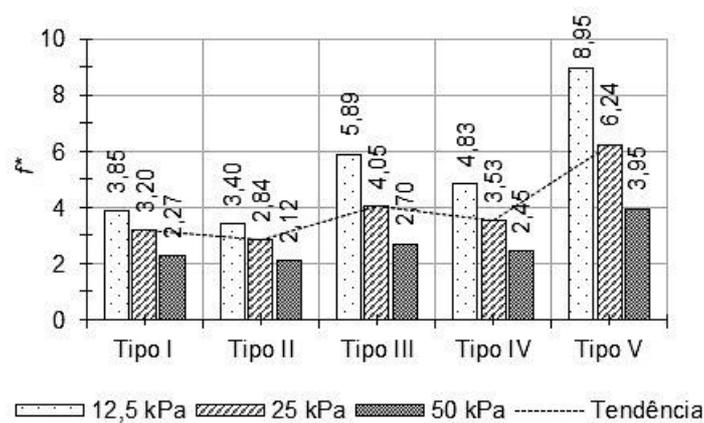
Tabela 4.28. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, calculado a partir dos ensaios de arrancamento (f^*).

Material	Ensaio de arrancamento					
	σ'_n (kPa)	z (m)	Tira metálica		Tira sintética	
			f^*	Variação f^* (%)	f^*	Variação f^* (%)
Tipo I	12,5	0,77	3,85	-	3,30	-
	25	1,54	3,20	-	2,22	-
	50	3,07	2,27	-	1,55	-
Tipo II	12,5	0,77	3,40	-11,9	2,38	-18,9
	25	1,54	2,84	-11,2	1,81	-10,7
	50	3,07	2,12	-6,5	1,42	-1,0
Tipo III	12,5	0,77	5,89	52,9	4,28	10,3
	25	1,54	4,05	26,6	2,78	18,0
	50	3,07	2,70	19,1	1,86	4,9
Tipo IV	12,5	0,77	4,83	25,4	3,30	6,6
	25	1,54	3,53	10,2	2,32	1,5
	50	3,07	2,45	7,9	1,62	6,0
Tipo V	12,5	0,77	8,95	132,2	4,43	16,0
	25	1,54	6,24	94,9	3,10	41,6
	50	3,07	3,95	74,1	1,96	26,4

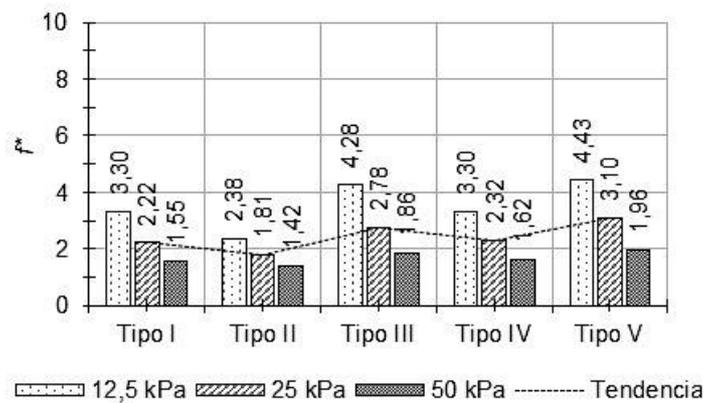
Uma vez que f^* é diretamente proporcional a F_{\max} , conforme observado na Equação 2.6, é de se esperar que os valores de f^* sejam correspondentes aos resultados de F_{\max} e apresentem uma variação semelhante. Neste sentido, os valores de f^* em tiras metálicas com ressalto foram maiores do que os valores obtidos em tiras sintéticas convencionais. Além disso, em ambos elementos de reforço, o RCD-R pedregulho (aterro tipo III) e o RCD-R areia (tipo II) conduziram aos maiores e menores coeficientes de atrito, respectivamente. Por sua vez, as misturas areia natural/RCD-R areia (aterro tipo IV) e areia natural/RCD-R pedregulho (aterro tipo V), apresentaram valores maiores que os materiais de origem.

Os valores do coeficiente de atrito aparente solo-reforço (f^*) da areia natural (aterro tipo I) em tiras metálicas com ressalto, foram de 3,85 (12,5 kPa), 3,20 (25 kPa) e 2,27 (50 kPa), enquanto

nos ensaios com tiras sintéticas foram iguais a 3,30 (12,5 kPa), 2,22 (25 kPa) e 1,55 (50 kPa). No caso do RCD-R areia, com o uso de tiras metálicas nervuradas os coeficientes variaram entre 3,40 e 2,12, para tensões normais de 12,5 kPa e 50 kPa, respectivamente e entre 3,38 (12,5 kPa), e 1,42 (50 kPa), como uso de tiras sintéticas. No que se refere ao RCD-R pedregulho, os coeficientes f^* oscilaram entre 5,89 (12,5 kPa) e 2,70 (50 kPa), no caso das tiras metálicas e entre 4,28 (12,5 kPa) e 1,86 (50 kPa), em tiras sintéticas convencionais. Finalmente, nas misturas, os valores de f^* da areia/RCD-R areia (tipo IV), para sobrecargas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, foram iguais a 4,83, 3,53 e 2,45, respectivamente, em tiras metálicas com ressaltos e iguais a 3,30, 2,32 e 1,62, respectivamente, em tiras sintéticas convencionais. Na mistura areia/RCD-R pedregulho (tipo V), o coeficiente f^* variou entre 8,95 (12,5 kPa) e 3,95 (50 kPa) e entre 4,43 (12,5 kPa) e 1,96 (50 kPa), em reforços metálicos e sintéticos, respectivamente.



a)



b)

Figura 4.33. Coeficiente de atrito solo-reforço (f^*); a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.

Em comparação com o material de referência, a mistura areia/RCD-R pedregulho (tipo V) apresentou ganhos de resistência de até 132,2% (12,5 kPa) e 41,6% (25 kPa), em ensaios executados com tiras metálicas nervuradas e sintéticas convencionais, respectivamente. Em contrapartida, o uso de RCD-R areia resultou na redução do valor de f^* , na ordem de 11,9%, 11,2% e 6,5%, para tensões confinantes de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa e de 27,7% (12,5 kPa), 18,4% (12,5 kPa), 10,7% (25 kPa), 8,4% (50kPa) no caso de tiras sintéticas convencionais.

Nota-se ainda, que em todos os ensaios, a variação do coeficiente f^* foi sempre maior no uso de tiras metálicas, devido provavelmente, ao ganho de resistência adicional oriundo da presença dos ressaltos em sua parte superior e inferior. No caso de tiras sintéticas, a variação de f^* é função unicamente das propriedades geotécnicas dos materiais de aterro. A variação do coeficiente de atrito aparente solo-reforço (f^*) com a profundidade equivalente para tiras metálicas com ressaltos e tiras sintéticas convencionais, é apresentada nos gráficos da Figura 4.34.

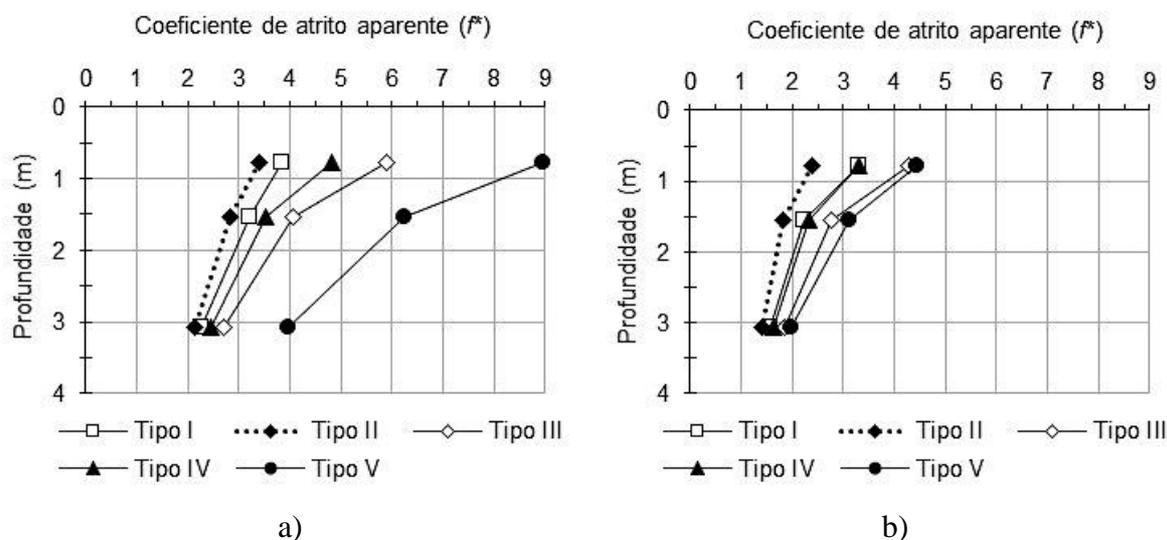


Figura 4.34. Variação do coeficiente de atrito solo-reforço (f^*) com a profundidade; a) tiras metálicas com ressaltos e b) tiras sintéticas convencionais.

Observa-se que os valores de f^* em ambos os elementos de reforço apresentam um comportamento dentro do esperado, ou seja, uma diminuição com o aumento da profundidade. De acordo com a norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021) isso é decorrente da influência da dilatação do material nas vizinhanças da armadura, uma vez que, o efeito favorável da dilatação decresce quando a tensão confinante média no nível do reforço aumenta.

A Figura 4.35, mostra a variação de f^* em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho, respectivamente. Pode-se constatar que, o uso de RCD-R pedregulho como material de aterro conduz a um aumento significativo dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*), sendo a mistura 50/50 areias/RCD-R pedregulho a que obteve os maiores valores de f^* . Por outro lado, o aumento do teor de RCD-R areia resultou em um leve aumento no caso da mistura 50/50 e uma diminuição pouco significativa, quando utilizado um 100% de material de resíduo arenoso. Portanto, pode-se afirmar que, para fins práticos, a areia natural, o RCD-R areia e a mistura de ambos os materiais, apresentam um comportamento mecânico semelhante, principalmente, quando utilizadas tiras sintéticas como elemento de reforço. Já no caso do RCD-R pedregulho, em termos de resistência de interface ao arrancamento, seu uso como material de aterro em estruturas reforçada com tiras pode resultar interessante, porém ainda devem-se analisar outras propriedades como seu potencial de corrosão/degradação dos elementos de reforço.

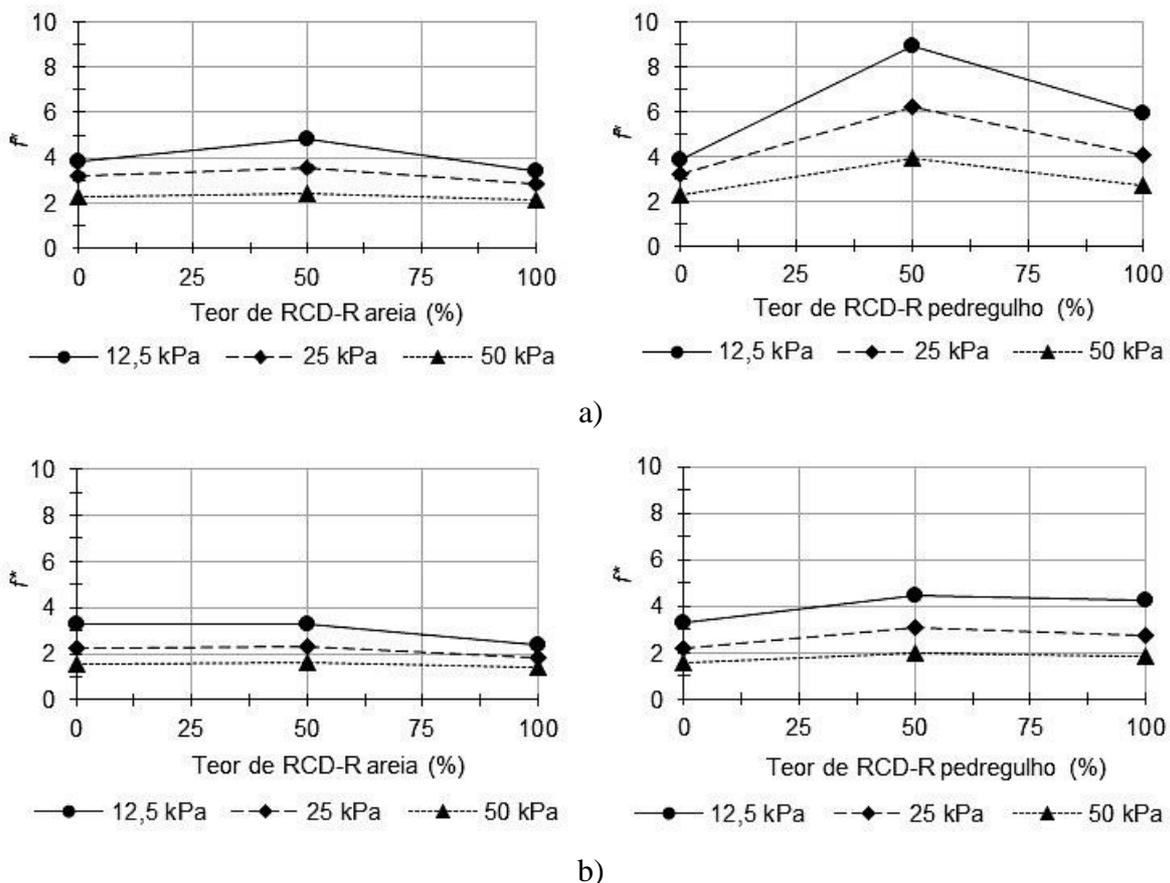


Figura 4.35. Coeficiente de atrito solo-reforço (f^*), em função do teor de RCD-R; a) tira metálica nervurada e b) tira sintética convencional.

Além disso, é importante ressaltar que, apesar das origens distintas das areias utilizadas no estudo e das pequenas diferenças de desempenho entre diferentes tipos de areias, a distribuição granulométrica desses materiais foi um fator condicionante na mobilização de forças durante o arrancamento das armaduras.

4.7.6. COEFICIENTE DE ATRITO APARENTE SOLO-REFORÇO ESTIMADO COM BASE NAS NORMAS TÉCNICAS – f^{*}

No caso de tiras metálicas com ressalto, o coeficiente de atrito aparente solo-reforço foi estimado com base nas formulações propostas pelas normas; brasileira (NBR 19286; ABNT, 2021) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009). Por outro lado, nos ensaios empregando fitas sintéticas, o coeficiente f^{*} foi determinado utilizando somente as expressões propostas pela norma francesa, uma vez que na norma brasileira não é considerado o uso de tiras poliméricas como elemento de reforço.

De acordo com a brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), todos os materiais geotécnicos empregados nesta pesquisa atendem aos critérios mecânicos exigíveis para a sua seleção como material de aterro em muros mecanicamente estabilizados e se enquadram no grupo A ($D_{15} > 0,08$ mm), conforme descrito detalhadamente no item 4.1.3. Ainda segundo a norma em questão, no grupo A encontram-se os solos mais recomendados como material de aterro, devido a suas características granulares e drenantes. Por outro lado, segundo a norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009), os materiais geotécnicos foram classificados como drenantes e se enquadram no grupo I (porcentagem de finos em peso $< 5\%$), também considerados adequados para seu uso em estruturas reforçadas com tiras metálicas ou poliméricas.

No caso de tiras metálicas com ressalto, são apresentados na Tabela 4.29 os coeficientes de atrito aparente solo-reforço previstos pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021). De acordo com a referida norma, para aterros compactados do grupo A, em que a profundidade do aterro (z) seja menor que 6 m o valor de f^{*} varia em função do ângulo de atrito interno mínimo (ϕ_0) e do coeficiente de uniformidade do solo (C_U), conforme as Equações 2.8 e 2.10. Além disso, são apresentados os valores do coeficiente f^{*} , quando adotado um valor de f^{*}_0 constante é igual a 1,5, também previsto pela norma em questão, na falta de dados mais específicos.

Tabela 4.29. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NBR 19286 (ABNT, 2021) – tira metálica com ressaltos.

Material	Parâmetros					Coeficientes				
	C_u	ϕ (°)	ϕ_0 (°)	σ'_n (kPa)	z (m)	f^*_{0}	f^*_{1}	$f^{*'}_{}$	f^*_{0}	$f^{*'}_{}$
Tipo I	2,06	45	35	12,5	0,77			1,41		1,40
				25	1,54	1,51	0,70	1,30	1,50	1,29
				50	3,07			1,10		1,09
Tipo II	2,87	43	33	12,5	0,77			1,53		1,39
				25	1,54	1,66	0,65	1,40	1,50	1,28
				50	3,07			1,14		1,07
Tipo III	1,83	50	45	12,5	0,77			1,40		1,44
				25	1,54	1,46	1,00	1,34	1,50	1,37
				50	3,07			1,22		1,24
Tipo IV	2,65	46	37	12,5	0,77			1,51		1,40
				25	1,54	1,62	0,75	1,40	1,50	1,31
				50	3,07			1,12		1,11
Tipo V	21,07	52	46	12,5	0,77			2,33		1,44
				25	1,54	2,52	1,04	2,14	1,50	1,38
				50	3,07			1,76		1,26

Observa-se na Tabela 4.29 que quando o parâmetro f^*_{0} é determinado a partir da Equação 2.10, não foi obtida a mesma variação observada na análise do coeficiente de atrito solo-reforço calculado a partir dos ensaios de arrancamento (f^*). Por exemplo, os valores de f^* do RCD-R areia (tipo II) foram maiores que os resultados da areia natural (tipo I) e o RCD-R pedregulho (tipo III) resultou em valores menores que as areias (natural e RCD-R), uma vez que, a formulação utilizada considera uma maior influência da parcela de resistência devida ao coeficiente de uniformidade. Por outro lado, quando foi adotado um valor de f^*_{0} constante e igual a 1,5 (valor sugerido pela norma), os cálculos levaram a resultados consistentes aos obtidos nas análises experimentais.

Na Tabela 4.30, estão apresentados os coeficientes de atrito aparente solo-tira metálica com ressaltos com base na norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009). Segundo a norma

em questão, o valor de $f^{*'}$ pode ser aproximado utilizando a Equação 2.16 e os coeficientes f^{*}_0 e f^{*}_1 , parâmetros em função de C_U e ϕ_{1k} , respectivamente, podem ser estimados utilizando os critérios apresentados na Tabela 2.5. Além, são apresentados os valores do coeficiente $f^{*'}$, quando o valor de f^{*}_1 foi limitado em 0,8, também previsto pela norma em questão, na falta de dados mais específicos.

Tabela 4.30. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NF P94-270 (Norme Française, 2009) – tira metálica com ressaltos.

Material Geotécnico	Parâmetros				Coeficientes				
	C_U	ϕ (°)	σ'_n (kPa)	z (m)	f^{*}_0	f^{*}_1	$f^{*'} $	f^{*}_1	$f^{*'} $
Tipo I	2,06	45	12,5	0,77			1,44		1,41
			25	1,54	1,5	1,00	1,37	0,8	1,32
			50	3,07			1,24		1,14
Tipo II	2,87	43	12,5	0,77			1,43		1,41
			25	1,54	1,5	0,93	1,35	0,8	1,32
			50	3,07			1,21		1,14
Tipo III	1,83	50	12,5	0,77			1,20		1,14
			25	1,54	1,2	1,19	1,20	0,8	1,10
			50	3,07			1,20		1,00
Tipo IV	2,65	46	12,5	0,77			1,44		1,41
			25	1,54	1,5	1,03	1,38	0,8	1,32
			50	3,07			1,26		1,14
Tipo V	21,07	52	12,5	0,77			2,34		2,28
			25	1,54	2,5	1,28	2,19	0,8	2,06
			50	3,07			1,88		1,63

Nota-se que quando o valor de f^{*}_1 foi limitado em 0,8 (valor sugerido pela norma), os coeficientes de atrito aparente solo-reforço de todos os materiais arenosos (areia natural, RCD-R areia e a mistura areia/RCD-R areia), foram iguais a 1,41, 1,32 e 1,14, para tensões normais aplicadas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. O RCD-R pedregulho resultou nos menores valores de coeficiente de atrito, uma vez que foram consideradas apenas as variações entre os coeficientes de uniformidade (C_U). Por outro lado, quando o parâmetro f^{*}_1 foi determinado a partir do ângulo de atrito interno do material de aterro, os valores encontrados

estão de acordo com o comportamento observado nos ensaios de arrancamento, com a exceção do RCD-R pedregulho (tipo III), onde o valor de f^{*} foi igual a 1,2, independentemente da tensão vertical atuante no reforço. Isso se deve ao fato de que, neste caso particular, os valores de f^{*}_0 e f^{*}_1 são aproximadamente iguais.

Em comparação com a norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021), os coeficientes determinados a partir da norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009) foram ligeiramente maiores em areias naturais (tipo I), RCD-R areia (tipo II), RCD-R pedregulho (tipo IV) e areia/RCD-R areia (tipo IV) e significativamente superiores em aterros tipo V (areia/RCD-R pedregulho).

Por sua vez, no caso de tiras sintéticas convencionais, os valores de f^{*} , estimados com base na norma francesa NF P94-270 (Norme Française, 2009), são apresentados na Tabela 4.31. Foi utilizada para o cálculo a mesma fórmula empregada para tiras metálicas (Equação 2.16), porém, os coeficientes f^{*}_0 e f^{*}_1 variam em função dos critérios mostrados na Tabela 2.5, para geotiras.

Tabela 4.31. Coeficiente de atrito aparente solo-reforço, estimado conforme a NF P94-270 (Norme Française, 2009) – tira sintética convencional.

Material Geotécnico	Parâmetros				Coeficientes		
	C_U	ϕ_0 (°)	σ'_n (kPa)	z (m)	f^{*}_0	f^{*}_1	f^{*}
Tipo I	2,06	45	12,5	0,77	1,3	0,90	1,25
			25	1,54			1,20
			50	3,07			1,10
Tipo II	2,87	43	12,5	0,77	1,3	0,84	1,24
			25	1,54			1,18
			50	3,07			1,06
Tipo III	1,83	50	12,5	0,77	1,1	1,07	1,10
			25	1,54			1,09
			50	3,07			1,08
Tipo IV	2,65	46	12,5	0,77	1,3	0,94	1,25
			25	1,54			1,21
			50	3,07			1,12

			12,5	0,77			1,28
Tipo V	21,07	52	25	1,54	1,3	1,15	1,26
			50	3,07			1,22

Nas Figuras 4.36 a 4.37, apresenta-se a comparação entre os coeficientes de atrito aparente solo-reforço estimados por meio das normas (f^{*n}) e os coeficientes calculados com base nos ensaios de arrancamento (f^*).

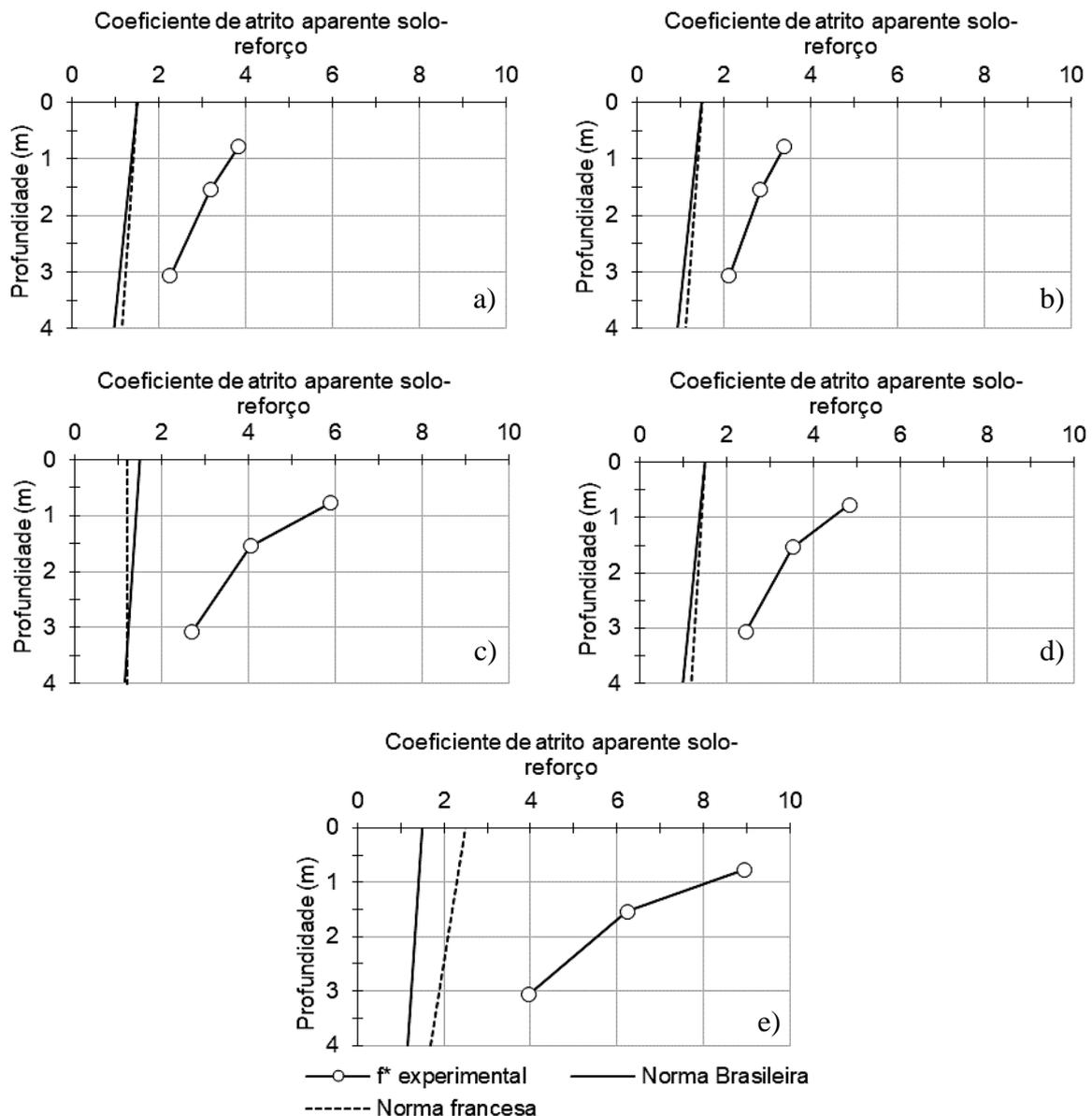


Figura 4.36. Comparação dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* com os valores previstos pelas normas (f^{*n}), em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tira metálica com ressaltos.

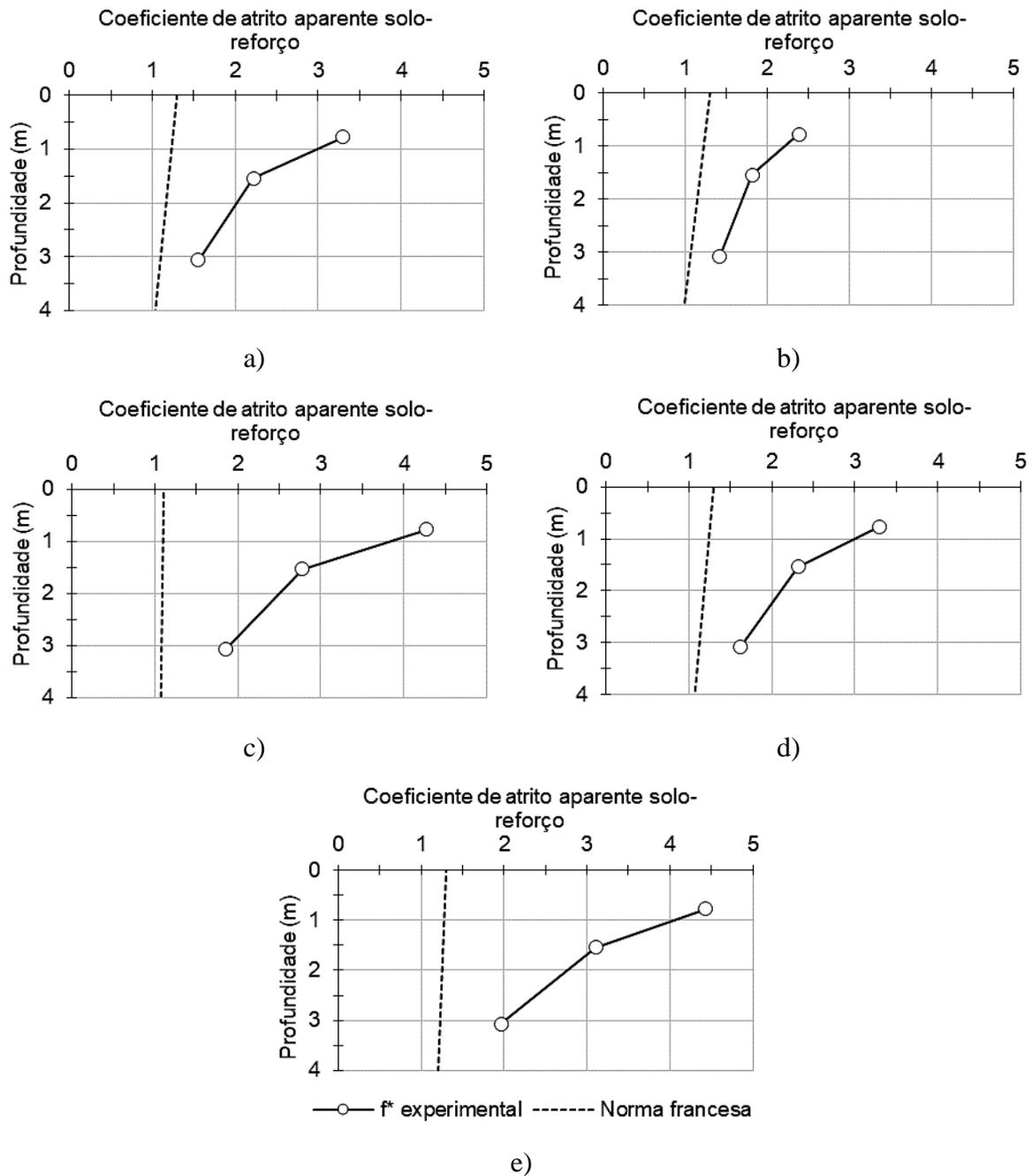


Figura 4.37. Comparação dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço f^* com os valores previstos pelas normas ($f^{*'}), em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tira sintética convencional.$

De um modo geral, observou-se que os valores de coeficiente de atrito aparente solo-reforço estimados a partir das equações e critérios sugeridos pelas normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2021) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009) ($f^{*'}), foram sempre menores aos resultados obtidos em laboratório a partir dos ensaios de arrancamento. Isso se deve ao fato de que as formulações desenvolvidas pelas normas técnicas, são baseadas nos resultados de$

ensaios de arrancamento de vários autores, executados numa ampla gama de solos e sob diferentes condições de ensaio, aplicando-se além, um intervalo de confiança de 95%.

Tem-se ainda que, em termos de comportamento relativo, os valores obtidos com base nas normas técnicas apresentam um comportamento semelhante aos ensaios de arrancamento, ou seja, o RCD-R pedregulho (aterro tipo III) mostrou os valores maiores de coeficiente de atrito solo-reforço, em todos os níveis de confinamento, tanto para tiras metálicas nervuradas como sintéticas convencionais; seguido pela areia natural e, por último, o RCD-R areia. As misturas areia natural/RCD-R areia (tipo IV) e areia natural/RCD-R pedregulho (tipo V), apresentaram valores maiores que os materiais de origem. Contudo, foi necessária uma análise criteriosa das formulações, parâmetros e critérios considerados pelas normas. Neste sentido, embora o emprego dos valores teóricos obtidos a partir das normas mostrou-se satisfatório e eficiente (devida a sua simplicidade e baixo custo), o uso de materiais não convencionais (solos finos, solos de granulação uniforme, resíduos de construção, resíduos industriais, materiais sintéticos, etc.), requerem de ensaios de arrancamento e análises mais rigorosas. Estes resultados condizem com as observações feitas por Miranda (2009). Segundo o autor, em alguns materiais considerados não tradicionais o comportamento e distribuição sugeridos pelas normas em função da profundidade de aterro não condiz com os resultados obtidos experimentalmente.

A fim de avaliar os resultados obtidos com os valores reportados na literatura técnica, procedeu-se a comparar os coeficientes de atrito aparente solo-reforço determinados experimentalmente (f^*), com os valores definidos pela AASHTO (2020) e os modelos preditivos propostos por Huang et al. (2012) e Jayawickrama et al. (2015) em aterros arenosos e pedregulhosos (Figura 4.38).

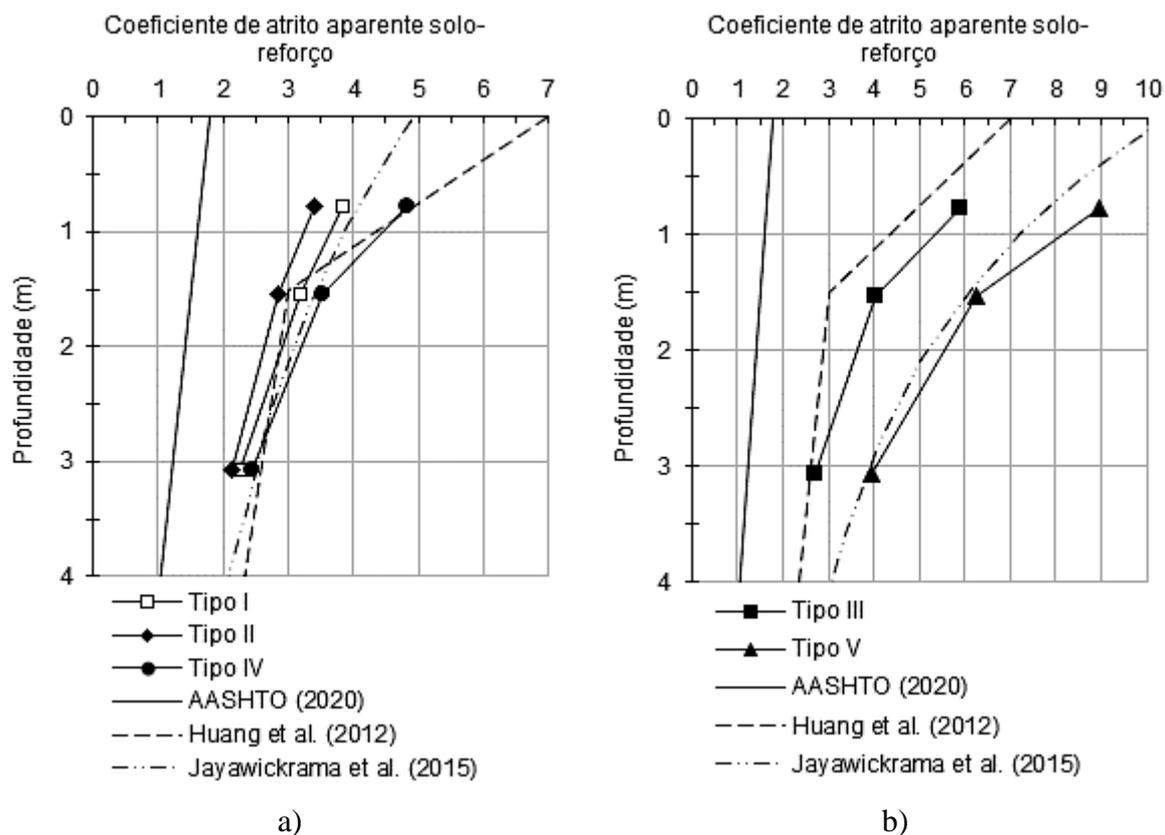


Figura 4.38. Comparação dos coeficientes f^* , com os valores previstos pela AASHTO (2020) e propostos por Huang et al. (2012) e Jayawickrama et al. (2015), em materiais granulares; a) arenosos e b) pedregulhosos.

Como se pode observar na Figura 4.38a, em materiais de aterro arenosos (areia natural, RCD-R areia e areia/RCD-R areia), os métodos propostos por Huang et al. (2012) e Jayawickrama et al. (2015) foram capazes de prever com razoável precisão os valores experimentais de f^* , por outro lado, os valores previstos pela norma americana são significativamente menores aos resultados obtidos por meio dos ensaios de arrancamento.

Em relação aos materiais pedregulhosos (Figura 4.38b), novamente os valores de f^* previstos pela norma americana têm se mostrado consideravelmente conservadores em relação aos valores determinados a partir dos ensaios de arrancamento, como era de se esperar, uma vez que os critérios utilizados pelas normas técnicas baseiam-se em observações do comportamento de modelos para condições bem diferentes de solo e de métodos empregados. Portanto, os valores sugeridos pelas normas resultam da generalização dos resultados disponíveis nas condições mais diversas. Em aterros tipo V (areia/RCD-R pedregulho), os coeficientes f^* se ajustam aos modelos estatísticos desenvolvidos pelos autores em questão. Já

no caso do RCR-R pedregulho (tipo III), os ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas, resultaram em coeficientes de atrito aparente solo-reforço menores aos propostos por Jayawickrama et al. (2015). Não obstante, deve-se compreender que, nos estudos desses autores, foram avaliados materiais de aterro convencionais de alta qualidade em termos de resistência ao arrancamento, ou seja, solos granulares puros (com poucos finos) e bem graduados. Neste sentido, cuidados devem ser considerados na utilização de modelos preditivos em materiais de aterro não convencionais, embora estes sejam previstos pelas normas e documentos técnicos, uma vez que, os valores assumidos de coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*), podem ser superestimados, representando um risco a segurança.

Por outro lado, ao comparar os coeficientes de atrito aparente solo-reforço determinados experimentalmente, com os valores apresentados por The Reinforced Earth Company (1995), a partir da compilação de ensaios de arrancamento de várias pesquisas, utilizando tiras metálicas com ressalto como elemento de reforço e solos granulares como material de aterro e os resultados reportados por Pierozan (2018), em areias de rio uniformes e solos lateríticos finos (Figura 4.39). Note-se que os valores obtidos na presente pesquisa se mostraram comparável aos materiais granulares de referência, comumente empregados em muros mecanicamente estabilizados.

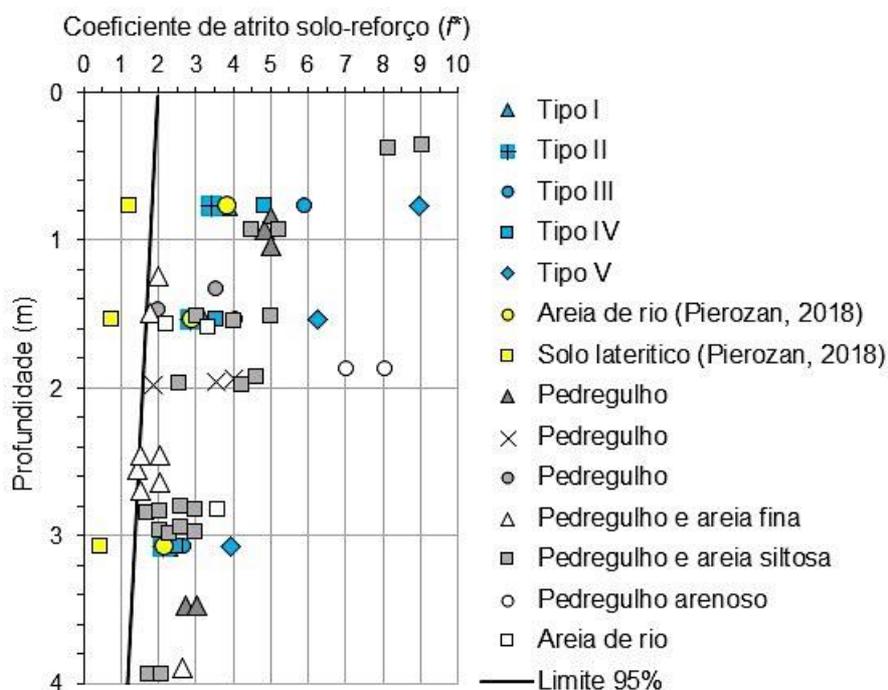


Figura 4.39. Comparação dos coeficientes f^* , com os valores compilados por The Reinforced Earth Company (1995).

Neste contexto, foi desenvolvido um método analítico alternativo para a estimativa dos esforços de arrancamento máximos (F_{max}) e dos coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*) de tiras metálicas nervuradas em materiais alternativos com propriedades geotécnicas variadas, baseado na distribuição granulométrica dos materiais de aterro, de acordo com as expressões apresentadas a seguir. Para se empregar o método, inicialmente é necessário calcular o coeficiente de distribuição granulométrica do solo C_d , definido como a razão entre o coeficiente de uniformidade C_U e o coeficiente de curvatura C_C , conforme apresentado na Equação 4.17.

$$C_d = \frac{C_u}{C_c} \quad (17)$$

A partir do parâmetro C_d é calculado o coeficiente m , utilizando a Equação 4.18. Este parâmetro determinado com base nos resultados experimentais (ensaios de arrancamento), permite considerar a resposta ao arrancamento dos materiais de aterro nas condições de carregamento empregadas nesta pesquisa.

$$m = 4,9307 - 0,8154 \times C_d \quad (18)$$

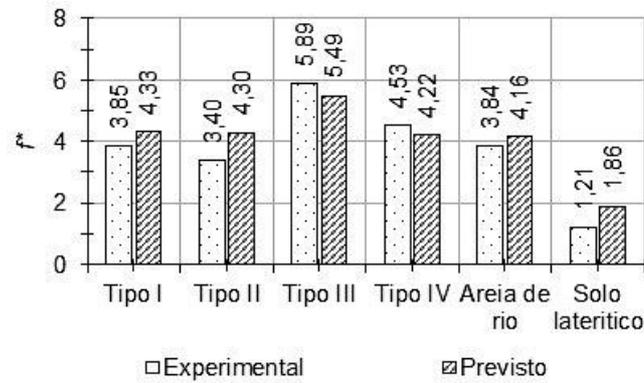
Assim, o esforço necessário para o arrancamento de uma fita metálica com ressaltos (F_{max}) pode ser aproximado por meio da Equação 4.19. E os coeficientes de atrito aparente solo-reforço, f^* , podem ser previstos utilizando a mesma formulação utilizada nos resultados experimentais (Equação 2.6).

$$F_{max} = m \times \sqrt{\sigma'_0 \times p_a \times A^2} \quad (19)$$

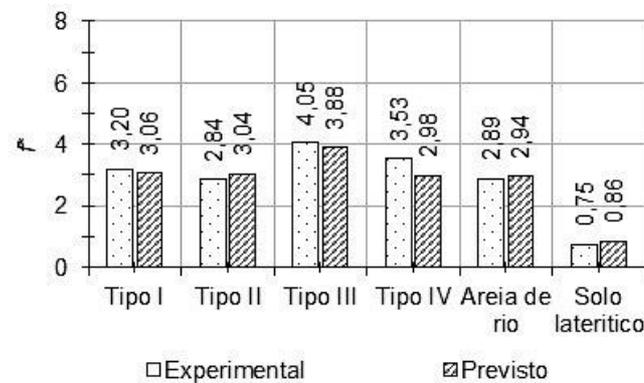
onde, p_a é pressão atmosférica, de valor constante é igual a 101 kPa e A é a área da face do reforço.

Então, com o objetivo de avaliar os resultados obtidos e continuar a linha de pesquisa sobre ensaios de arrancamento de reforços lineares do Programa de Pós-graduação em Geotecnia da Universidade Brasília, procedeu-se a comparar os resultados da presente pesquisa com os resultados obtidos por Pierozan (2018) em areias de rio uniformes e solos lateríticos finos da cidade de Brasília. Isso teve como objetivo corroborar a aplicabilidade do método proposto para uma faixa maior de materiais geotécnicos não convencionais. Sendo assim, são

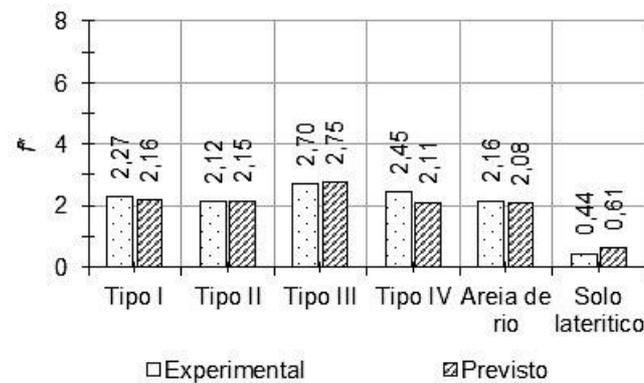
apresentados nas Figuras 4.40 e 4.41, o comparativo entre os valores de f^* calculados com base nos ensaios de arrancamento e os valores previstos utilizando o modelo proposto.



a)



b)



c)

Figura 4.40. Comparação dos resultados de f^* experimentais, com os valores previstos pelo método analítico proposto, considerando sobrecargas aplicadas de; a) 12,5 kPa e b) 25 kPa e c) 50 kPa.

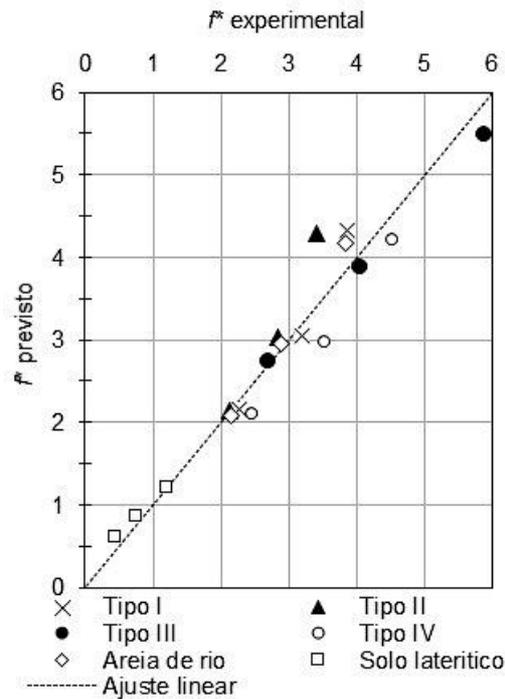


Figura 4.41. Comparação dos resultados de f^* experimentais, com os valores previstos pelo método analítico proposto (Adaptado de Corrales et al., 2023).

Observa-se que o método desenvolvido foi capaz de prever com precisão aceitável os valores experimentais de f^* . Também foi observado que a dispersão dos resultados é menor (melhor ajuste) quando consideradas tensões verticais maiores, uma vez que a influência da dilatância do solo nos ensaios de laboratório, decresce quando a tensão confinante aumenta.

Cabe salientar que, por se tratar de um método desenvolvido em condições específicas, com um número limitado de ensaios de arrancamento, utilizando ensaios cujo procedimento de execução varia em cada laboratório, as expressões desenvolvidas só devem ser vistas como uma primeira aproximação, para estimativas preliminares, na fase de pré-dimensionamento. Neste sentido, para materiais de aterro alternativos, os ensaios de arrancamento nas mesmas condições de projeto tornam-se essenciais. Por outro lado, uma das principais vantagens deste método é a sua simplicidade, pois se baseia em atributos de distribuição de tamanho de partículas (C_U e C_C) que geralmente são determinados de maneira rápida e barata nas fases iniciais do projeto, podendo contribuir na tomada de decisões quando há conhecimento limitado sobre o comportamento da interface solo-reforço.

Vale ressaltar que, apesar de o método ter se mostrado satisfatório para prever a resposta ao arrancamento de tiras metálicas nervuradas em materiais de aterro de diversas origens (areias usinas, areias de rio, resíduos de construção e demolição civil e solos tropicais finos fortemente intemperizado), devido a sua abordagem simplificada, mostrou-se limitado para prever o comportamento de materiais desuniformes, como por exemplo, a mistura areia/RCD-R pedregulho (aterro tipo V), razão pela qual este material não foi considerado nas análises.

4.7.7. COEFICIENTE DE ATRITO REAL SOLO-REFORÇO – f

As tensões verticais no aterro foram monitoradas pelas células de tensão total inseridas no interior do maciço, de forma a se analisar a influência do tipo de reforço na redistribuição de tensões durante os ensaios de arrancamento. Devido à quantidade de resultados, na Figura 4.42 estão apresentados apenas as tensões totais medidas pelas CTT durante o ensaio de arrancamento da tira metálica nervurada inserida no material de aterro tipo I (areia natural) e sobrecarga de 12,5 kPa. Demais resultados estão apresentados nas Figuras B.12 a B.27 (Apêndice B).

Vale lembrar que, no caso das tiras metálicas, as células de tensão total CTT-1 e CTT-3 correspondem às células colocadas acima dos ressaltos, enquanto a CTT-2 corresponde com a célula posicionada sobre o trecho liso da tira. Em tiras sintéticas, as três células foram colocadas em pontos distintos ao longo do comprimento do trecho ancorado. Já a CCT-4, foi inserida no maciço, ao lado dos reforços metálicos e sintéticos. Por último, é importante mencionar que as células foram posicionadas a uma distância de aproximadamente 5 mm do reforço.

De modo geral, foi observado que a presença das tiras não teve influência significativa na célula de tensão total colocadas ao lado dos reforços (CTT-4), independentemente do material de aterro empregado, uma vez que as tensões registradas se encontram próximas as tensões verticais aplicadas. Por outro lado, as leituras das células de tensão total instaladas sobre os reforços metálicos e sintéticos (CCT-1, CCT-2 e CTT-3) mostraram um aumento da tensão vertical atuante no nível do reforço em relação a tensão normal aplicada.

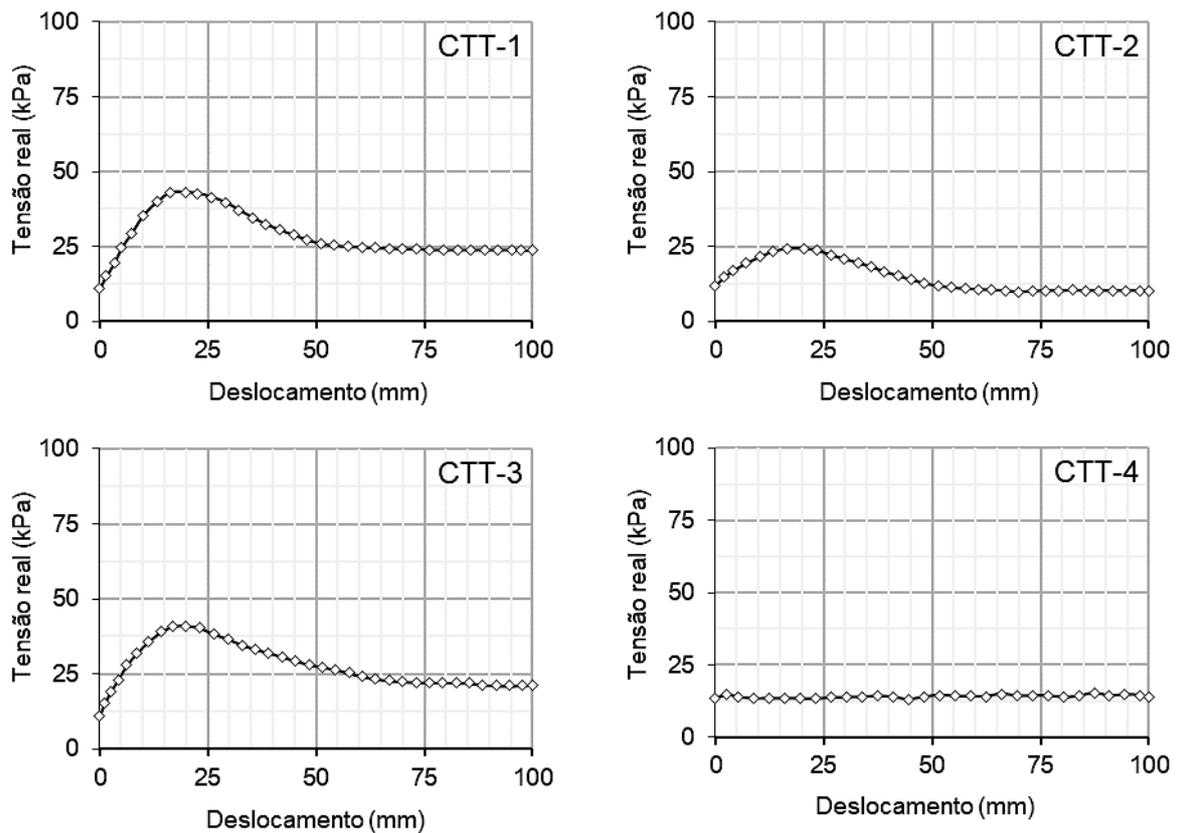


Figura 4.42. Tensões verticais medidas pelas CTT no ensaio de arrancamento da tira metálica nervurada em aterros tipo I (areia natural) e tensão vertical aplicada de 12,5 kPa.

Esses acréscimos de tensões verticais ($\Delta\sigma'_n$), correspondem com o aumento localizado da tensão vertical aplicada, devido ao arrancamento do elemento de reforço. Segundo Abramento et al. (2019), em materiais com comportamento dilatante, como é o caso de aterros granulares compactos, as tensões cisalhantes induzidas pelo arrancamento tendem aumentar o volume de solo em uma determinada zona que o circunda, entretanto, como esta zona está confinada, ocorre um aumento da tensão normal sobre o elemento de reforço, fenômeno popularmente conhecido como dilatância impedida do solo.

Neste contexto, os valores medidos pelas células de tensão total (tensão real) são resultado da soma entre a tensão vertical aplicada (σ'_n) e o acréscimo de tensões vertical no nível do reforço devido ao efeito de dilatância do solo circundante.

Na Tabela 4.32 são apresentados os acréscimos de tensões verticais máximos que ocorreram durante os ensaios de arrancamento ($\Delta\sigma'_n$), assim como, o acréscimo de tensões verticais médio

de cada ensaio (média entre os valores das três células posicionadas sobre os reforços; CTT-1, CTT-2 e CTT-3), valor este de projeto, para fins de dimensionamento.

Tabela 4.32. Acréscimo de tensões registradas pelas células de tensão total colocadas sobre os elementos de reforço.

Material Geotécnico	Reforço σ'_0	Tira metálica			Tira sintética		
		12,5 kPa	25,0 kPa	50 kPa	12,5 kPa	25,0 kPa	50 kPa
Tipo I	CTT-1	29,4	59,7	77,2	19,0	36,4	56,9
	CTT-2	11,6	23,4	37,5	18,7	8,0	55,8
	CTT-3	28,3	55,6	81,6	18,2	37,1	54,4
	$\Delta\sigma'_0$	23,1	46,2	65,4	18,2	27,2	55,7
Tipo II	CTT-1	25,4	55,3	74,0	18,4	29,4	50,5
	CTT-2	9,5	19,1	33,8	18,0	28,7	45,3
	CTT-3	25,9	51,0	76,6	17,1	27,5	47,8
	$\Delta\sigma'_0$	20,3	41,8	61,5	17,8	28,5	47,9
Tipo III	CTT-1	40,5	71,4	95,3	28,8	55,0	66,5
	CTT-2	19,2	32,8	51,9	26,4	55,4	65,2
	CTT-3	41,6	70,7	98,5	27,0	53,7	64,7
	$\Delta\sigma'_0$	33,8	58,3	81,9	27,4	54,7	65,5
Tipo IV	CTT-1	37,7	63,3	83,4	23,5	41,5	57,4
	CTT-2	17,6	28,9	44,7	25,7	40,9	58,3
	CTT-3	38,2	63,0	86,2	24,2	42,6	60,0
	$\Delta\sigma'_0$	31,2	51,7	71,4	24,5	41,7	58,6
Tipo V	CTT-1	44,3	88,9	135,0	36,5	63,2	71,0
	CTT-2	24,9	43,1	78,8	35,9	61,6	69,8
	CTT-3	45,5	86,5	137,5	36,1	63,9	70,7
	$\Delta\sigma'_0$	38,2	72,8	117,1	36,2	62,9	70,5

A partir destes resultados, foram calculados os coeficientes de atrito real solo-reforço (f), mediante a relação entre o coeficiente de atrito aparente solo-reforço (f^*), a tensão normal aplicada (σ'_0) e o acréscimo de tensões verticais médio, utilizando a Equação 2.7. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 4.33.

Tabela 4.33. Coeficientes de atrito real solo-reforço (f).

Material Geotécnico	Ensaio de arrancamento						
	σ'_n (kPa)	Tira metálica			Tira sintética		
		$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	f^*	f	$\Delta\sigma'_n$ (kPa)	f^*	f
Tipo I	12,5	23,1	3,85	1,35	18,2	3,30	1,32
	25	46,2	3,20	1,12	27,2	2,22	1,06
	50	65,4	2,27	0,98	55,7	1,55	0,73
Tipo II	12,5	20,3	3,40	1,30	17,8	2,38	0,98
	25	41,8	2,84	1,06	28,5	1,81	0,85
	50	61,5	2,12	0,95	47,9	1,42	0,73
Tipo III	12,5	33,8	5,89	1,59	27,4	4,28	1,34
	25	58,3	4,05	1,22	54,7	2,78	0,87
	50	81,9	2,70	1,02	64,7	1,86	0,81
Tipo IV	12,5	31,2	4,83	1,38	24,5	3,30	1,11
	25	51,7	3,53	1,15	41,7	2,32	0,87
	50	71,4	2,45	1,01	58,6	1,62	0,75
Tipo V	12,5	38,2	8,95	2,21	36,2	4,43	1,14
	25	72,8	6,24	1,60	62,9	3,10	0,88
	50	117,1	3,95	1,18	70,5	1,96	0,81

Avaliando-se os resultados constata-se que, para todos os ensaios, os valores dos coeficientes de atrito real solo-reforço (f) são consideravelmente menores aos coeficientes de atrito aparente solo-reforço (f^*), uma vez que o valor de f^* depende fundamentalmente do comportamento dilatante do solo. Foi igualmente observado que o efeito de dilatância foi significativamente maior no caso das tiras metálicas que por sua vez foi favorecido pela presença dos elementos transversais (ressaltos). Também foi possível constatar que a dilatância descesse quando a tensão normal aplicada aumenta, devido ao efeito confinante. Segundo as normas NBR 19286 (ABNT, 2021) e NF P94-270 (Norme Française, 2009), o efeito da dilatância passa a ser desprezível a partir de 6m de profundidade, podendo ser empregado o valor de f , correspondente ao coeficiente f^*_{l} igual ao coeficiente de atrito interno do solo ($f^*_{l} = \tan\phi$).

Nas Figuras 4.43 e 4.44, é mostrada a comparação entre os coeficientes de atrito solo-reforço aparentes (f^*), reais (f) e o coeficiente de atrito para grandes profundidades, quando o efeito da

dilatância é muito pequeno (f^*_1), sugerido pelas normas brasileira (NBR 19286; ABNT, 2021) e francesa (NF P94-270; Norme Française, 2009), em fitas metálicas nervuradas e fitas sintéticas, respectivamente.

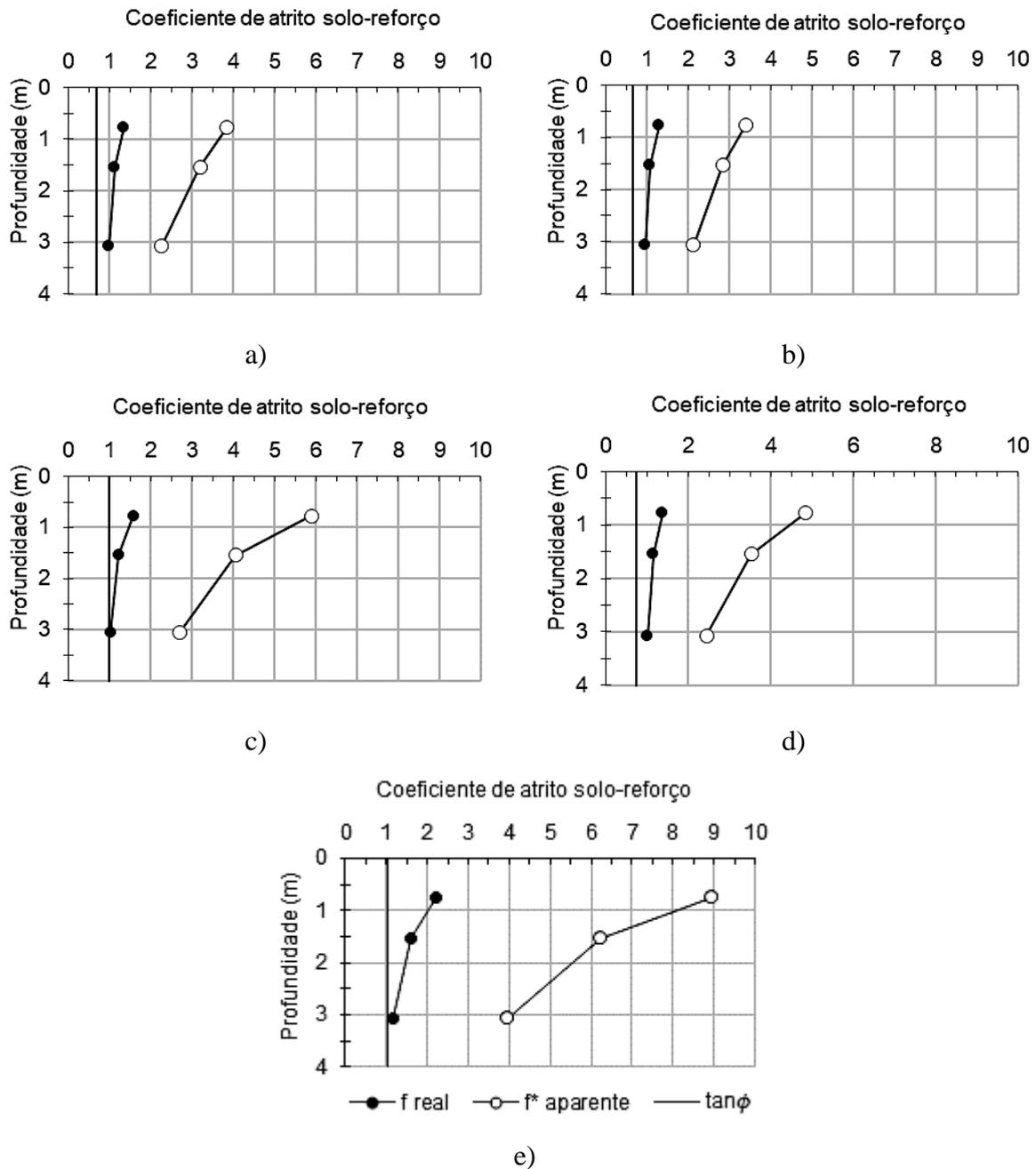


Figura 4.43. Comparação dos coeficientes de atrito solo-reforço aparente (f^*), real (f), e f^*_1 , em aterros: a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tiras metálicas nervuradas.

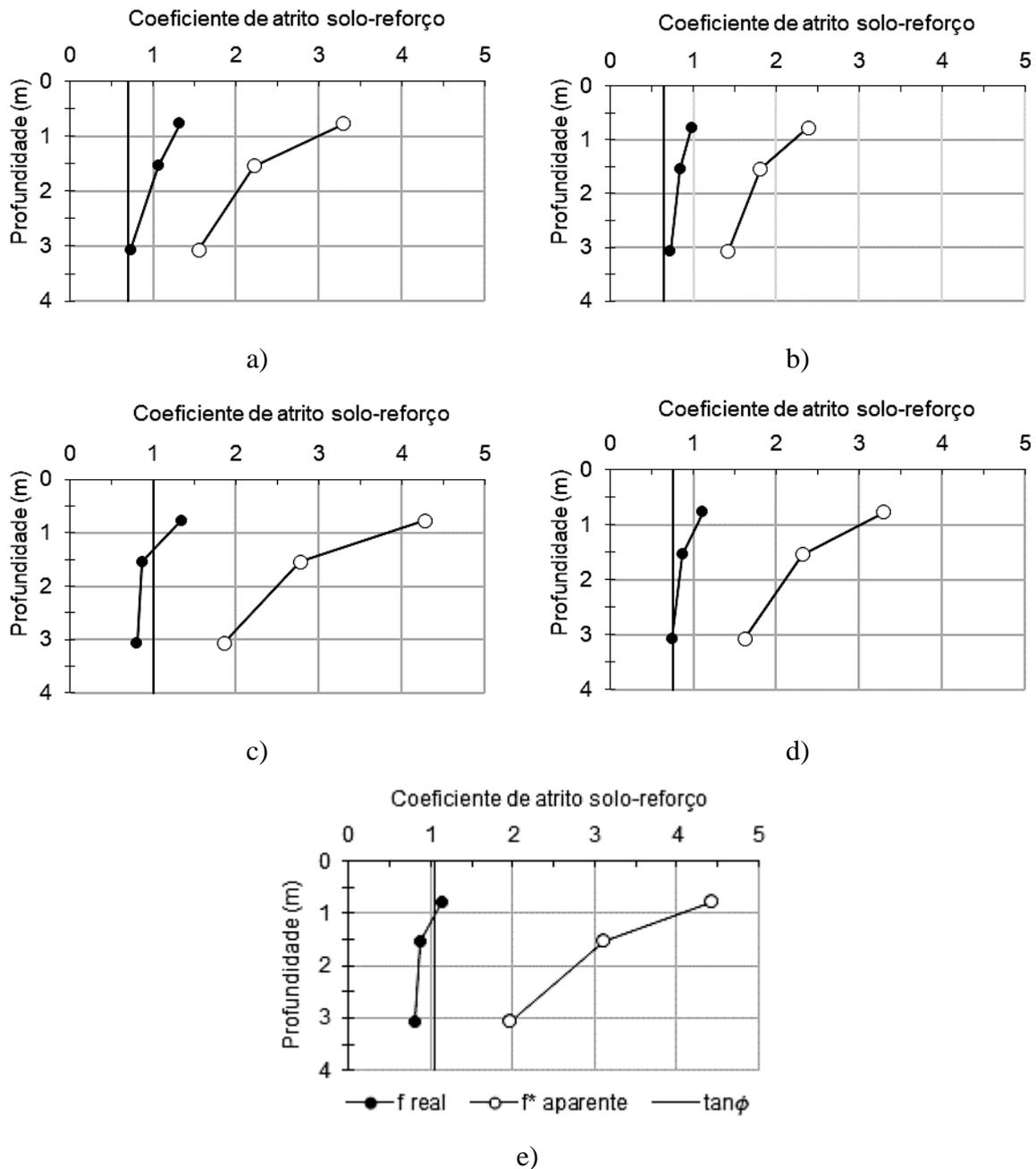


Figura 4.44. Comparação dos coeficientes de atrito solo-reforço aparente (f^*), real (f), e f^*_1 , em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V. – tiras sintéticas convencionais.

Observa-se que, conforme o esperado, em tiras metálicas com ressaltos, os valores de f são muito próximos aos valores previstos pelas normas (f^*_1), uma vez que ambos os parâmetros não consideram o efeito da dilatância. O mesmo comportamento foi observado para os casos de aterros arenosos reforçados com tiras sintéticas, porém no caso de materiais pedregulhosos os coeficientes de atrito real solo-reforço nos ensaios com sobrecargas de 25 kPa e 50 kPa, foram menores que os do coeficiente f^*_1 . Resultados similares foram encontrados por Pierozan

(2018) em tiras sintéticas de alta aderência e tiras sintéticas convencionais. Segundo Abramento et al. (2019), para tiras metálicas lisas e poliméricas o coeficiente de atrito real solo-reforço se aproxima dos menores valores de f^*_l , correspondentes à tangente do ângulo de interface solo-reforço ($f^*_l = \tan \delta$).

Para uma melhor visualização do efeito favorável dos ressaltos nas tiras metálicas, são apresentados na Figura 4.45, os acréscimos de tensões verticais medidos sobre os ressaltos (média dos valores registrados pelas células CTT-1 e CTT-3) e sobre a parte lisa da tira (CTT-2), em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho.

Nota-se que os acréscimos de tensões induzidos pelo reforço metálico durante o arrancamento são da ordem de 2 vezes a tensão vertical aplicada na parte lisa da tira (sem ressalto) e de 2,5 até 3 vezes a tensão vertical aplicada devido a influência da presença das nervuras. Este comportamento é mais acentuado no caso de materiais de aterro pedregulhosos. Estes resultados podem ser justificados pelo volume de material mobilizado no processo de arrancamento, sendo que o volume de solo com comportamento dilatante aumenta consideravelmente com a presença de nervuras e com o aumento do tamanho de partículas.

Em relação aos materiais geotécnicos, constatou-se uma correlação entre o material de aterro e os acréscimos de tensões localizadas no nível do reforço devido ao arrancamento, os materiais que tem apresentado um melhor desempenho em termos de interação solo-reforço, resultaram em acréscimos de tensões maiores. Assim, observou-se que para ambos elementos de reforço o RCD-R pedregulho (tipo III) obteve os maiores valores de $\Delta\sigma'_0$, seguido pela areia natural (tipo I) e por último o RCD-R areia (tipo II). No caso das misturas (tipo IV e V), foram obtidos acréscimos de tensões normais superiores aos materiais de origem.

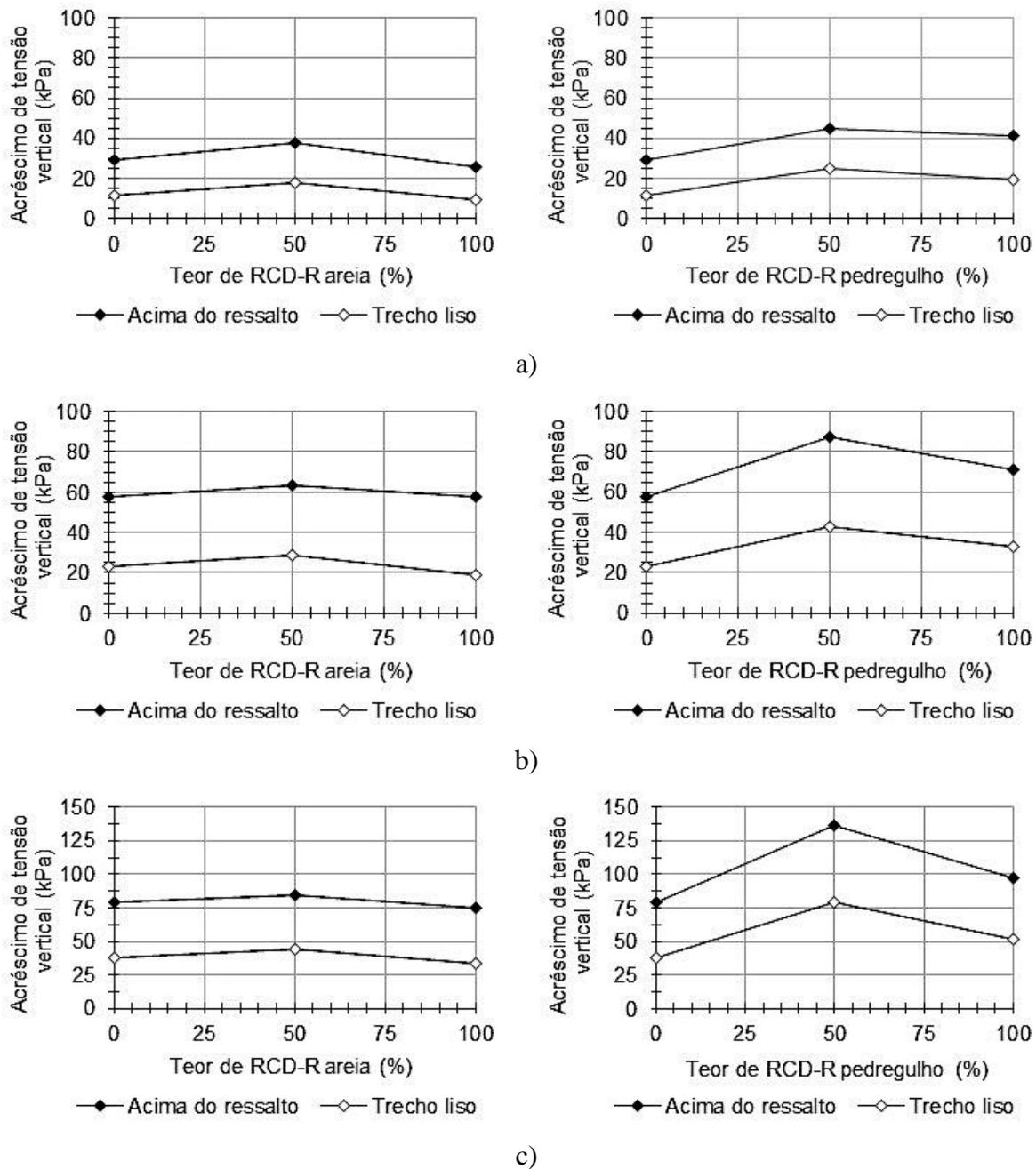


Figura 4.45. Acréscimo de tensões registrados pelas células de tensão total colocadas sobre as tiras metálicas, em função do teor de RCD-R areia e RCD-R pedregulho: a) $\sigma'_0 = 12,5$ kPa, b) $\sigma'_0 = 25$ kPa e c) $\sigma'_0 = 50$ kPa.

4.7.8. MOBILIZAÇÃO E DEFORMAÇÃO DOS ELEMENTOS DE REFORÇO

As deformações axiais sofridas pelas tiras metálicas durante os ensaios de arrancamento foram medidas pelos extensômetros elétricos instalados da fase superior do reforço em três pontos distintos: no início (EE-1), próximo ao ponto de arrancamento, no meio (EE-2) e no final do trecho ancorado (EE-3). As Figuras B.28 a B.30 (Apêndice B) mostram as micro deformações

lidas pelos extensômetros ao longo dos ensaios de arrancamento. Um resumo das deformações máximas registradas pelos EE, as quais correspondem aos momentos de maior solicitação do reforço durante o ensaio de arrancamento, encontram-se na Tabela 4.34.

Tabela 4.34. Deformações máximas medidas pelos extensômetros elétricos nas tiras metálicas com ressaltos.

Material Geotécnico	Tensão normal σ'_0 (kPa)	Força máxima F_{max} (kN)	Deformação ($\mu\text{m/m}$)		
			EE-1	EE-2	EE-3
Tipo I	12,5	6,3	108,2	56,6	17,8
	25	9,8	154,2	88,0	24,9
	50	14,0	226,1	158,6	40,2
Tipo II	12,5	5,2	81,9	35,4	7,8
	25	8,68	129,9	61,5	10,0
	50	13,0	200,3	130,6	30,4
Tipo III	12,5	8,87	143,1	78,3	19,0
	25	12,04	173,1	102,9	29,4
	50	16,04	260,5	176,7	57,0
Tipo IV	12,5	9,3	139,7	76,4	17,1
	25	12,65	170,9	101,0	28,3
	50	16,83	258,7	174,0	55,5
Tipo V	12,5	14,13	185,3	111,6	38,0
	25	20,00	278,1	160,3	50,2
	50	24,5	360,8	209,7	74,2

Observa-se que, à medida em que se afastam do ponto de aplicação da força de arrancamento os valores registrados pelos extensômetros elétricos diminuem uma vez que, a partir do ponto de aplicação da força a solicitação da tira devido aos esforços de tração diminui ao longo de seu comprimento. Portanto, o extensômetro localizado mais próximo (EE-1, localizado a 29,5 cm) à face registrou a maior deformação, seguido pelo EE-2 (69,5 cm) e por último o EE-3, localizado a 109,5 cm do ponto de aplicação da força de arrancamento. Em reforços inextensíveis ou de baixa extensibilidade, tais como as tiras metálicas, embora essas diferenças sejam muito pequenas, permitiram analisar as variações de comportamento ao longo do comprimento ancorado no maciço de aterro.

Com base nas deformações máximas, foram calculadas as tensões atuantes nas seções transversais ao longo do reforço, as quais encontram-se resumidas na Tabela 4.35. Nos pontos onde foram colados os extensômetros elétricos (EE-1, EE-2 e EE-3). Para o cálculo em questão foi utilizada a Lei de Hooke (1960), a qual estabelece que a tensão a tração de um corpo elástico é igual ao produto entre a deformação (ϵ) e o módulo de elasticidade do material ou Módulo de Young ($E = 210,3$ GPa). E no início do trecho ancorado (face da tira), a tensão de tração foi calculada como o quociente da força de arrancamento máxima medida do ensaio (F_{max}) pela área da secção transversal da tira. No final do trecho ancorado foram adotados valores de deformação e, portanto, de tensão, iguais a zero, baseado nos modelos de variação das tensões de tração propostos por Abdelouhab et al. (2010).

Tabela 4.35. Tensões máximas atuantes na seção transversal das tiras metálicas com ressaltos, ao longo do seu comprimento.

Material Geotécnico	σ'_n (kPa)	Tensão de tração (MPa)				
		Face	EE-1	EE-2	EE-3	Final
Tipo I	12,5	25,2	22,7	11,9	3,7	0
	25	39,2	32,4	18,5	5,2	0
	50	56,0	47,5	33,3	8,4	0
Tipo II	12,5	20,8	17,2	7,4	1,6	0
	25	34,7	27,3	12,9	2,1	0
	50	52,0	42,1	27,4	6,4	0
Tipo III	12,5	35,5	30,1	16,4	4,0	0
	25	48,2	36,4	21,6	6,2	0
	50	64,2	54,7	37,1	12,0	0
Tipo IV	12,5	37,2	29,3	16,0	3,6	0
	25	50,6	35,9	21,2	5,9	0
	50	67,3	54,3	36,5	11,7	0
Tipo V	12,5	56,5	38,9	23,4	8,0	0
	25	80,0	58,4	33,7	10,5	0
	50	98,0	75,8	44,0	15,6	0

Observa-se a partir desses resultados que as tensões de tração atuantes das seções transversais dos reforços variaram entre 20,8 MPa e 98 MPa (no início do trecho ancorado), entre 17,2 MPa

e 92,7 MPa (EE-1), 7,4 MPa e 44 MPa (EE-2) e entre 1,6 MPa e 15,6 MPa no ponto de instalação do EE-3. Também foi observado que, o uso de RCD-R pedregulho (aterro tipo III) resultou em tensões de tração máximas aplicadas de até duas vezes as tensões registradas com o uso de areia natural e que a utilização de RCD-R areia (tipo II) resultou nos menores valores de tensão. De fato, os valores encontrados são compatíveis com os comportamentos observados nas análises de interação solo-reforço, já que, quanto maior é o atrito na interface solo-reforço, maiores os esforços necessários para o arrancamento do reforço e conseqüentemente maiores os esforços de tração desenvolvidos por tal elemento.

Nos gráficos da Figura 4.46 é mostrada a variação da tensão de tração máxima atuante na seção transversal da tira metálica, ao longo do comprimento do trecho ancorado, para cada um dos ensaios de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos embutidas nos diferentes materiais geotécnicos. Observa-se que, para armaduras metálicas, as tensões de tração atuantes no momento de maior solicitação do reforço praticamente diminuem linearmente ao longo do trecho ancorado. Segundo Pierozan (2018), em virtude desta distribuição de tensões-deformações ao longo do reforço, o esforço necessário para o arrancamento (F_{max}), embora considerados constante pelas normas e documentos técnicos, na realidade, vão se dissipando ao longo do comprimento da tira, em função da textura superficial e da geometria da mesma.

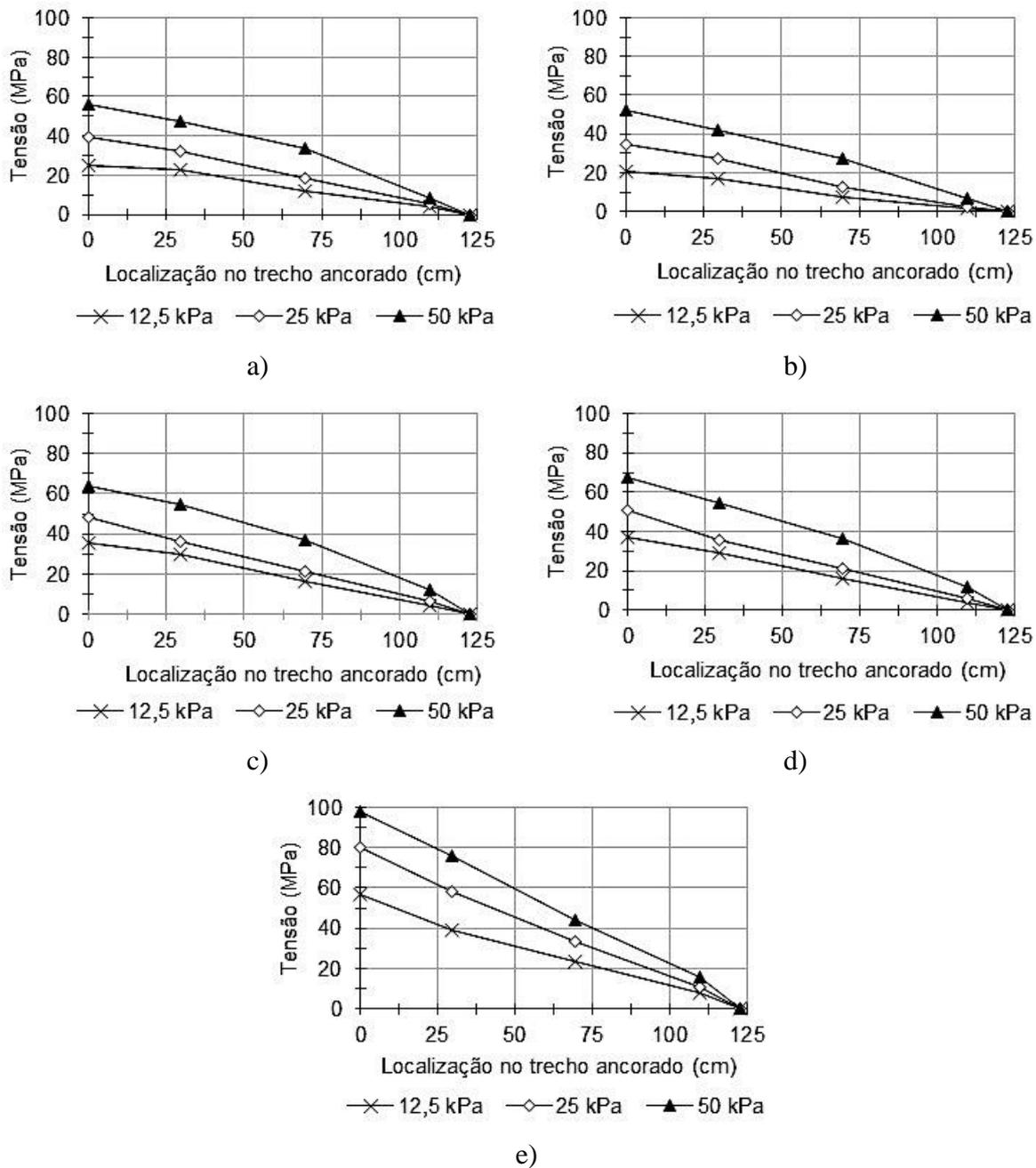


Figura 4.46. Variação da tensão de tração máxima atuante na seção transversal da tira metálica ao longo do comprimento ancorado do reforço embutido em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo VI e e) tipo V.

Por outro lado, diante da dificuldade de utilizar extensômetros elétricos nas tiras sintéticas, a deformação axial foi determinada indiretamente, mediante a medição dos deslocamentos horizontais internos dos reforços, com o uso de *Tell-Tales* (TT), instalados em três pontos específicos ao longo do comprimento do trecho ancorado (TT-1, TT-2 e TT-3), conforme indicado anteriormente. Na Figura 4.47 se mostram os valores registrados pelos TT nos ensaios

de arrancamento de tiras sintética no material de aterro tipo I (areia natural). Os deslocamentos internos medidos nas tiras poliméricas inseridas nos demais materiais geotécnicos estão apresentados na Figuras B.31 a B.34 (Apêndice B).

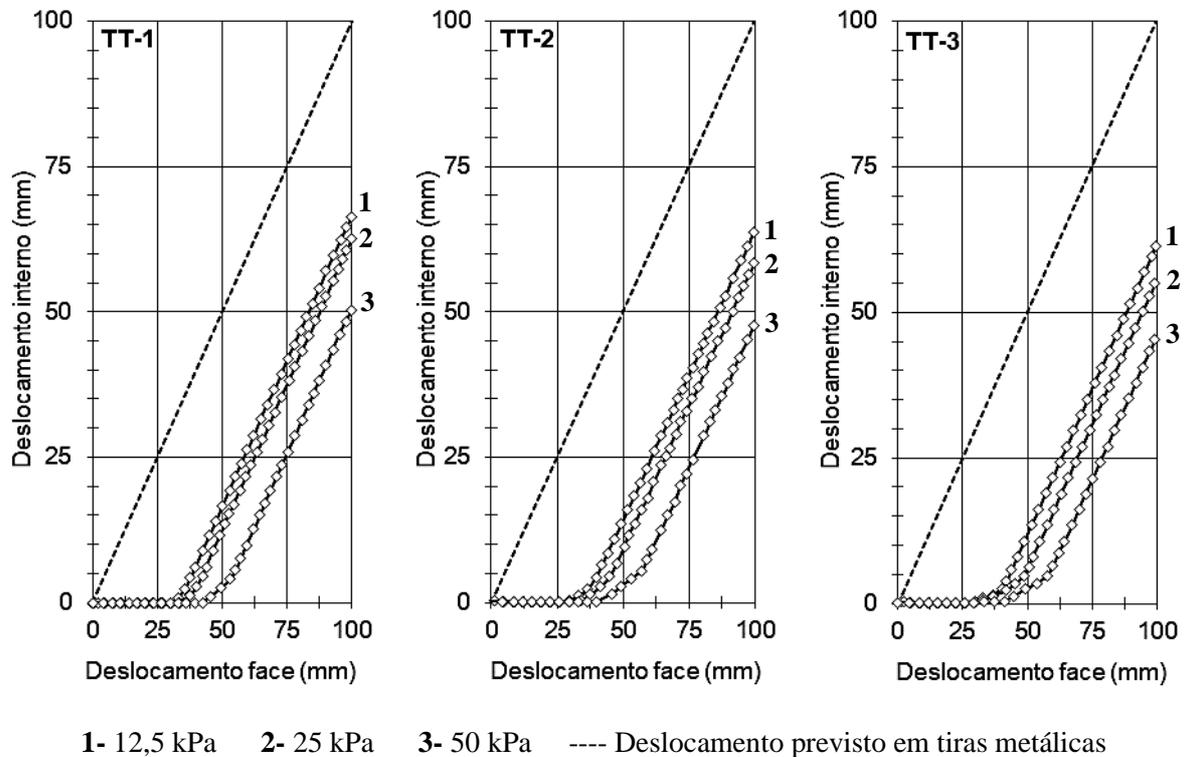


Figura 4.47. Deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales* em ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais inseridas na areia natural (aterro tipo I).

De um modo geral foi observado que, a deformação/mobilização dos reforços sintéticos ocorreu em 3 etapas: (i) antes do ensaio, tanto o material de aterro como o elemento de reforço encontram-se em repouso, (ii) no início do ensaio, as forças de arrancamento aplicadas provocam a deformação do solo e conseqüentemente a solicitação do reforço, nesta etapa as deformações por tração na tira provocam pequenos deslocamentos internos e (iv) por último, os carregamentos aplicados levam a mobilização total do reforço no maciço de solo compactado, a partir deste momento os deslocamentos internos ocorreram a uma taxa de arrancamento constante igual a 1 mm/min, até o final do ensaio.

Observa-se ainda que, durante o processo de arrancamento, a tira sintética é solicitada de maneira progressiva ao longo de seu comprimento, a partir do ponto de aplicação da força. Portanto, menores deslocamentos internos ocorreram nos TT na medida em que se afastam do

ponto de aplicação da força ($TT-1 > TT-2 > TT-3$), comportamento esperado em reforços extensíveis. Também foi observado que a mobilização do reforço ocorre para forças de arrancamento aplicadas muito próximas as forças de arrancamento máximas (F_{max}), correspondentes as resistências de pico.

Na Figura 4.48 estão representados os deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales*, no momento de máxima resistência ao arrancamento (resistência de pico), correspondente à maior interação solo-reforço.

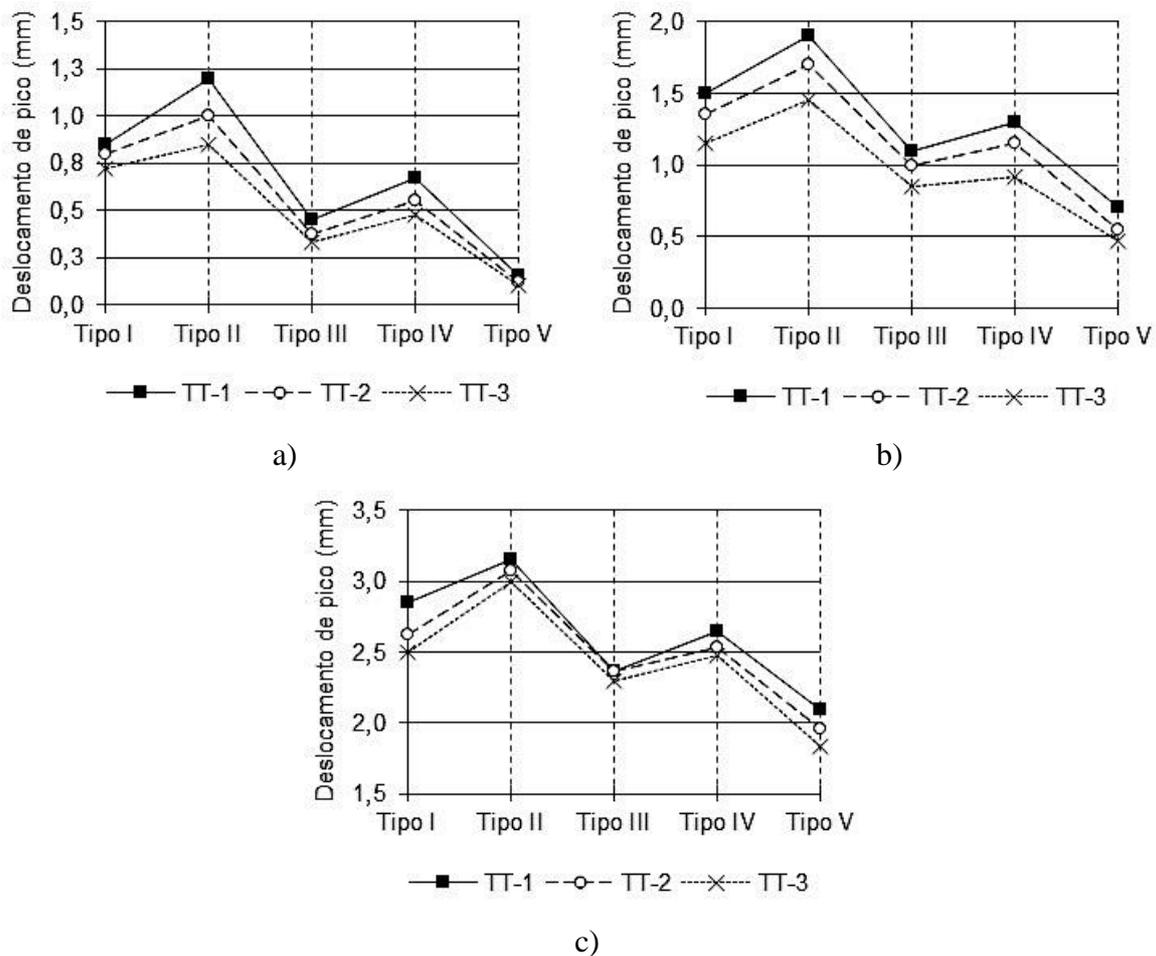


Figura 4.48. Deslocamentos internos de pico medidos pelos *Tell-Tales* (TT), nas tiras sintéticas convencionais e sobrecargas de; a) 12,5 kPa b) 25 kPa e c) 50 kPa.

Com relação aos materiais geotécnicos, o uso de RCR-R pedregulho (tipo III) e as misturas areia/RCR-R areia (tipo IV) e areia/RCR-R pedregulho (tipo V) resultaram em deslocamentos horizontais internos menores que os observados no material de referência (areia natural). Por outro lado, os valores registrados no RCR-R areia, embora maiores que os obtidos nas areias

naturais, apresentaram deslocamentos internos máximos inferiores a 1,2 mm, 1,9 mm e 3,2 mm nos ensaios realizados com tensões verticais aplicadas de 12,5 kPa, 25 kPa e 50 kPa, respectivamente. Em termos de comportamento relativo, estes resultados são coerentes com os observados nas análises de resistência ao arrancamento e coeficiente de atrito solo-reforço, uma vez que, os materiais geotécnicos tipo V, IV e III resultaram em maior interação com as tiras sintéticas em relação a areia natural (tipo I).

Análises realizadas após conclusão dos ensaios de arrancamento, mediante a exumação dos elementos de reforço, revelaram que os esforços aplicados (peso próprio do material de aterro, sobrecarga, compactação e forças de arrancamento) não causaram rupturas, danos ou deformações permanentes nas tiras metálicas e sintéticas. Isso era esperado, visto que durante os ensaios de arrancamento as solicitações foram excessivamente inferiores dos valores de resistência obtidos nos ensaios de tração não confinada e não ultrapassam o trecho elástico das curvas de tração dos elementos de reforço.

5. CONCLUSÕES

Nesta pesquisa foram realizados ensaios de arrancamento de grande escala, utilizando areais naturais e resíduos de construção e demolição reciclados como materiais de aterro e tiras metálicas nervuradas e poliméricas convencionais como elementos de reforço. O estudo teve a finalidade de avaliar a possibilidade de se utilizar RCD-R em substituição total ou parcial à areia convencional, tradicionalmente utilizada como material de aterro estrutural em muros mecanicamente estabilizados. A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas:

Por meio da análise gravimétrica, determinou-se que os RCD-R ensaiados eram compostos predominantemente por partículas de concreto, agregados de concreto soltos e fragmentos de rocha (em sua maioria, grãos de quartzo), seguido de fragmentos de argamassa, alvenaria e cerâmica. Materiais não minerais de natureza orgânica (madeira), constituintes de origem orgânico (terra vegetal e detritos orgânicos) e contaminantes (vidro e ferro), representavam menos de um 0,5%.

Ao comparar as curvas de distribuição granulométrica dos materiais ensaiados com os critérios exigíveis pela normativa nacional (NBR 19286; ABNT, 2021) e as diversas normativas internacionais (Norme Française, 2007; FHWA, 2009; BSI, 2010; NCMA, 2012), constatou-se que quase todos os materiais empregados atenderam os critérios geotécnicos estabelecidos pelas normas brasileira e francesa. No entanto, apenas a mistura areia/RCD-R pedregulho se encaixou perfeitamente nos limites definidos pelas normas americana e europeias. Isso deve-se ao fato de que tanto a norma brasileira como a norma francesa utilizam somente a percentagem de partículas finas (siltes e argilas) como critério granulométrico de aceitação de material de aterro em estruturas de solo reforçado com tiras. Por outro lado, as normas americana e europeias levam em consideração limites de composição granulométrica bem estabelecidos para todas as faixas granulométricas.

Os resultados dos ensaios de composição gravimétrica, distribuição granulométrica e massa específica dos sólidos, mostraram que as amostras de RCD-R coletadas ao longo de um ano de produção, apresentaram uma baixa variabilidade, o que demonstra que os processos de beneficiamento empregados pela usina de reciclagem seguiram um padrão de produção, capaz de produzir de maneira satisfatória materiais semelhantes. Além disso, os estritos critérios de aceitação de material de entulho utilizados pela usina (sem terra vegetal e sem detritos

orgânicos) e os processos de trituração que incluíram várias etapas de lavagem a jato resultaram em materiais com um teor de solo extremamente baixo, aumentando assim o seu potencial de aproveitamento em diversas aplicações da Engenharia Civil.

Os ensaios de cisalhamento direto revelaram que todos os materiais geotécnicos apresentaram dilatância para todas as tensões normais aplicadas. Em relação ao ângulo de atrito, foram obtidos valores superiores aos exigidos pela norma brasileira NBR 19286 (ABNT, 2021). No que concerne à coesão, a parcela de resistência observada no RCD-R areia e na mistura areia/RCD-R pedregulho pode ser decorrente da quantidade de fragmentos derivados de cimento Portland, presente nas partículas de concreto. Além disso, observou-se que, apesar de não ter atendido os limites de composição granulométrica definidos pelas normativas internacionais, todos os materiais mostraram boa resistência mecânica.

Analisando-se comparativamente os módulos obtidos a partir do equipamento Geogauge®, observou-se que, além da composição granulométrica, a constituição gravimétrica, a compactação relativa (índice de vazios mínimo) e o grau de compactação influenciaram a deformabilidade do maciço de aterro compactado. Assim, o RCD-R areia resultou em módulos de elasticidade ligeiramente menores à areia natural, devido provavelmente à presença de partículas de argamassa, cerâmica, tijolos, cimento e outros constituintes menos rígidos que os grãos de quartzo da areia natural. Já nas misturas, os valores de rigidez foram maiores aos materiais de origem.

A partir das análises qualitativas e quantitativas das características morfológicas dos materiais geotécnicos, determinou-se que, em comparação com as partículas de RCD-R, os grãos de areia natural apresentaram formas mais regulares e superfícies mais lisas. Além disso, observou-se que, quanto menor o diâmetro das partículas de RCD-R pedregulho, maior o grau de esfericidade e arredondamento. Destacou-se ainda que quando comparadas as diferentes frações que compõem o RCD-R, as partículas de argamassa e concreto mostraram as maiores rugosidades e porosidades superficial, em contrapartida, os grãos de quartzo mostraram rugosidades menos acentuadas.

Quimicamente a areia natural foi composta majoritariamente por sílica e alumina como composto secundário. Enquanto que no RCD-R os compostos químicos predominantes foram a sílica e o óxido de cálcio, havendo também concentrações importantes de óxidos de alumínio,

ferro e magnésio. Ao comparar os materiais produzidos a partir dos RCD-R observou-se que as amostras de RCD-R areia apresentaram uma menor concentração de cálcio e óxidos de cálcio e um aumento no teor de silício e sílica.

Com base no mapeamento da composição química elementar, mostrou-se que o silício (Si) era o principal constituinte do RCD-R, uma vez que estava presente nos agregados graúdos (pedregulhos) e miúdos (areias) que compõem as partículas de concreto, no cimento utilizados na traço do concreto e argamassa, assim como nas rochas naturais trituradas na usina de reciclagem e nos grãos minerais soltos. O cálcio apresentado foi proveniente do calcário presente no cimento e da cal hidratada utilizada na elaboração de concreto e argamassa. O Mg foi oriundo do $MgCO_3$ presente no cimento Portland e por último, o Al e Fe devem ter sua origem nas argilas utilizadas na fabricação tijolos, cimento Portland, aditivos e cerâmica.

Os ensaios de difratometria de raios-X e as análises petrográficas macro e microscópicas mostraram que a areia natural era constituída essencialmente por cristais de quartzo. Também foi observado que quando a rocha-mãe encontrava-se alterada o grau de microfissuramento interno dos grãos de quartzo aumenta consideravelmente, resultando em agregados mais susceptíveis ao esmagamento. Nos RCD-R, foram identificadas fases cristalinas de quartzo e de carbonato de cálcio, além da presença de feldspato, gipsita, caulinita e ilita, produto das argilas utilizadas na elaboração de cimento Portland e cerâmicas.

Com base na caracterização eletroquímica dos materiais geotécnicos, determinou-se que, os valores de resistividade elétrica dos RCD-R pedregulhos foram menores aos limites estabelecidos pela NBR 19286 (ABNT, 2021). No RCD-R pedregulho foram detectadas concentrações altas de íons cloreto e sulfato. No caso da areia natural e o RCD-R areia, ambos materiais, atenderam com todos os critérios eletroquímicos de qualificação de aterros exigíveis pela norma brasileira. Em relação as tiras poliméricas, o pH dos RCD-R pedregulhos foram ligeiramente superiores aos permitidos pela FHWA NHI-10-024 (Berg et al., 2009). Portanto, apesar de o RCD-R pedregulho ter apresentado um desempenho mais favorável que a areia natural e o RCD-R areia em termos de resistência ao arrancamento, o uso deste material como aterro, poderia resultar em reações químicas que aceleram significativamente os processos de corrosão/degradação das armaduras metálicas ou deterioração do elemento de revestimento das tiras sintéticas, reduzindo sua durabilidade a médio e longo prazo.

Por meio dos ensaios de concentração de tensões em condições estáticas, foi possível constatar que a presença dos elementos de reforço produziu uma redistribuição de tensões no maciço de aterro, gerando um efeito de arqueamento. Este fenômeno foi maior e, portanto, mais favorável no caso da mistura da areia/RCD-R pedregulho, seguido pelo RCD-R pedregulho, pela mistura areia/RCD-R areia, a areia natural e, por último, o RCD-R areia. Também observou-se que o uso de tiras metálicas resultou em melhores comportamentos que as tiras sintéticas, uma vez que o módulo de elasticidade das tiras sintéticas foi significativamente menor que o módulo de rigidez da tira metálica.

Os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento sugerem que tanto a metodologia como o equipamento de grande porte empregados nesta pesquisa mostraram-se adequados para reproduzir as condições apresentadas em estruturas de solos mecanicamente estabilizados, bem como, os princípios de transferência de carga desenvolvidos na interface solo-reforço. Mostraram, além disso, que a execução de ensaios de arrancamento pode viabilizar o uso de materiais de construção de aterro não tradicionais de forma a contribuir para a sustentabilidade ambiental.

De um modo geral, constatou-se que nos ensaios de arrancamento o grau de interação entre o solo e o elemento de reforço dependeu de diversos fatores, dentre os quais podem se destacar características físicas e mecânicas do solo (distribuição granulométrica, tamanho, formato e rugosidade da superfície dos grãos, grau de fraturamento, resistência ao esmagamento, rigidez) e do elemento de reforço (geometria, características da superfície, rigidez a tração), assim como, das condições de ensaio (grau de compactação/compacidade, sobrecarga).

Com respeito ao material de aterro, observou-se que o RCD-R pedregulho apresentou os maiores valores de resistência ao arrancamento em todos os níveis de confinamento, tanto para tiras metálicas como sintéticas, seguido pela areia natural e, por último, o RCD-R areia. No caso das misturas, areia/RCD-R areia e areia/RCD-R pedregulho, foram obtidos melhores resultados que os materiais de origem. Em relação ao RCD-R pedregulho, a melhoria no comportamento mecânico observado pode ser devido a uma série de propriedades geotécnicas interdependentes: graduação, tamanho, formato e rugosidade superficial dos grãos e ângulo de atrito interno.

Em relação ao tipo de elemento de reforço, o uso de tiras metálicas nervuradas conduziu aos melhores resultados, uma vez que o desempenho dessas tiras foi beneficiado pela presença dos elementos transversais (ressaltos). Possivelmente, o módulo de elasticidade maior das tiras metálicas também pode ter influenciado na mobilização das tensões cisalhantes desenvolvidas na interfase solo-reforço.

Com respeito aos deslocamentos correspondentes ao pico de resistência, observou-se que, em tiras metálicas com ressaltos, os materiais de aterro que apresentaram uma maior resistência de interface solo-reforço precisaram de menores deslocamentos para atingir a mobilização da resistência máxima. Por outro lado, para tiras sintéticas observou-se um comportamento contrário uma vez que os deslocamentos do reforço foram retardados pelo entrosamento com o solo. Isto foi devido às diferenças nos mecanismos de interação solo-reforço (atrito e passivo), desenvolvidos pelos reforços em função da geometria dos mesmos e as diferenças de rigidez observadas nos diferentes materiais de aterro e nos elementos de reforço.

Os coeficientes de atrito aparente solo-reforço previstos pelas normas (f^{*}) mostraram-se consideravelmente conservadores aos valores determinados experimentalmente. Por outro lado, os modelos preditivos propostos por diversos autores na literatura foram capazes de prever com razoável acurácia o comportamento de materiais arenosos porém superestimaram os valores de aterros pedregulhos, representando um risco à segurança. Neste sentido, foi desenvolvido um método analítico alternativo capaz de prever a resposta ao arrancamento de tiras metálicas nervuradas em materiais de aterro de diversas origens (areias de usinas, areias de rio, resíduos de construção e demolição civil e solos tropicais finos fortemente intemperizado). Não obstante, devido a sua abordagem simplificada, o modelo proposto mostrou-se limitado em materiais desuniformes como, por exemplo, a mistura areia/RCD-R pedregulho.

Com base nos valores registrados pelas CTT inseridas no interior do maciço de aterro, ficou evidente que durante os ensaios de arrancamento a presença dos elementos de reforço houve uma redistribuição global das tensões. No nível do reforço foi determinado um aumento da tensão vertical atuante devido ao efeito de dilatância do solo circundante.

A partir dos acréscimos de tensões verticais foi possível calcular os coeficientes de atrito real solo-reforço (f). Observou-se que, o efeito de dilatância foi significativamente maior no caso

das tiras metálicas, que a sua vez, foi favorecido pela presença dos ressaltos. Os valores de f apresentam um comportamento semelhante aos coeficientes determinados experimentalmente (f^*) e estimados mediante as normas técnicas ($f^{*'}).$ Por sua vez, o uso de RCD-R pedregulho mostrou os melhores resultados, em todos os níveis de confinamento, tanto para tiras metálicas nervuradas como sintéticas convencionais; seguido pela areia natural, e, por último o RCD-R areia. Ambas as misturas apresentaram valores maiores que os materiais de origem.

Observou-se nas tiras metálicas que as tensões e, portanto, as deformações, diminuíram linearmente ao longo do comprimento da armadura, mostrando que a solitação do reforço dissipou-se desde o ponto de aplicação da força de arrancamento, em função da textura e geometria da mesma e da interação com o solo circundante. No caso das tiras sintéticas, observou-se que a mobilização do reforço ocorreu de maneira progressiva ao longo de seu comprimento, devido à extensibilidade das tiras.

A conclusão geral é que apesar de nem todos os materiais empregados terem atendido os limites de composição granulométrica definidos pelas normativas internacionais, todos os materiais mostraram bom desempenho e excelente comportamento mecânico em termos de resistência ao arrancamento de reforços metálicos com ressaltos e sintéticos convencionais. No caso dos resíduos de construção e demolição civil propriamente ditos, o comportamento mecânico mostrou-se comparável à areia natural, atingindo parâmetros de resistência ao cisalhamento e ao arrancamento similares ou maiores aos valores registrados no material de referência. Portanto, podem ser considerados adequados para serem usados como material de aterro estrutural em muros mecanicamente estabilizados em substituição parcial ou total dos agregados naturais tradicionalmente utilizados.

Finalmente, é válido ressaltar que esta pesquisa fornece uma ampla caracterização dos RCD-R, que bem pode servir para pesquisas futuras sobre o uso potencial desses resíduos sólidos em diversas aplicações geotécnicas e/ou geoambientais. Ademais a metodologia empregada também pode ser utilizada para avaliar a viabilidade de outros materiais de construção não convencionais como por exemplo: resíduos de mineração, resíduos industriais, resíduos agroindustriais, solos com características peculiares, outros resíduos sólidos urbanos, etc.

6. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Para pesquisas futuras que desejam melhorar, aprofundar ou continuar com a linha de pesquisa desenvolvida nesta tese, a seguir são apresentadas as principais sugestões:

Efetuar modelagens numéricas 3D, utilizando um programa de elementos finitos que permita considerar o carácter tridimensional da obra (aproximação mais real do problema). Com o intuito de analisar o comportamento espacial de grandezas que apenas foram monitoradas pontualmente nos ensaios experimentais, como por exemplo a redistribuição de tensões no maciço de aterro e a deformação dos elementos de reforço ao longo do seu comprimento.

A fim de complementar as análises laboratoriais desenvolvidas, os resultados obtidos podem ser comparados com os valores medidos numa estrutura real no campo, como parte do monitoramento, durante as etapas de execução e serviço da obra e/ou num modelo a escala reduzida de um muro devidamente instrumentado.

Devido ao fato de que a abordagem do método analítico proposto baseia-se nas condições de ensaio consideradas nesta pesquisa, mais estudos são necessários para verificar a generalização do método, empregando outros materiais de aterro não convencionais, diferentes elementos de reforço e tensões verticais aplicadas mais elevadas.

Levando em consideração as condições observadas na prática, a realização de ensaios de tração confinada em ambos elementos de reforço e a realização de ensaios de tração em pares e espaçadas 50 mm, no caso das tiras sintéticas, seriam mais realistas para simular o comportamento mecânico dos reforços sob as condições adotadas nos ensaios de arrancamento.

Avaliar a degradação dos reforços metálicos e poliméricos enterrados em RCD-R pedregulho, devido às altas concentrações detectadas de íons cloreto e sulfato. Além disso, recomenda-se quantificar a perda de resistência das tiras poliméricas em contato com materiais com $\text{pH} > 9,0$.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AALI, P., MANOJ, D., VENKATA, R.G. & ABINASH, M. (2020). Utilization of Pond Ash as Structural Fill Material in Reinforced Soil Structures. Geo-Congress 2019.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (1996). Standard Specifications for Highway Bridges. Washington, USA, 16ª ed., 423 p.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2008). M 145-91: Standard Specifications for Classification of Soil and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. Washington, USA, 9 p.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2012). Highway Subcommittee on Bridges and Structures. Design Specifications. Section: Abutments, Piers, and Walls. Washington, USA, 1661 p.

AASHTO - AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. (2020). AASHTO LRFD Bridge Design Specifications. Washington, USA, 9 ed., 1661 p.

ABD, A.H. & UTILI, S. (2017). Design of Geosynthetic-Reinforced Slopes in Cohesive Backfills. Geotextiles and Geomembranes, 45 (6): 627–641.

ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2009). Two-Dimensional Numerical Modelling of Earth Structures Reinforced by Geosynthetic and Metallic Strips. In: GIGSA GeoAfrica 2009 Conference, Cape Town, South Africa, 10 p.

ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2010). Physical and Analytical Modelling of Geosynthetic Strip Pull-Out Behaviour. Geotextiles and Geomembranes, 28: 44-53.

ABDELOUHAB, A., DIAS, D. & FREITAG, N. (2011). Numerical Analysis of the Behaviour of Mechanically Stabilized Earth Walls Reinforced with Different Types of Strips. Geotextiles and Geomembranes, 29: 116 – 129.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2001). NBR NM 51: Agregado Graúdo – Ensaio de Abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 13 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2004). NBR 10004: Resíduos Sólidos- Classificação. Rio de Janeiro, 71 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2004). NBR 15116: Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil – Utilização em Pavimentação e Preparo de Concreto sem Função Estrutural – Requisitos. Rio de Janeiro, 12 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2007). NBR 7480: Aço destinado a Armaduras para Estruturas de Concreto Armado. Rio de Janeiro, 13 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2009). NBR NM 26: Agregados: Amostragem. Rio de Janeiro, Brasil, 10 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). NBR ISO 6892-1: Materiais Metálicos- Ensaio de Tração. Parte 1: Método de Ensaio à Temperatura Ambiente. Rio de Janeiro, 70 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). NBR ISO 10319: Geossintéticos- Ensaio de tração faixa larga. Rio de Janeiro, 11 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2013). NBR ISO 12957-1: Geossintéticos- Determinação das Características de Atrito. Parte 1: Ensaio de Cisalhamento Direto. Rio de Janeiro, 13 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016). NBR 6323: Galvanização de Produtos de Aço ou Ferro Fundido. Rio de Janeiro, 5 p

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016a). NBR 6457: Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização. Rio de Janeiro, 8 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016b). NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil, 12 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2018). NBR 7181: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, Brasil, 12 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2021). NBR 19286: Muros em Solos Mecanicamente Estabilizados - Especificação. Rio de Janeiro, 22 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2021). NBR ISSO 10318-1: Geossintéticos. Parte 1: Termos e Definições. Rio de Janeiro, Brasil, 9 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2022). NBR 6502: Rochas e Solos. Rio de Janeiro, 18 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2022). NBR 16974: Agregados – Ensaio de Resistência ao Impacto e à Abrasão Los Angeles. Rio de Janeiro, 13 p.

ABRAMENTO, M., ERLICH, M. & CASATIZIRLIS, A. (2019). Reforço do terreno. Fundações: Teoria e Prática. F. Falconi, C.N. Correa, C. Orlando, C. Schimdt, W.R. Antunes, P.J. Albuquerque, W. Hachich & A.S. Niyam (eds), Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 641-684 p.

ABRELPE- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE LIMPEZA PÚBLICA E RESÍDUOS ESPECIAIS. (2022). Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2020. São Paulo, Brasil, 59 p.

- AGARWAL, A., RAMANA, G.V., DATTA, M., SONI, N.K. & SATYAKAM, R. (2023). Pullout Behaviour of Polymeric Strips Embedded in Mixed Recycled Aggregate (MRA) from Construction & Demolition (C&D) Waste – Effect of Type of Fill and Compaction, Geotextiles and Geomembranes, 51 (3): 405–417.
- AKHTAR, A. & SARMAH, A.K. (2018). Construction and Demolition Waste Generation and Properties of Recycled Aggregate Concrete: A global Perspective. *Journal of Cleaner Production*, 186: 262–281.
- ALVES, E.C. (2012). Análise Numérica do Comportamento de Muros Reforçados com Geossintéticos Construídos com Material de Aterro não Convencional. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia da UnB, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 93 p.
- AMARAL, L.M., SANTOS, K.A., CARNEIRO, L.S., POGGIALI, F.SJ. & LUDVIG, P. (2022). Life Cycle Assessment in Construction and Demolition Waste Management: A Critical Review. *International Journal of Science and Engineering Investigations*, 11:122.
- ANBURUVEL, A. (2022). Utilizing Scrap Tyre in Unbound Pavement Layers: A State-of-the-Art Review. *International Journal of Pavement Research and Technology*.
- ANGULO, S.C., OLIVEIRA, L.S. & MACHADO, L. (2022): Pesquisa Setorial ABRECON 2020- A Reciclagem de Resíduos de Construção e Demolição no Brasil– São Paulo, Brazil, 104 p.
- AREFNIA, A., DEHGHANBANADAKI, A. & KASSIM, K.A. (2021). Sustainable Implementation of Recycled Tire-Derived Aggregate as a Lightweight Backfill for Retaining Walls. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 25(11): 4196–4206.
- ARRUDA, M.S.Z.J., MANCINI, S.D.M., RORDIGUES, R.A., & ANTUNES, M.L.P. (2023). Analysis of Mixing Construction and Demolition Waste with Soil for Embankments...
- ARSHAD, M. & M.F. AHMED, M.F. (2017). Potential use of Reclaimed Asphalt Pavement and Recycled Concrete Aggregate in Base/Subbase Layers of Flexible Pavements. *Construction and Building Materials*, 151: 83–97.
- ARULRAJAH, A.J., PIRATHEEPAN, M.M., DISFANI, M.M. & BO, M.W. (2013). Geotechnical and Geoenvironmental Properties of Recycled Construction and Demolition Materials in Pavement Subbase Applications. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(8): 1077-1088.
- ARULRAJAH, A.J., DISFANI, M.M., HORPIBULSUK, S., SUKSIRIPATTANAPONG, C. & PRONGMANEE, N. (2014). Physical Properties and Shear Strength Responses of Recycled Construction and Demolition Materials in Unbound Pavement Base/Subbase Applications. *Construction and Building Materials*, 58: 245-257.
- ARULRAJAH, A.J., MOHAMMADINIA, A., MAGHOOL, F. & HORPIBULSUK, S. (2019). Tire Derived Aggregates as a Supplementary Material with Recycled Demolition Concrete for Pavement Applications. *Journal of Cleaner Production*, 230: 129–136.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2002). ASTM A 123/A 123 M- 02: Standard Specification for Zinc (Hot-Dip Galvanized) Coating on Iron and Steel Products. Pennsylvania, USA, 8 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2006). ASTM D5550-06: Standard Test Method for Specific Gravity of Soil Solids by Gas Pycnometer. Pennsylvania, USA, 5 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2007). ASTM D421-85: Standard Practice for Dry Preparation of Soil Samples for Particle-Size Analysis and Determination of Soil Constants. Pennsylvania, USA, 12 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011). ASTM D3080/ASTM D3080M-11: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Pennsylvania, USA, 9 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2011). D2487 – 17. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Pennsylvania, USA, 6 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2013). ASTM D6706-01: Standard Test Method for Measuring Geosynthetic Pullout Resistance in Soil. Pennsylvania, USA, 8 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016a). ASTM D 4254 - 16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density. Pennsylvania, USA, 9 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2016b). ASTM D 4253 - 16: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table. Pennsylvania, USA, 14 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2018). D6758 – 18. Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil- Aggregate In-Place by Electro-Mechanical Method. Pennsylvania, USA, 5p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2019). D4972. Standard Test Methods for pH of Soils, Pennsylvania, USA, 6p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2021). D7698-21. Standard Test Method for In-Place Estimation of Density and Water Content of Soil and Aggregate by Correlation with Complex Impedance Method, Pennsylvania, USA, 14p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. (2022). A370 – 22. Standard Test Methods and Definitions for Mechanical Testing of Steel Products. Pennsylvania, USA, 51p.

BARRETO, L.S.S. (2014). Avaliação Ambiental e Econômica de Ciclo de Vida da Gestão de Resíduos de Construção e Demolição. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 138 p.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R. & SAMTANI, N.C. (2009a). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume I. Publication No. FHWA-NHI-10-024. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 332 p.

BERG, R.R., CHRISTOPHER, B.R. & SAMTANI, N.C. (2009b). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume II. Publication No. FHWA-NHI-10-025. U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Washington, USA, 404 p.

BLEAKLEY, A.M., COSENTINO, P.J., KALAJIAN, E.H. & PATEL, M.J. (2014). Strength and Creep Characteristics of Reclaimed Asphalt Pavement-Sand Blend Backfill in Mechanically Stabilized Earth Walls. *Transportation Research Record*, 2462:18–27.

BORDOLOI, S., AFOLAYAM, O.D. & NG, C.W.W. (2022). Feasibility of Construction Demolition Waste for Unexplored Geotechnical and Geo-Environmental Applications- A Review. *Construction and Building Materials*, 356: 129230.

BRAGAGNOLO, L. & KORF, E. P. (2020). Aplicação de Resíduos na Fabricação de Concreto: Como Técnicas Analíticas de Caracterização Podem Auxiliar na Escolha Preliminar do Material Mais Adequado? *Matéria*, 25: 12560.

BRITO, F.S. A. (2020). Permeabilidade de Sistemas Compostos de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e geotêxteis não tecidos, Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás, 134 p.

BSI- THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2004). BS EN-13738. Geotextiles and Geotextile-Related Products - Determination of Pullout Resistance in Soil. European Committee for Standardization (CEN), Brussels, Belgium, 18 p.

BSI- THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2006). BS EN-14475. European Standard–Execution of Special Geotechnical Works–Reinforced Fill, European Committee for Standardization (CEN), London, UK, 60 p.

BSI- THE BRITISH STANDARDS INSTITUTION. (2010). BS 8006-1. Code of Practice for Strengthened/Reinforced Soils and Other Fills. BSI Group, London, UK, 252 p.

BUDHU, M. (2017). Fundações e Estruturas de Contenção. Livros Técnicos e Científicos Editora- ETC. Rio de Janeiro, Brasil, 427 p.

BUENO, B.S. & VILAR, O.M. (2015). Propriedades, Ensaio e Normas. Manual Brasileiro de Geossintéticos, J. C. Vertematti (ed.), Editora Edgar Blücher, São Paulo, SP, pp 47- 84.

CANTERO, B., SÁEZ DEL BOSQUE, I.F., MATÍAS, A. & SÁNCHEZ DE ROJAS, M.I. (2019). Inclusion of Construction and Demolition Waste as a Coarse Aggregate and a Cement Addition in Structural Concrete Design. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 19: 1338 – 1352.

CANTERO, B., BRAVO, M., DE BRITO, J., SÁEZ DEL BOSQUE, I.F. & MEDINA, C. (2020). Mechanical Behaviour of Structural Concrete with Ground Recycled Concrete Cement and Mixed Recycled Aggregate. *Journal of Cleaner Production*, 275: 122913.

CHEN, Y., GAO, Y., YANG, S. & ZHANG, F. (2018). Required Unfactored Geosynthetic Strength of Three-Dimensional Reinforced Soil Structures Comprised of Cohesive Backfills. *Geotextiles and Geomembranes*, 46 (6): 860–868.

CHEN, Y. & ZHOU, Y. (2020). The Contents and Release Behavior of Heavy Metals in Construction and Demolition Waste Used in Freeway Construction. *Environmental Science and Pollution Research*, 27(1), 1078–1086.

CLAYTON, C.R.I & BICA, A.V.D. (1993). The design of diaphragm-type boundary total stress cells. *Géotechnique*, 43 (4): 523-535.

CLAYTON, C.R.I., WOOD, R.I., BOND, A.J. & MILITITSKY, J. (2013). *Earth Pressure and Earth-Retaining Structures*. CRC Press. Florida, USA, 574 p.

COLLIOS, A., DELMAS, P., GOURC, J.P. & GIROUD, J.P. (1980). Experiments on Soil Reinforcement with Geotextiles. *The Use of Geotextiles for Soil Improvement*, ASCE National Convention, Portland, Oregon, UK, pp. 53-73.

CONAMA- CONSELHO NACIONAL DE MEIO AMBIENTE. Resolução n° 307. Brasília, 2002.

CORRALES, L.A.G., PIEROZAN, R., ARAÚJO, G. & PALMEIRA, E. (2023). Pull-Out Response of Strip Reinforcement in Poor Backfill Materials. *Sustainability*, 15 (12): 9705.

CRISTELO, N., VIEIRA, C.S. & LOPES, M.L. (2016). Geotechnical and Geoenvironmental Assessment of Recycled Construction and Demolition Waste for Road Embankments. *Advances in Transportation Geotechnics*, 143: 51 – 58.

DENER- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1998). *Agregados – Determinação da Abrasão “Los Angeles”*. Rio de Janeiro, 6 p.

DENG, Y., XU, C., MARSHEAL, F., GENG, X., CHEN, Y. & SUN, H. (2021). Constituent Effect on Mechanical Performance of Crushed Demolished Construction Waste/Silt Mixture. *Construction and Building Materials*, 294: 123567.

DF- DISTRITO FEDERAL. (2016). Serviço de Limpeza Urbana-SLU. *Relatório dos Serviços de Limpeza Urbana e Manejo dos Resíduos Sólidos do Distrito Federal (2015)*. Brasília, Brasil, 90p.

DIOTTI, A., PLIZZARI, G. & SORLINI, S. (2021). Technical Analysis of Full-Scale Construction and Demolition Waste Treatment Plants: Case Studies of the Lombardy Region, Italy. *Multidisciplinary Journal for Waste Resources & Residues*, 15: 51-66.

DUDA, A. & SIWOWSKI, T. (2020). Pressure Evaluation of Bridge Abutment Backfill Made of Waste Tyre Bales and Shreds: Experimental and Numerical Study. *Transportation Geotechnics*, 24: 100366.

ERLICH, M. & BECKER, L. (2009). Muros e Taludes de Solo Reforçado: Projeto e Execução. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 126 p.

FALCONI, F., CORREA, C.N., ORLANDO, C., SCHIMDT, C., ANTUNES, W.R., ALBUQUERQUE, P.J., HACHICH, W. & NIYAMA, S. (2019). Fundações: Teoria e Prática. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 802 p.

FHWA - FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. (2009). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes – Volume 1. U. S. Department of Transportation, USA, 332 p.

FLEURY, M.P. (2018). Resistência de Geogrelhas Após Danos Mecânicos Causados por Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R). Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 160 p.

FLEURY, M.P., SANTOS, E.C.G., SILVA, L.J. & PALMEIRA, E.M. (2019). Geogrid Installation Damage Caused by Recycled Construction and Demolition Waste. *Geosynthetics International*, 26(6):641–656.

GAO, Y., YIN, Y. & LI, B. (2021). Failure Process Simulation Analysis of the Shenzhen “12.20” CDW Landfill Landslide: A Case Study. *Arabian Journal of Geosciences*, 14: 1094.

GALDERISI, A., IEZZIAC, G., BIANCHINI, G., PARIS, E. & DE BRITO, J. (2022). Petrography of Construction and Demolition Waste (CDW) from Abruzzo Region (Central Italy). *Waste Management*, 137: 61-71.

GERSCOVICH, D.M.S., DANZIGER, B, R. & SARAMAGO, R. (2016). Contenções: Teoria e Aplicações em Obras. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 319 p.

GHAADOWD, I. & J. S. MCCARTNEY, J.S. (2020). Pullout of Geogrids from Tire-Derived Aggregate Having Large Particle Size. *Technical Note- Geosynthetics International*, 27 (6): 671 – 684.

GEORGIU, I., LOLI, M., KOURKOULIS, R. & GAZETAS, G. (2020). Pullout of Steel Grids in Dense Sand: Experiments and Design Insights. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 146 (10), 1–19.

HAJIAZIZI, M., MIRNAGHIZADEH, M.H. & NASIRI, M. (2019). Experimental Study of Sand Slopes Reinforced by Waste Tires. *International Journal of Mining and Geo-Engineering*, 53(2):183–191.

HIRANO, T.Y. (2020). Projeto de Módulo de Triangulação/Scanner 3D de Baixo Custo com Visão Computacional. Trabalho de graduação. Departamento de Engenharia Mecânica, Faculdade de Tecnologia. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 75 p.

HORPIBULSUK, S., UDOMCHAI, A., JOONGKLANG, A., CHINKULKIJNIWAT, A., MAVONG, N., SUDDEEPONG, A. & ARULRAJAH, A. (2016). Pullout Resistance Mechanism of Bearing Reinforcement Embedded in Residual Clayey Soils. *Geosynthetics International*, 24(3), 255-263.

HORPIBULSUK, S., SUKMAK, G., & ARULRAJAH, A. (2020). Generalized pullout predictive equations of bearing reinforcement for cohesive-frictional soils at various water contents and fines contents. 4th Pan American Conference on Geosynthetics GeoAmericas2020, IGS Brazil, Rio de Janeiro, 12-18.

HUANG, B., BATHURST, J.R., & ALLEN, M.T. (2012). LRFD calibration for steel strip reinforced soil walls. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 138 (8): 922-933.

HUMBOLDT, (2007). Humboldt H-4140 GeoGauge- User Manual. Illinois, USA, 42 p.

IBGE- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATISTICA. (2019). Estimativas da População Residente Para os Municípios e Para as Unidades da Federação com Data de Referência em 1º de Julho de 2019, Relatório, Coordenação de População e Indicadores Sociais, Rio de Janeiro, 16 p.

IBRAHIM, M., ALIMI, W., ASSAGGAF, R., SALAMI, B.A. & OLADAPO, E.A. (2023). An Overview of Factors Influencing the Properties of Concrete Incorporating Construction and Demolition Wastes. *Construction and Building Materials*, 367: 130307.

JAYAKODY, S., ZIMAR, A.M.Z., & RENAWEERA, R.A.L.M. (2018). Potential use of Recycled Construction and Demolition Waste Aggregates for Non-Structural Concrete Applications. *Foundation Sri Lanka*, 46 (2): 205-216.

JAYAWICKRAMA, W.P., SURLES, J., WOOD, A.T., & LAWSON, D.W. (2013). Pullout Resistance of MSE Reinforcement in Backfills Typically Used in Texas. Research Report FHWA/TX-13/0-6493-R1, Vol. 1, Texas Tech University, Austin Texas, USA, 278 p.

JAYAWICKRAMA, W.P., LAWSON, D.W., WOOD, A.T & SURLES, G.J. (2015). Pullout resistance factors for steel MSE reinforcements embedded in gravelly backfill. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(2): 735-738.

JONES, C.J.F.P. (1996). *Earth Reinforcement and Soil Structures*. Thomas Telford Services Ltd. London, England, 379 p.

JUNKES, V.H. (2023). Produção de Blocos de Concreto com Adição de Resíduos da Construção Civil e Indústria Química. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Tecnológica Federal do Paraná, Ponta Grossa, 93 p.

KANAGARAJ, B., LUBLOY, E., ANAND, N., HLAVICKA, V. & KIRAN, T. (2023). Investigation of Physical, Chemical, Mechanical, and Microstructural Properties of Cement-less Concrete – State-of-the-Art Review. *Construction and Building Materials*, 365: 130020.

KHAN, B.J., AHMAD, I. & JAMEEL, H. (2022). Evaluation of Pull out Behavior of Plain and Deformed Steel Bars in Tire Shred –Sand Mixture Using Large Scale Model. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, 26: 101010.

KIDO, R., SAWAMURA, Y., KIMURA, K. & KIMURA, M. (2021). Investigation of Soil Deformation Characteristics During Pullout of a Ribbed Reinforcement Using X-Ray Micro CT. *Soils and Foundations*, 61(3): 642–657.

KOMAK, P.A., YAZDI, M. & GHALANDARZADEH, A. (2015). Shaking Table Tests on Soil Retaining Walls Reinforced by Polymeric Strips. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(2):148–61.

KUMAR, K.P.B. & UMASHANKAR, B. (2018). Interface Studies on Geogrid and Fly Ash. *Geotechnical Special Publication*, xx:119–129.

LASSO, P.R.O., VAZ, C.M.P., DE OLIVEIRA, C.R. & BERNARDI, A.C. DE C. (2014). Caracterização de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) Para Utilização como Corretivo da Acidez do Solo. *Simpósio Nacional de Instrumentação Agropecuária*, São Carlos, Brasil. 481 – 484.

LEE, H.S. & BOBET, A., (2005). Laboratory evaluation of pullout capacity of reinforced silty sands in drained and undrained conditions. *Geotechnical Testing Journal*, 28 (4): 370-379.

LEITE, F. C., MOTTA, R. S., VASCONSELOS, K. L. & BERNUCCI, L. (2011). Laboratory Evaluation of Recycled Construction and Demolition Waste for Pavements. *Construction and Building Materials*, 25 (6): 2972–2979.

LI, L.H., CHEN, Y.J., FERREIRA, P.M.V., LIU, Y. & XIAO, H.L. (2017) Experimental Investigations on the Pull-Out Behavior of Tire Strips Reinforced Sands. *Materials* 10(7): 707.

MANDLOI, P., HEGDE, A. & SARKAR, S. (2022). Performance Assessment of Mechanically Stabilised Earth Walls with Sustainable Backfills. *Engineering Sustainability*, 175 (6): 302-318.

MAPARAGEM, A.S. (2011). Avaliação da Interação Solo-Fitas Metálicas E Poliméricas Para Solução em Terra Armada em Solos não Convencionais. *Dissertação de Mestrado*, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Engenharia de San Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 137 p.

MASHIFANA, T & SITHOLE, T. (2021). Clean Production of Sustainable Backfill Material from Waste Gold Tailings and Slag. *Journal of Cleaner Production*, 308: 127357.

MASSAD, F. (2016). *Mecânica dos Solos Experimental*. Oficina de Textos. São Paulo, Brasil, 287 p.

MCHW - MANUAL OS CONTRACT DOCUMENTS FOR HIGHWAY WORKS. (2016). Volume 1 - Specification for Highway Works. Series 600. Earthworks. United Kingdom, 75p.

MEHRJARDI, G.T., AZIZI, A., HAJI-AZIZI, A. & ASDOLLAFARDI, G. (2020). Evaluating and Improving the Construction and Demolition Waste Technical Properties to

Use in Road Construction, *Transportation Geotechnics*, 23: 100349.

MIAO, C.X., ZHENG, J.J., ZHANG, R.J., CUI, L. (2017). DEM Modeling of Pullout Behavior of Geogrid Reinforced Ballast: The Effect of Particle Shape. *Computers and Geotechnics*, 81: 249-261.

MIRANDA, S.B. (2009). Estudo Da Resistência ao Cisalhamento de Interface em Reforços Unidirecionais. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação e Área de Concentração em Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 109 p.

MOHAMMADINIA, A., ARULRAJAH, A., SANJAYAN, J., DISFANI, M.M., BO, M.W. & DARMAWAN, S. (2015). Laboratory Evaluation of the Use of Cement-Treated Construction and Demolition Materials in Pavement Base and Subbase Applications, *Journal of Materials in Civil Engineering*.

MYMRIN, V., PEDROSO, D.E., PEDROSO, C.L., AVANCI, M.A., ROLIM, P.H.B., CARVALHO, K.Q. & CATAI, R.E. (2021). Physical-chemical Processes of Sustainable Construction Materials Structure Formation with Iron ore Processing Tailings and Aluminum Anodizing Sludge. *Construction and Building Materials*, 298. 123698.

NCMA- THE NATIONAL CONCRETE MASONRY ASSOCIATION. (2012). Design Manual for Segmental Retaining Walls. Virginia, USA, 66 p.

NORME FRANÇAISE. (2009). NF P94-270. Calcul Géotechnique – Ouvrages de Soutènement – Remblais Renforcés et Massifs en Sol Cloué. CSTB Éditions, France, 205 p.

OECD- THE ORGANISATION FOR ECONOMIC CO-OPERATION AND DEVELOPMENT. (2009). Annual Report 2009. Paris, France, 128 p.

OK, B., SARICI, T., TALASLIOGLU, T. & YILDIZ. A. (2020). Geotechnical Properties of Recycled Construction and Demolition Materials for Filling Applications. *Transportation Geotechnics*, 24, 100380.

OK, B., SARICI, T., DEMIR, A., TALASLIOGLU, T. & YILDIZ. A. (2023). Investigation of Construction and Demolition Materials Reinforced by Geosynthetics. *Engineering Sustainability*, 2200077.

OLIVEIRA, P.F.S. (2020). Resistência ao Arrancamento de Geogrelha Enterrada em Areias Recicladas. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia, GO, 147 p.

PALMEIRA, E.M. (1987). The Study of Soil-Reinforcement Interaction by Means of Large Scale Laboratory Tests. PhD Thesis, Magdalen College, University of Oxford, Trinity Term, England, 237 p.

PALMEIRA, E.M. (1996). Projeto e Construção de uma Caixa para Ensaios de Arrancamento de Grandes Dimensões. Relatório de Pesquisa, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF.

PALMEIRA, E.M. (2018). Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Oficina de textos. São Paulo, Brasil, 294 p.

PANT, A., DATTA, M. & RAMANA, G.V. (2019). Bottom Ash as a Backfill Material in Reinforced Soil Structures. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(4): 514-521.

PANT, A., DATTA, M., VENKATARAMANA, G. & MAHANTA, A. (2019b). Utilization of Pond Ash as Structural Fill Material in Reinforced Soil Structures. *Geo-Congress 2019*: 203–211.

PANT, A., RAMANA, G.V., DATTA, M. & GUPTA, S.K. (2019c). Coal Combustion Residue as Structural Fill Material for Reinforced Soil Structures. *Journal of Cleaner Production*, 232:417–426.

PIEZORAN, R.C. (2018). Estudo da Resistência de Interface de Tiras Metálicas e Poliméricas em Diferentes Solos. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia da UnB, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 287 p.

PIEZORAN, R.C., SÁNCHEZ, N. P., ARAÚJO, S.G.L & PALMEIRA, E.M. (2017). Avaliação experimental da resistência ao cisalhamento e ao arrancamento entre geossintéticos e tiras metálicas lisas em areias. *GEOCENTRO, ABMS. Goiânia, Brasil*, 4: 6 p.

PIEROZAN, R.C., ARAUJO, G.L.S., PALMEIRA, E.M., ROMANEL, C. & ZORNBERG, J.G. (2022). Interface Pullout Resistance of Polymeric Strips Embedded in Marginal Tropical Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 50: 20–39.

PIRES, A.C.G. (2021). Estudo Experimental do Comportamento de Tubos Enterrados em Solos Reforçados com Geossintéticos. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia da UnB, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 195 p.

ProteGEEr- COOPERAÇÃO PARA A PROTEÇÃO DO CLIMA NA GESTÃO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS. (2021). Roteiro para Implementação de Consórcios Públicos de Manejo de RSU. Brasília, Brasil, 75 p.

RAHMAN, M.A., ARULRAJAH, A., PIRATHEEPAN, J., BO, M.W. & IMTEAZ, M.A. (2014). Resilient Modulus and Permanent Deformation Responses of Geogrid-Reinforced Construction and Demolition Materials. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 26 (3): 512–519.

RATHJE, E., TREJO, D. & FOLLIARD, K. (2006). Potential Use of Recycled Asphalt Pavement and Crushed Concrete as Backfill for Mechanically Stabilized Earth Walls. Center for Transportation Research The university of Texas at Austin, Project Summary Report 0–4177-S.

REINFORCED EARTH (2012). Reinforced Earth Soil Reinforcement Systems. Geotrap Reinforcement for Reinforced Soil Retaining Walls and Bridge Abutments. Technical Bulletin: 12/H182 Product Sheet 1. Telford, USA, 12 p.

RICCIO, M., EHRLICH, M. & DIAS, D. (2014). Field Monitoring and Analyses of the Response of a Block-Faced Geogrid Wall Using Fine-Grained Tropical Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 42: 127-138.

RODRIGUES, M.G.G. (2018). Estudo da Relação entre Sucção, Dilatância e Resistência ao Arrancamento de Interfaces Areia- Geossintético. Dissertação de mestrado, Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 140 p.

SABERIAN, M. & LI, J. (2021). Effect of Freeze-Thaw Cycles on the Resilient Moduli and Unconfined Compressive Strength of Rubberized Recycled Concrete Aggregate as Pavement Base/Subbase. *Transportation Geotechnics*, 27...

SÁNCHEZ, N.P. (2018). Estudo de Alguns Aspectos que Influenciam a Aderência entre Geossintéticos e Diferentes Materiais. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia da UnB, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 190 p.

SANTOS, E.C.G. (2007). Aplicação de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) em Estruturas de Solo Reforçado. Dissertação de mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, 168p.

SANTOS, E.C.G. & VILAR, O.M. (2008). Use of Recycled Construction and Demolition Wastes (RCDW) as Backfill of Reinforced Soil Structures. In: *Proceedings of the Fourth European Geosynthetics Conference EUROGEO 4*. Paper No, 2008.

SANTOS, E.C.G. (2011). Avaliação Experimental de Muros Reforçados Executados Com Resíduos de Construção e Demolição Reciclados (RCD-R) e Solo Fino. Tese de doutorado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Geotecnia da UnB, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 214 p.

SANTOS, E.C.G., PALMEIRA, E.M. & BATHURST, R.J. (2013). Behaviour of a Geogrid Reinforced Wall Built with Recycled Construction and Demolition Waste Backfill on a Collapsible Foundation. *Geotextiles and Geomembranes*, 39: 9–19.

SANTOS, E.C.G., PALMEIRA, E.M. & BATHURST, R.J. (2014). Performance of Two Geosynthetic Reinforced Walls with Recycled Construction Waste and Constructed on Collapsible Ground. *Geosynthetics International*, 21(4): 256-269.

Santos, R.P. & Tubino, R. (2021). Potential Evaluation of the Use of Construction and Demolition Waste (CDW) in the Recovery of Degraded Soils by Mining in Brazil. *Resources, Conservation & Recycling Advances*, 12: 200060.

SARKAR, S. & HEDGE, A. (2022). Performance Evaluation of Geogrid Reinforced Recycled Marginal Backfill Materials in Triaxial Test Conditions. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 48...

SAS, W., GLUCHOWSKI, A. & SZYMANSKI, A. (2014). Behavior of Recycled Concrete Aggregate. *Fourth International Conference on Geotechnique, Construction Materials and Environment*, Brisbane, Australia, 19-21.

SECCO, M.P., BRUSCHI, G.J., VIEIRA, C.S. & CRISTELO, N. (2022). Geomechanical Behaviour of Recycled Construction and Demolition Waste Submitted to Accelerated Wear. *Sustainability*, 14: 6719.

SHAO, Z., LI, M. YU, D. (2022). Bibliometric Analysis of Construction and Demolition Waste Recycling: Review and Prospects. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers. Engineering Sustainability*, 175(6): 283-292.

SKEJIĆ, A., MEDIĆ, S. & IVŠIĆ, T. (2020). Numerical Investigations of Interaction Between Geogrid/Wire Fabric Reinforced and Cohesioless Fill in Pull-Out Test. *Gradevinar*, 72 (3): 237-252.

SILVA, T.B., CORREIA, S.N., & KUHN, O.V. (2022). Effect of Compaction Energy on Grain Breakage of CDW, Local Soil and Soil-CDW Mixtures. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 16 (2): 165- 175.

SINIR- SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE GESTÃO DOS RESÍDUOS SÓLIDOS, 2019. (2022). Relatório Nacional de Gestão de Resíduos Sólidos. Ministério do Meio Ambiente, 52 p.

SNIS- SISTEMA NACIONAL DE INFORMAÇÕES SOBRE SANEAMENTO. (2021). Diagnóstico da Gestão e Manejo de Resíduos Sólidos Urbanos – 2020. Ministério de Estado das Cidades / Programa de Modernização do Setor Saneamento, 59p.

SUKMAK, K., SUKMAK, P., HORPIBULSUK, S., HAN, J., SHEN, S.L., & ARULRAJAH, A. (2015). Effect of Fine Content on the Pullout Resistance Mechanism of Bearing Reinforcement Embedded in Cohesive-Frictional Soils. *Geotextiles and Geomembranes*, 43: 107-117.

SUZUKI, M., NAKASHITA, A., TSUKUDA, K., & WAKATSUKI, Y. (2018). Applicability of Clinker Ash as Fill Material in Steel Strip-Reinforced Soil Walls. *Soils and Foundations*, 58: 16–33.

TAHERKHANI, H. (2015). Evaluation of the Physical Properties of Unbound Base Layer Containing Recycled Aggregates. *International Journal of Environmental Science and Development*, 6(4): 279 - 285.

TAJABADIPOUR, M. & MARANDI, M. (2017). Effect of Rubber Tire Chips-Sand Mixtures on Performance of Geosynthetic Reinforced Earth Walls. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*, 61(2): 322–334.

THAKUR, J.K., HAN, J., POKHAREL, S.K. & PARSONS, R.L. (2012)., Performance of Geocell- Reinforced Recycled Asphalt Pavement (RAP) Bases Over Weak Subgrade Under Cyclic Plate Loading. *Geotextiles and Geomembranes*, 35: 14–24.

THE REINFORCED EARTH COMPANY. (1995). Apparent Coefficient of Friction, f^* to be Used in the Design of Reinforced Earth® Structures. Technical Bulletin: MSE-6. Virginia, USA, 14 p.

THE REINFORCED EARTH COMPANY. (2021). Construction and Quality Control Manual- Reinforced Earth Construction Manual: Cruciform Panels, Virginia, USA, 31 p.

ULSEN, C., ANTONIASSI, J.L., MARTINS, I.M. & KAHN, H. (2021). High Quality Recycled Sand from Mixed CDW e is that Possible?. *Journal of Materials Research and Technology*, 12: 29-42.

QUIAO, L., TANG, Y., LI, Y., LIU, M., YUAN, X., WANG, Q. & MA, Q. (2022). Life Cycle Assessment of Three Typical Recycled Products from Construction and Demolition Waste. *Journal of Cleaner Production*, 376: 134139.

VAHEDIFARD, F., FARAZ S. TEHRANI, F.S., GALAVI, V., RAGNO, E. & Amir AGHAKOUCHAK, A. (2017). Resilience of MSE Walls with Marginal Backfill under a Changing Climate: Quantitative Assessment for Extreme Precipitation Events, *Journal of Geotechnical Environmental Engineering*, 143 (9): 90-99.

VENKATACHALAM, M.N. & BALU, S.A. (2022). Review on the Application of Industrial Waste as Reinforced Earth Fills in Mechanically Stabilized Earth Retaining Walls. *Environmental Science and Pollution Research*.

VERTEMATTI, J.C. (2015). *Manual Brasileiro de Geossintéticos*. Edgar Blücher, São Paulo, Brasil, 570 p.

VIEIRA, C.S., PEREIRA, P.M. & LOPES, M. L. (2016). Recycled Construction and Demolition Wastes as filling material for geosynthetic reinforced structures. *Journal of Cleaner Production*, 124: 299-311.

VIEIRA, C.S. & PEREIRA, P.M. (2015). Use of Recycled Construction and Demolition Materials in Geotechnical Applications: A review, *Resources. Conservation and Recycling*, 103: 192–204.

VIEIRA, C.S. & PEREIRA, P.M. (2017): Use of Mixed Construction and Demolition Recycled Materials in Geosynthetic Reinforced Embankments. *Indian Geotechnical Journal*, 48(2): 279–292.

VIEIRA, C.S. & PEREIRA, P.M. (2018). Use of Mixed Construction and Demolition Recycled Materials in Geosynthetic Reinforced Embankments. *Indian Geotechnical Journal*, 48(2): 279–92.

VIEIRA, C.S. (2020). Valorization of Fine-Grain Construction and Demolition (C&D) Waste in Geosynthetic Reinforced Structures. *Waste and Biomass Valorization*, 11(4): 1615–1626.

VIEIRA, C.S., FERREIRA, F.B., PEREIRA, P.M. & LOPES, M.L. (2020). Pullout Behaviour of Geosynthetics in a Recycled Construction and Demolition Material – Effects of Cyclic Loading. *Transportation Geotechnics*, 23...

VIEIRA, C.S. PEREIRA, P.M. FERREIRA, F.B. & LOPES, M.L. (2020). Pullout Behavior of Geogrids Embedded in a Recycled Construction and Demolition Material. Effects of Specimen Size and Displacement Rate. *Sustainability*, 12(9): 3825.

WELDU, M.T., HAN, J.H., RAHMANINEZHAD, S.M., PARSONS, R.L. & KAKRASUL, J.I. (2015). Pullout Resistance of Mechanically Stabilized Earth Wall Steel Strip

Reinforcement in Uniform Aggregate. Kansas Department of Transportation, The University of Kansas, Kansas City, USA, 44 p.

WU, H., ZUO, J., ZILLANTE, G., WANG, J. & DUAN, H. (2021). Environmental Impacts of Cross-Regional Mobility of Construction and Demolition Waste: An Australia Study. *Resources, Conservation and Recycling*, 174, 105805.

YANG, G.Q., LIU, H., ZHOU, Y.T. & XIONG, B.L. (2014). Post-Construction Performance of a Two-Tiered Geogrid Reinforced Soil Wall Backfilled with Soil-Rock Mixture. *Geotextiles and Geomembranes*, 42 (2): 91-97.

YAZDANDOUST, M. (2017). Investigation on the Seismic Performance of Steel-Strip Reinforced-Soil Retaining Walls Using Shaking Table Test. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 97: 216–32.

YAZDANDOUST, M. & TAIMOURI, A.B.B. (2022). Performance of Two-Tiered Reinforced-Soil Retaining Walls Under Strip Footing Load. *Geotextiles and Geomembranes*, 50: 545-565.

YAZDANDOUST, M., SAMEE, A.A. & GHALANDARZADEH, A. (2022). Assessment of Seismic Behavior of Back-to-Back Mechanically Stabilized Earth Walls Using 1g Shaking Table Tests. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 155: 106078.

YE, Y., HAN, J., LIU, H., RACHFORD, S.M., PARSONS, R.L., DOLTON, B. & O'REILLY, M. (2022). Pullout Resistance of Geogrid and Steel Reinforcement Embedded in Lightweight Cellular Concrete Backfill. *Geotextiles and Geomembranes*, 50: 432-443.

YÜNKÜL, K. & GÜRBÜZ, A. (2022). Shaking Table Study on Seismic Behavior of MSE Wall With Inclined Backfill Soils Reinforced by Polymeric Geostrips. *Geotextiles and Geomembranes*, 50: 116-136.

ZAHARAKI, D., GALETAKIS, M. & KOMNITSAS, K. (2016). Valorization of Construction and Demolition (C&D) and Industrial Wastes Through Alkali Activation. *Construction and Building Materials*, 121, 686–693.

ZHANG, H., YUAN, X., LIU, Y., WU, J., SONG, X. & HE, F. (2020). Experimental Study on the Pullout Behavior of Scrap Tire Strips and their Application as Soil Reinforcement. *Construction and Building Materials*, 254: 1–11.

APÊNDICES

APÊNDICES A: ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

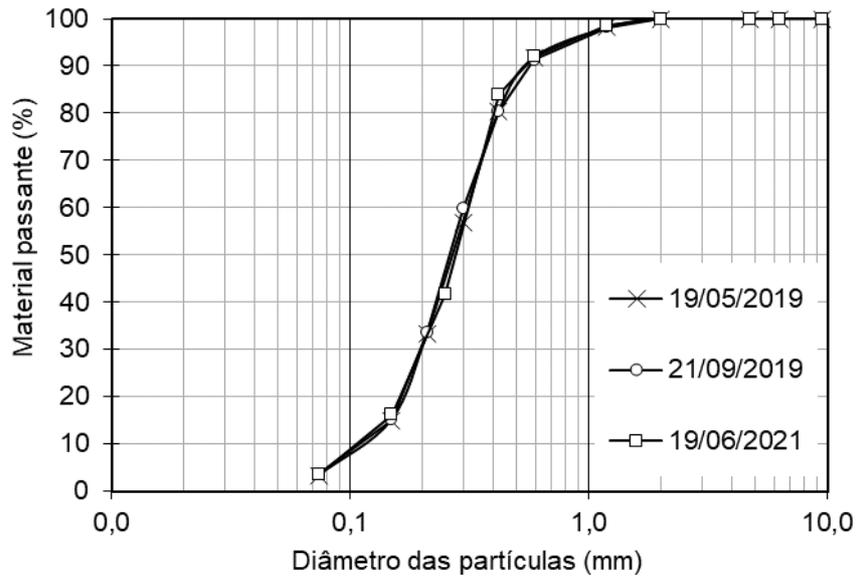


Figura A.1. Distribuição granulométrica das amostras de areia/RCR-R areia (aterro tipo IV).

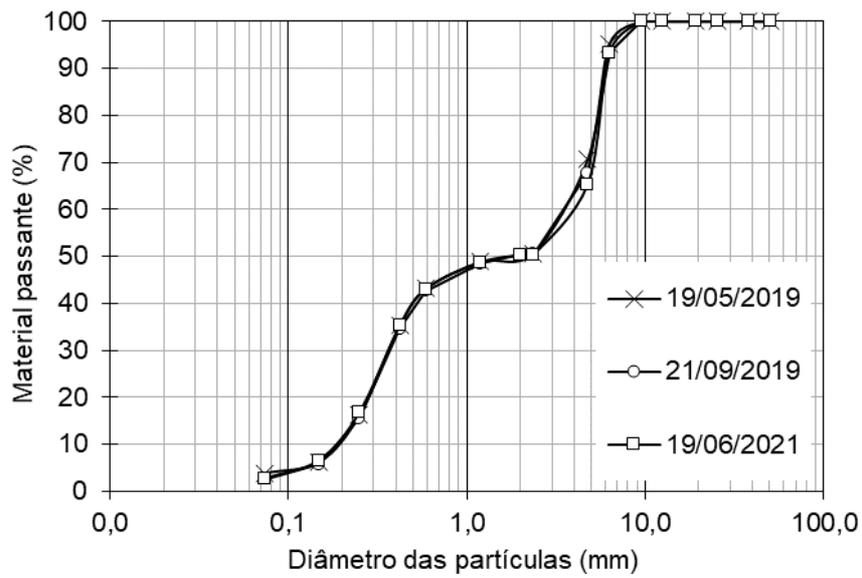


Figura A.2. Distribuição granulométrica das amostras de areia/RCD-R pedregulho (aterro tipo V).

Tabela A.1. Resultados da análise mineralógica mediante Difractometria de raios-X – areia natural.

2-Theta	d (Å)	BG	Altura	H %	Área	A %	FWHM
12,331	7,1719	653	389	0,2	76,4	0,3	0,167
20,836	4,2597	527	32068	20,3	4645,8	17,6	0,123
23,996	3,7056	490	1350	0,9	191,7	0,7	0,121
24,848	3,5804	491	232	0,1	35,0	0,1	0,129
26,620	3,3459	483	157660	100,0	26381,1	100,0	0,142
29,406	3,0350	528	197	0,1	28,2	0,1	0,122
30,903	2,8912	422	264	0,2	76,0	0,3	0,245
34,857	2,5718	349	130	0,1	32,3	0,1	0,211
36,522	2,4583	366	9021	5,7	1497,5	5,7	0,141
38,171	2,3558	335	99	0,1	29,1	0,1	0,250
39,457	2,2819	388	7813	5,0	1183,1	4,5	0,129
40,271	2.2376	389	3924	2,5	619,8	2,3	0,134
42,453	2.1275	311	6115	3,9	1137,9	4,3	0,158
45,768	1.9809	287	3468	2,2	667,3	2,5	0,164
50,117	1.8187	312	13798	8,8	3005,0	11,4	0,185
50,601	1,8024	290	340	0,2	104,8	0,4	0,262
54,859	1,6722	268	5774	3,7	810,1	3,1	0,119
55,304	1,6598	261	1334	0,8	212,1	0,8	0,135
57,201	1,6091	246	193	0,1	31,8	0,1	0,140

Tabela A.2. Resultados da análise mineralógica mediante Difractometria de raios-X – RCD-R areia.

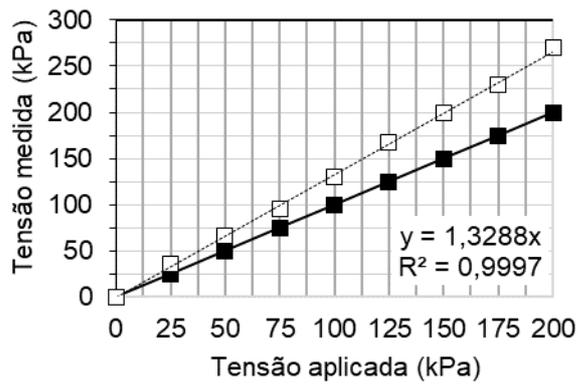
2-Theta	d (Å)	BG	Altura	H %	Área	A %	FWHM
8,873	9,9586	841	709	0,6	133,1	0,7	0,160
12,387	7,1398	738	595	0,5	143,1	0,8	0,204
17,811	4,9759	577	263	0,2	46,6	0,3	0,151
18,311	4,8412	589	1224	1,0	101,5	0,6	0,066
20,853	4,2565	645	21145	16,6	2955,0	16,6	0,119
23,079	3,8507	616	774	0,6	155,7	0,9	0,171

24,028	3,7007	626	799	0,6	138,7	0,8	0,148
24,888	3,5747	633	365	0,3	50,9	0,3	0,118
25,829	3,4465	641	373	0,3	75,8	0,4	0,173
26,647	3,3426	794	127683	100,0	17846,1	100,0	0,119
27,905	3,1947	805	211	0,2	38,1	0,2	0,153
29,418	3,0337	690	8082	6,3	1813,9	10,2	0,191
30,939	2,8880	609	1747	1,4	455,5	2,6	0,222
33,519	2,6713	489	121	0,1	66,1	0,4	0,466
34,900	2,5687	526	127	0,1	40,3	0,2	0,270
36,008	2,4922	552	901	0,7	228,3	1,3	0,215
36,552	2,4563	539	5257	4,1	862,0	4,8	0,139
39,466	2,2814	495	6658	5,2	1128,4	6,3	0,144
40,307	2,2357	510	2368	1,9	344,1	1,9	0,123
41,105	2,1941	469	316	0,2	65,5	0,4	0,176
42,464	2,1270	505	4099	3,2	533,9	3,0	0,111
43,204	2,0923	441	685	0,5	186,5	1,0	0,232
45,808	1,9792	429	2958	2,3	473,2	2,7	0,136
47,161	1,9256	420	339	0,3	158,1	0,9	0,396
47,553	1,9106	449	926	0,7	329,8	1,8	0,303
48,553	1,8735	458	984	0,8	259,6	1,5	0,224
50,153	1,8175	510	10602	8,3	1863,8	10,4	0,149
54,898	1,6711	375	3316	2,6	690,9	3,9	0,177
55,310	1,6596	392	797	0,6	126,6	0,7	0,135
57,452	1,6027	377	310	0,2	102,4	0,6	0,280

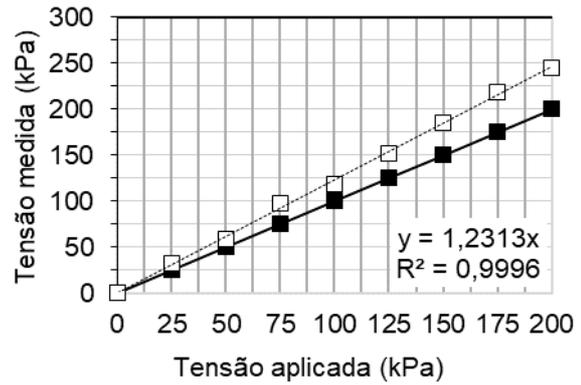
Tabela A.3. Resultados da análise mineralógica mediante Difractometria de raios-X – RCD-R pedregulho.

2-Theta	d (Å)	BG	Altura	H %	Área	A %	FWHM
8,839	9,9965	928	852	1,2	180,8	1,6	0,180
12,357	7,1574	821	449	0,6	135,8	1,2	0,257
17,784	4,9833	649	383	0,5	83,6	0,8	0,186
19,796	4,4813	723	162	0,2	32,9	0,3	0,173

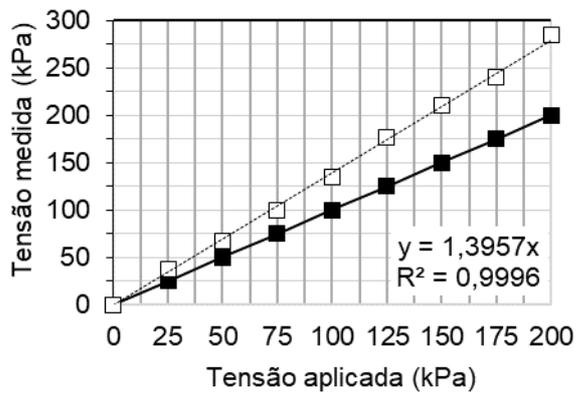
20,833	4,2605	737	12957	17,6	1960,7	17,9	0,129
21,202	4,1870	755	175	0,2	52,3	0,5	0,254
23,046	3,8561	746	1219	1,7	218,8	2,0	0,153
23,996	3,7055	758	683	0,9	119,8	1,1	0,149
26,615	3,3465	856	73743	100,0	10977,5	100,0	0,127
27,901	3,1951	876	809	1,1	105,6	1,0	0,111
29,403	3,0353	816	13844	18,8	2956,5	26,9	0,182
30,909	2,8907	744	2950	4,0	786,6	7,2	0,227
31,448	2,8424	694	271	0,4	91,6	0,8	0,287
33,365	2,6833	630	135	0,2	81,3	0,7	0,513
35,993	2,4932	694	1235	1,7	300,4	2,7	0,207
36,521	2,4584	634	3085	4,2	509,3	4,6	0,140
37,335	2,4066	618	185	0,3	23,4	0,2	0,107
39,452	2,2822	610	5256	7,1	956,5	8,7	0,155
40,273	2,2375	653	2013	2,7	261,9	2,4	0,111
41,102	2,1943	585	511	0,7	90,3	0,8	0,150
42,425	2,1289	582	2928	4,0	467,9	4,3	0,136
43,165	2,0941	596	1681	2,3	384,6	3,5	0,195
43,763	2,0669	545	97	0,1	27,3	0,2	0,239
44,911	2,0166	534	312	0,4	53,2	0,5	0,145
45,769	1,9808	529	2976	4,0	429,3	3,9	0,123
47,197	1,9242	574	442	0,6	121,6	1,1	0,234
47,511	1,9122	582	1413	1,9	541,9	4,9	0,326
48,512	1,8750	612	1424	1,9	450,9	4,1	0,269
50,117	1,8187	615	6646	9,0	941,3	8,6	0,120
51,049	1,7877	428	366	0,5	135,3	1,2	0,314
54,856	1,6723	475	2316	3,1	274,6	2,5	0,101
55,299	1,6599	458	590	0,8	122,7	1,1	0,177
56,631	1,6240	472	149	0,2	32,3	0,3	0,184
57,446	1,6029	472	506	0,7	163,4	1,5	0,274



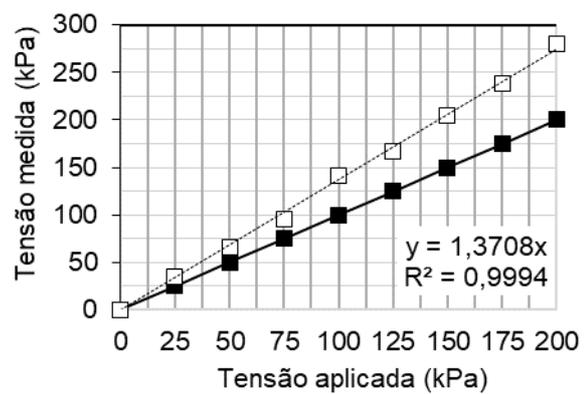
a)



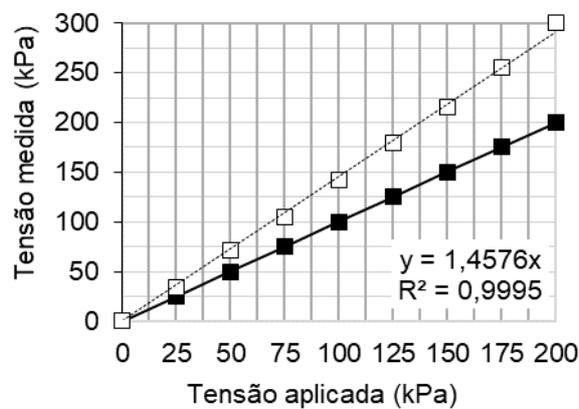
b)



c)

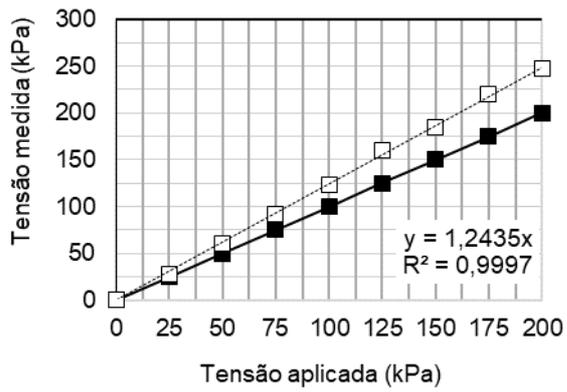


d)

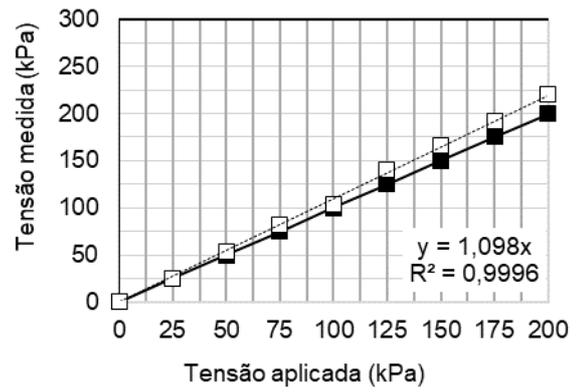


e)

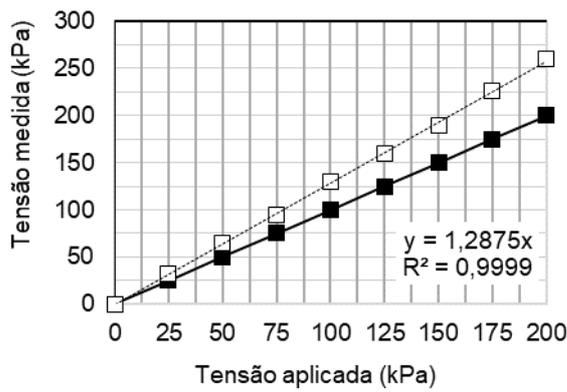
Figura A.3. Concentração de tensões nas tiras metálicas em condições estáticas, CTT posicionadas sobre o trecho liso, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.



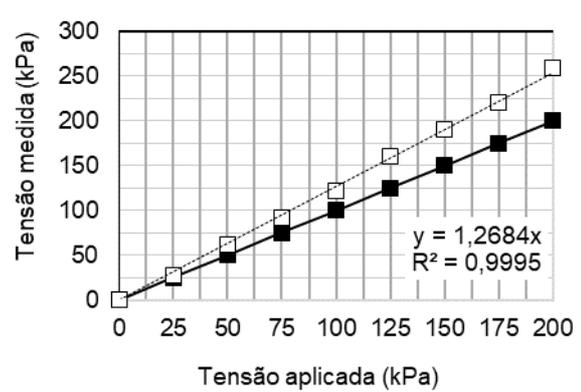
a)



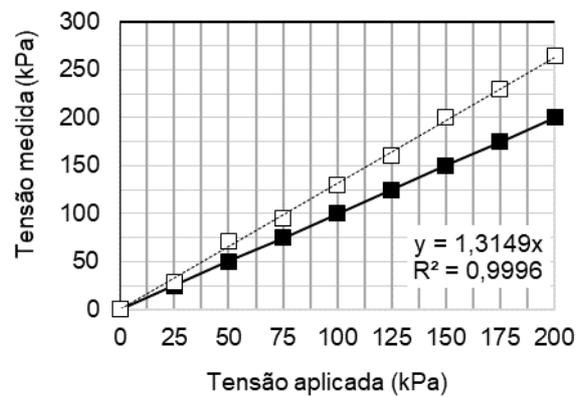
b)



c)

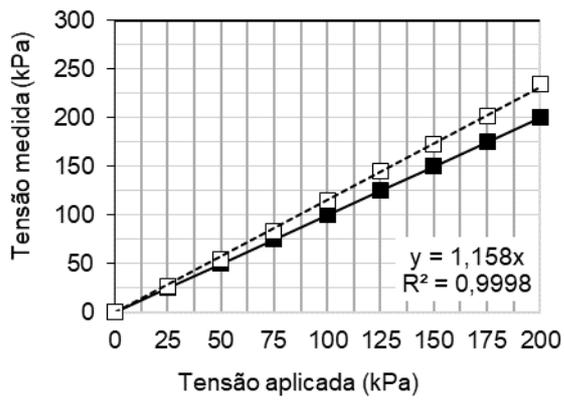


d)

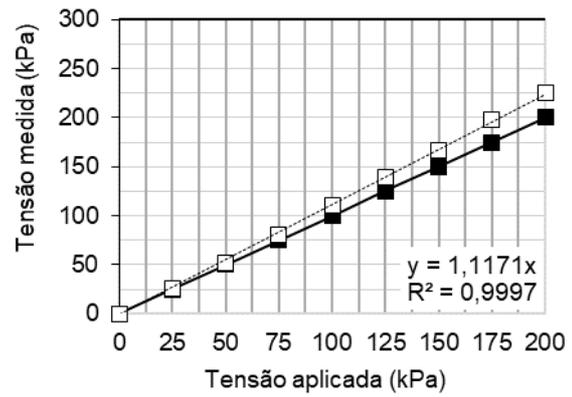


e)

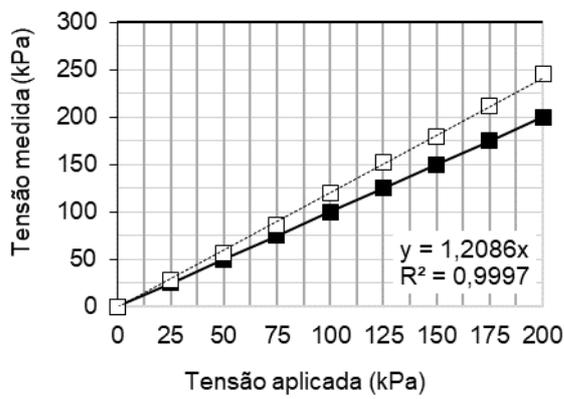
Figura A.4. Concentração de tensões nas tiras metálicas em condições estáticas, CTT posicionadas sobre o ressalto em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.



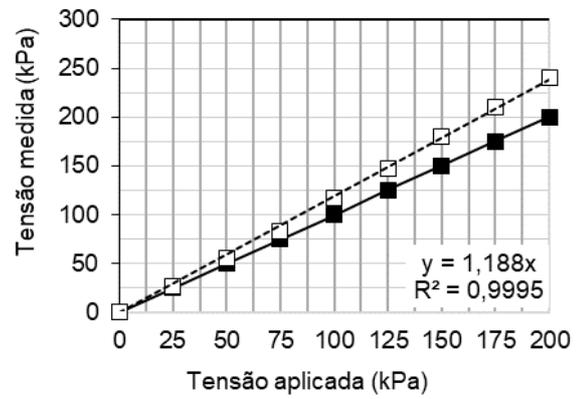
a)



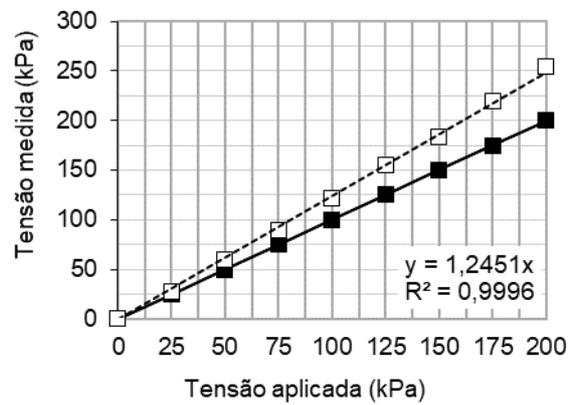
b)



c)



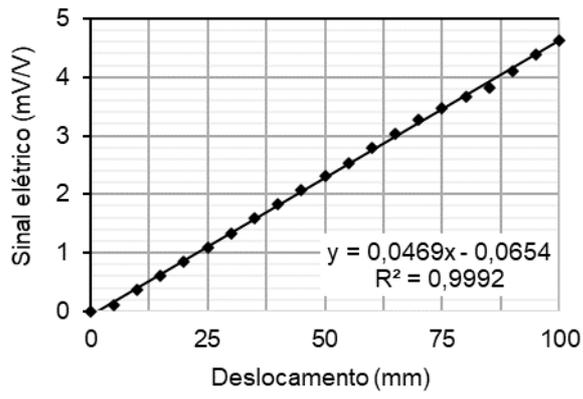
d)



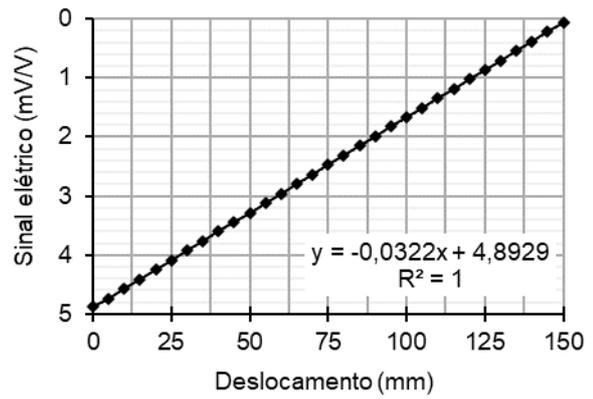
e)

Figura A.5. Concentração de tensões nas tiras sintéticas em condições estáticas, em aterros; a) tipo I, b) tipo II, c) tipo III, d) tipo IV e e) tipo V.

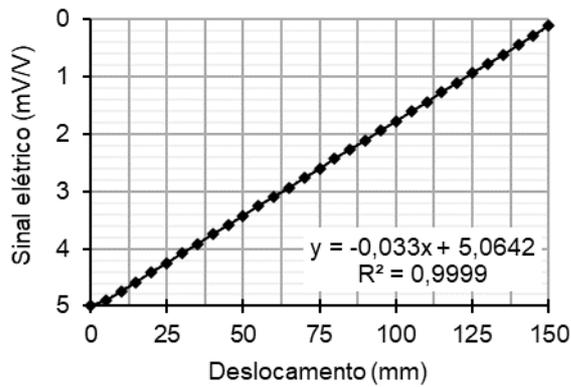
APÊNDICES B: ENSAIOS DE ARRANCAMENTO



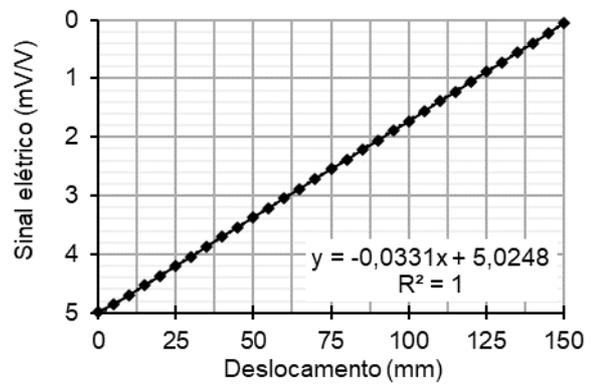
a)



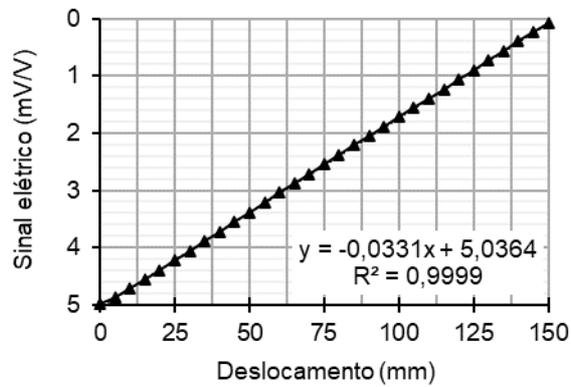
b)



c)

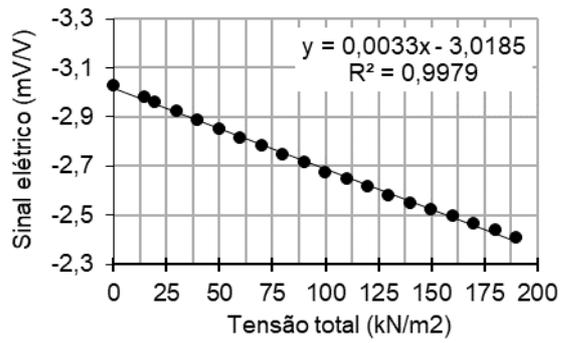


d)

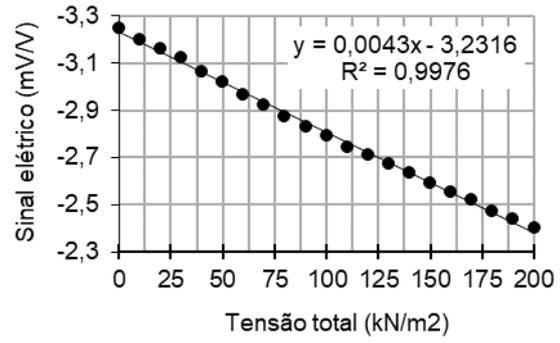


e)

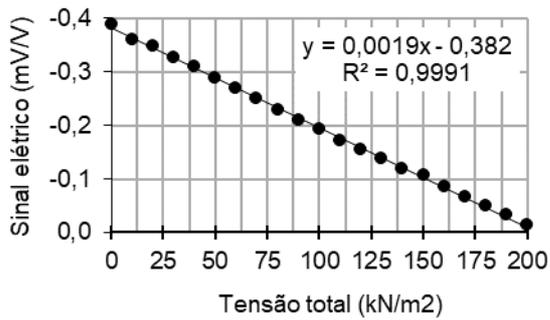
Figura B.1. Calibração dos medidores de deslocamento linear; a) MDL-1, b) MDL-2, c) MDL-3, d) MDL-4 e e) MDL-5.



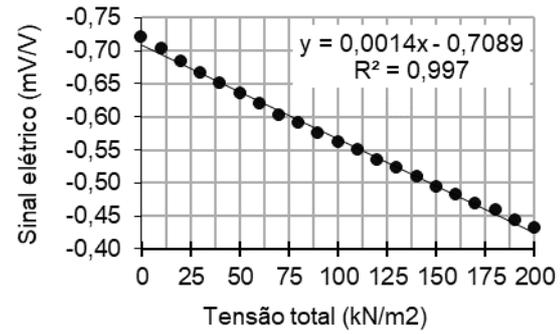
a)



b)

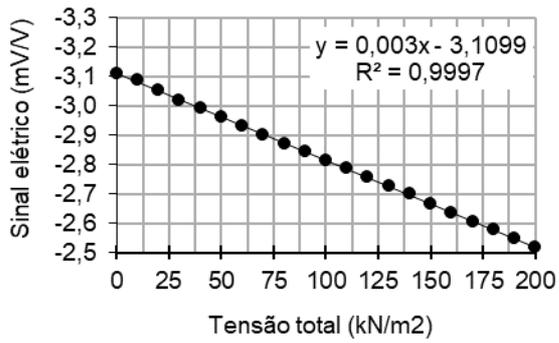


c)

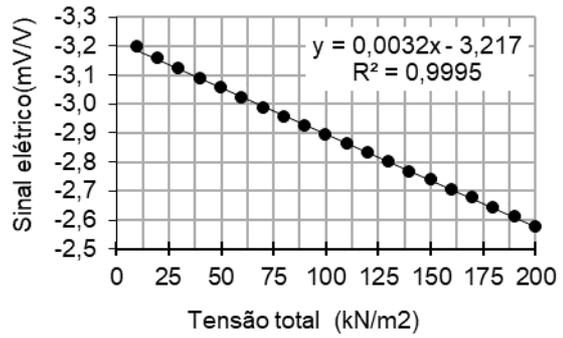


d)

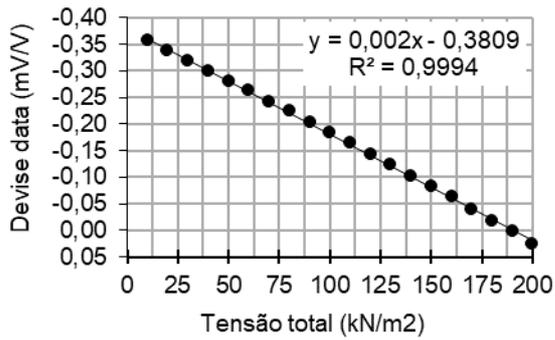
Figura B.2. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4.
– RCD-R areia (aterro tipo II).



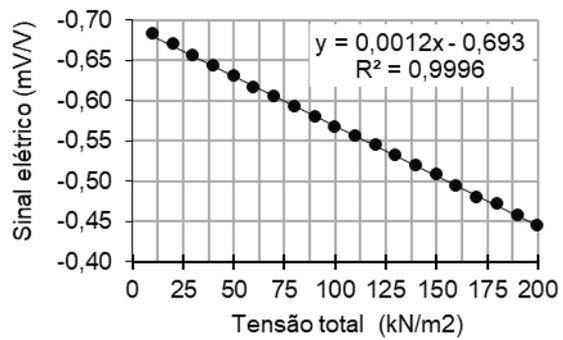
a)



b)

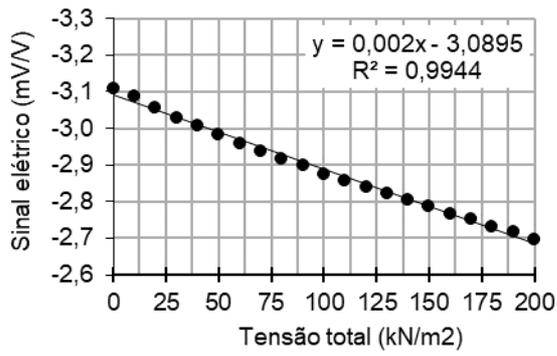


c)

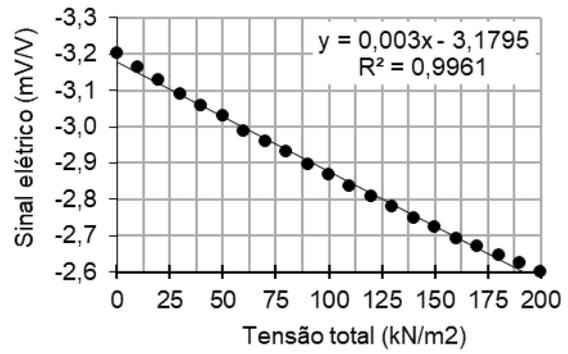


d)

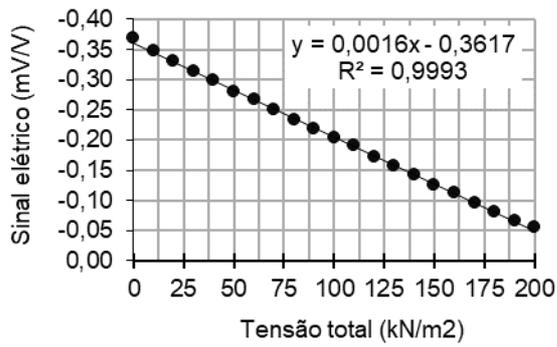
Figura B.3. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4.
– RCD-R pedregulho (aterro tipo III).



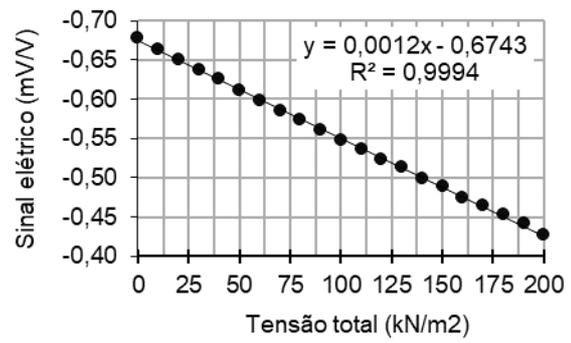
a)



b)

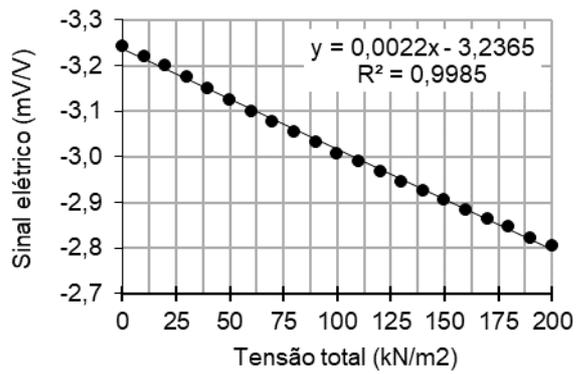


c)

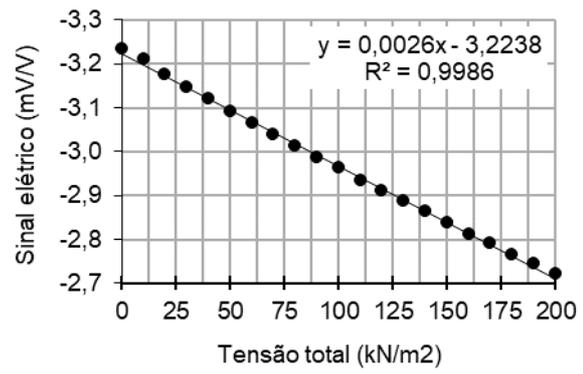


d)

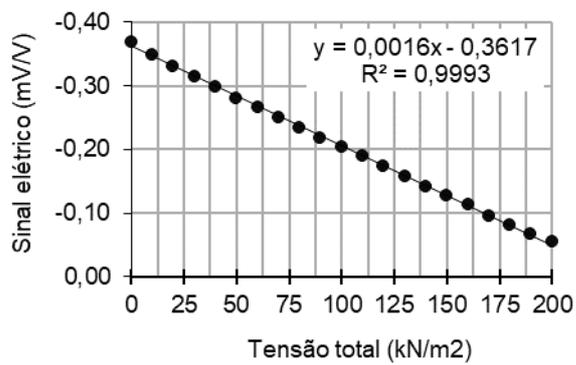
Figura B.4. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4.
– Areia/RCD-R areia (aterro tipo IV).



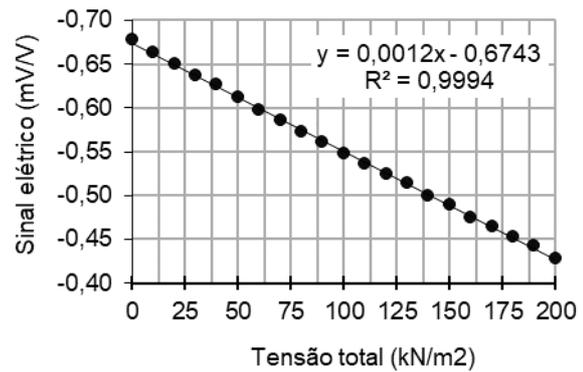
a)



b)



c)



d)

Figura B.5. Calibração das células de tensão total; a) CTT-1, b) CTT-2, c) CTT-3 e d) CCT-4.
– Areia/RCD-R pedregulho (aterro tipo V).

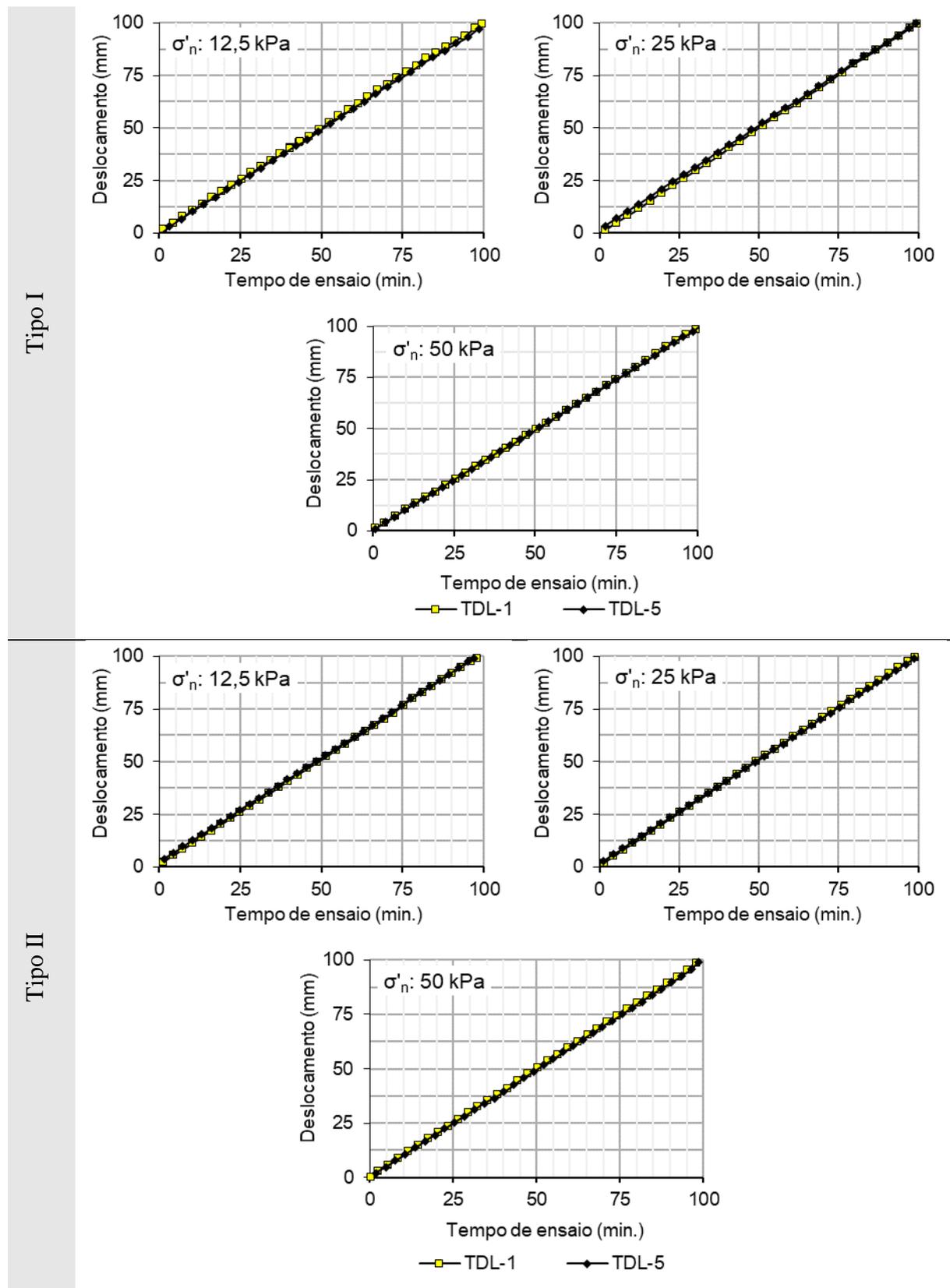
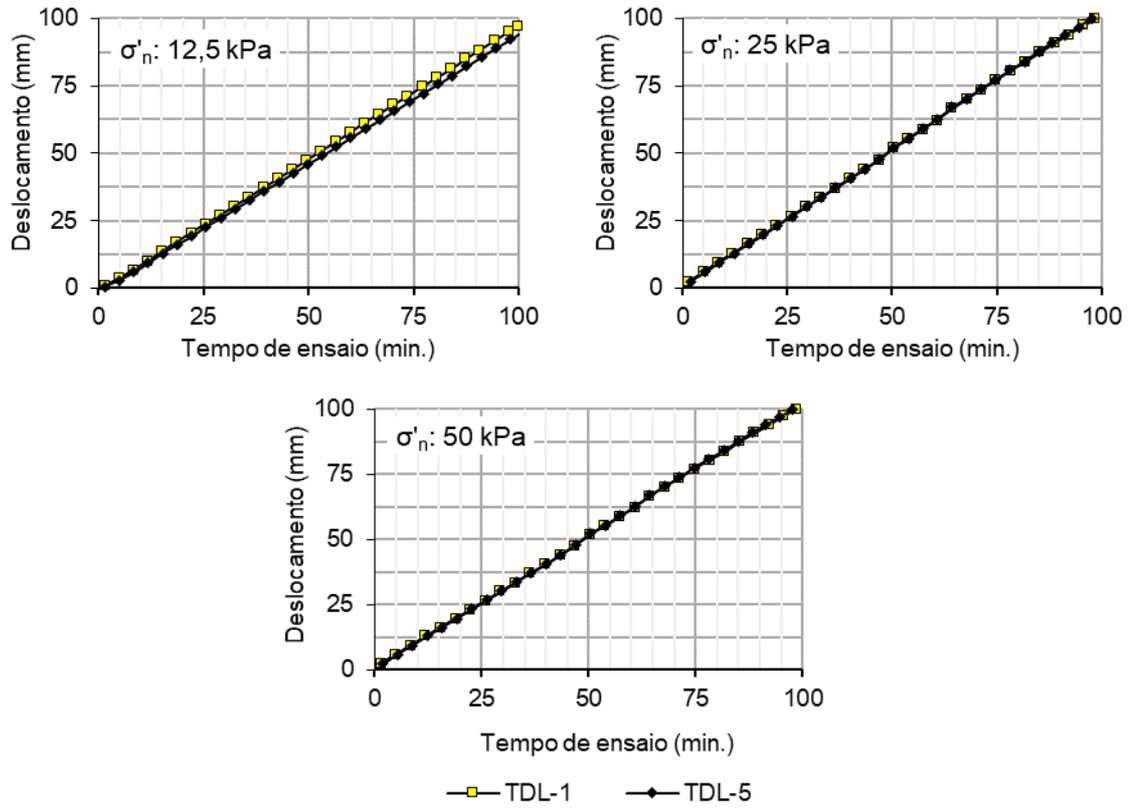


Figura B.6. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em aterro do tipo I e tipo II.

Tipo III



Tipo IV

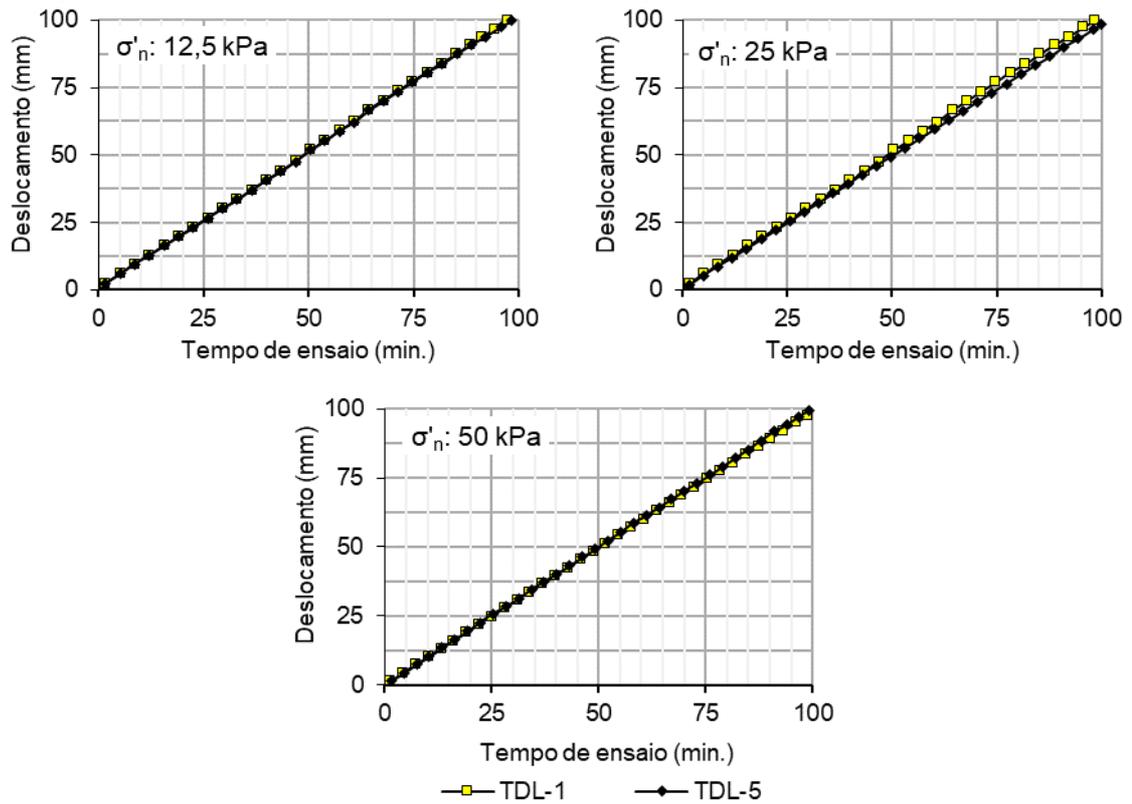


Figura B.7. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em aterro do tipo III e tipo IV.

Tipo V

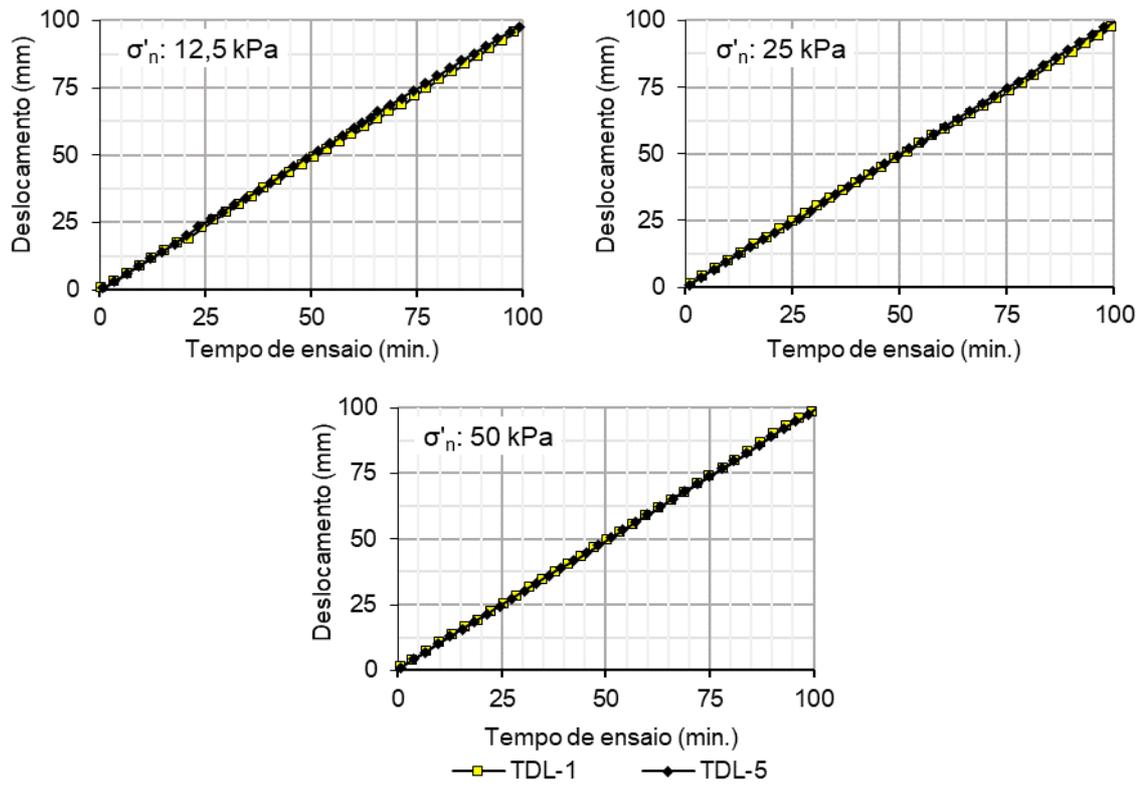


Figura B.8. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras metálicas com ressaltos em aterro do tipo V.

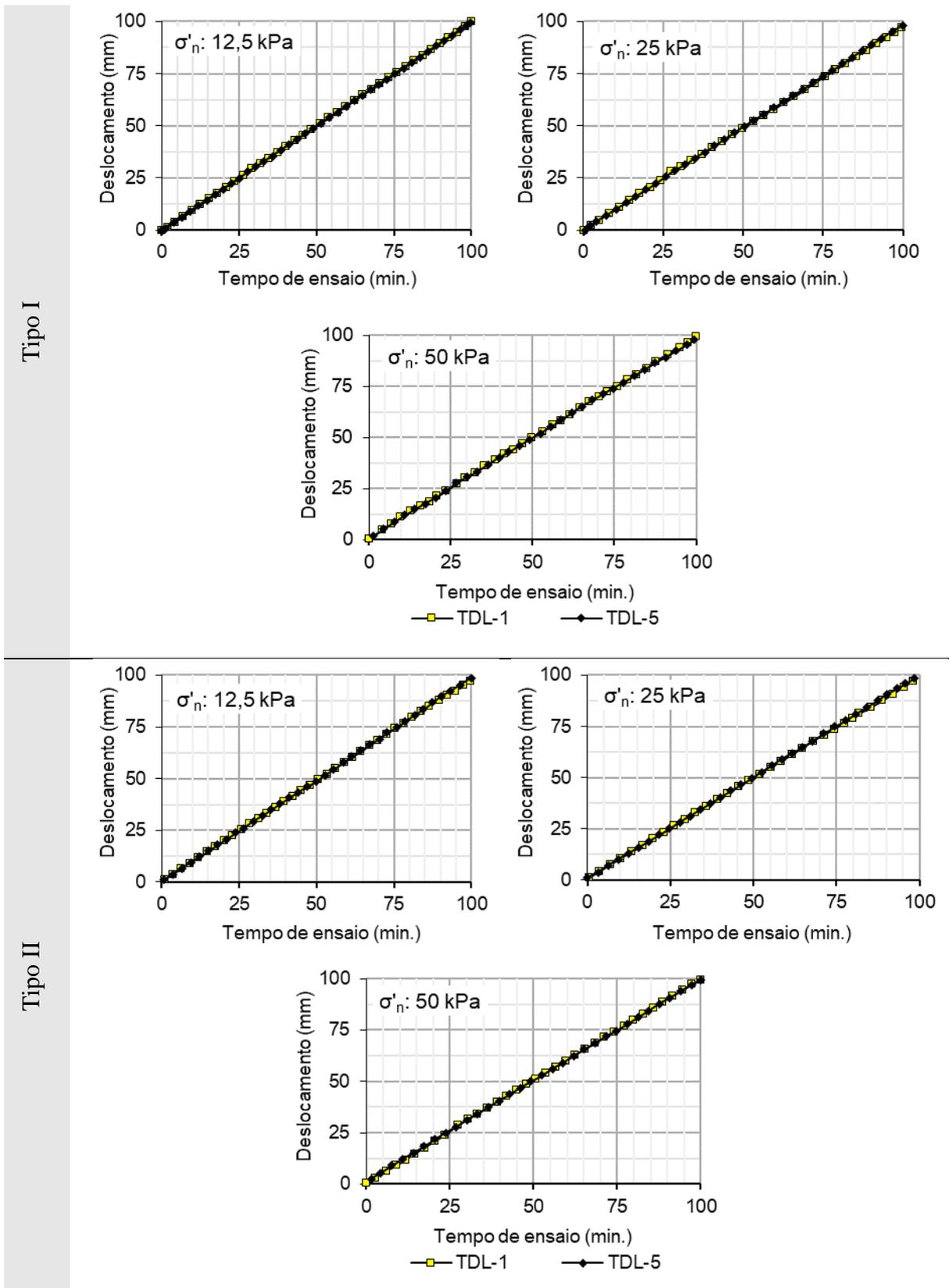
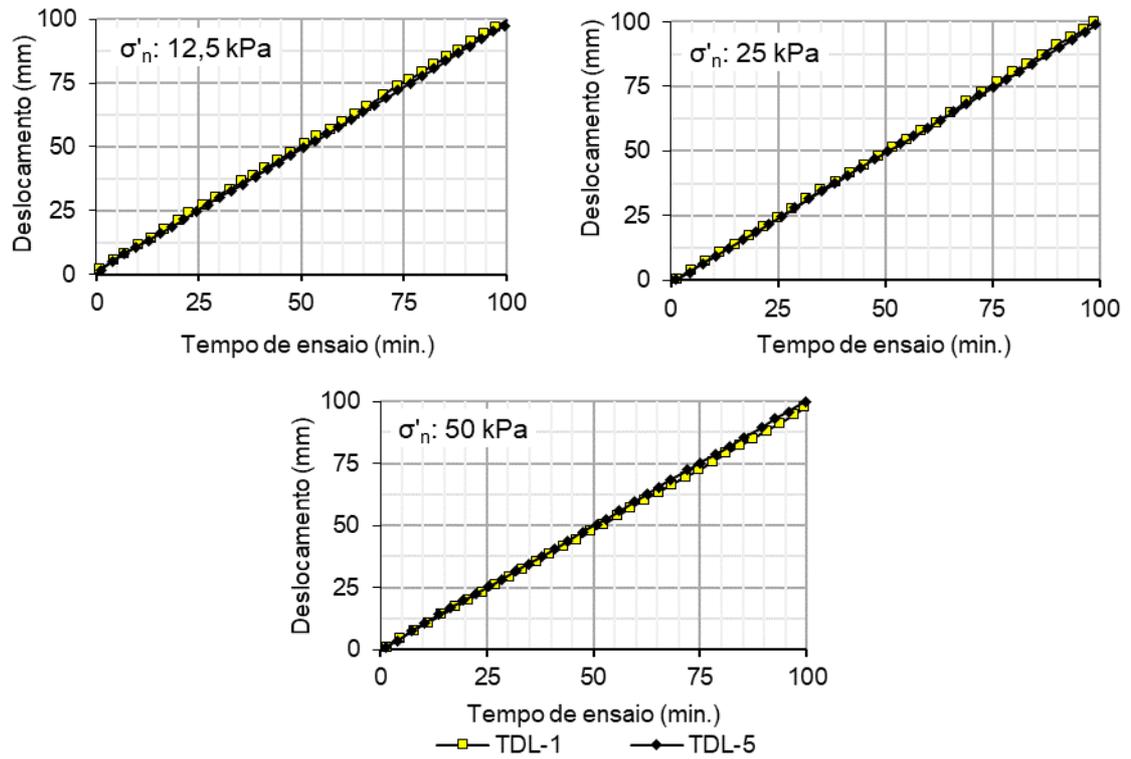


Figura B.9. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterro do tipo I e tipo II.

Tipo III



Tipo IV

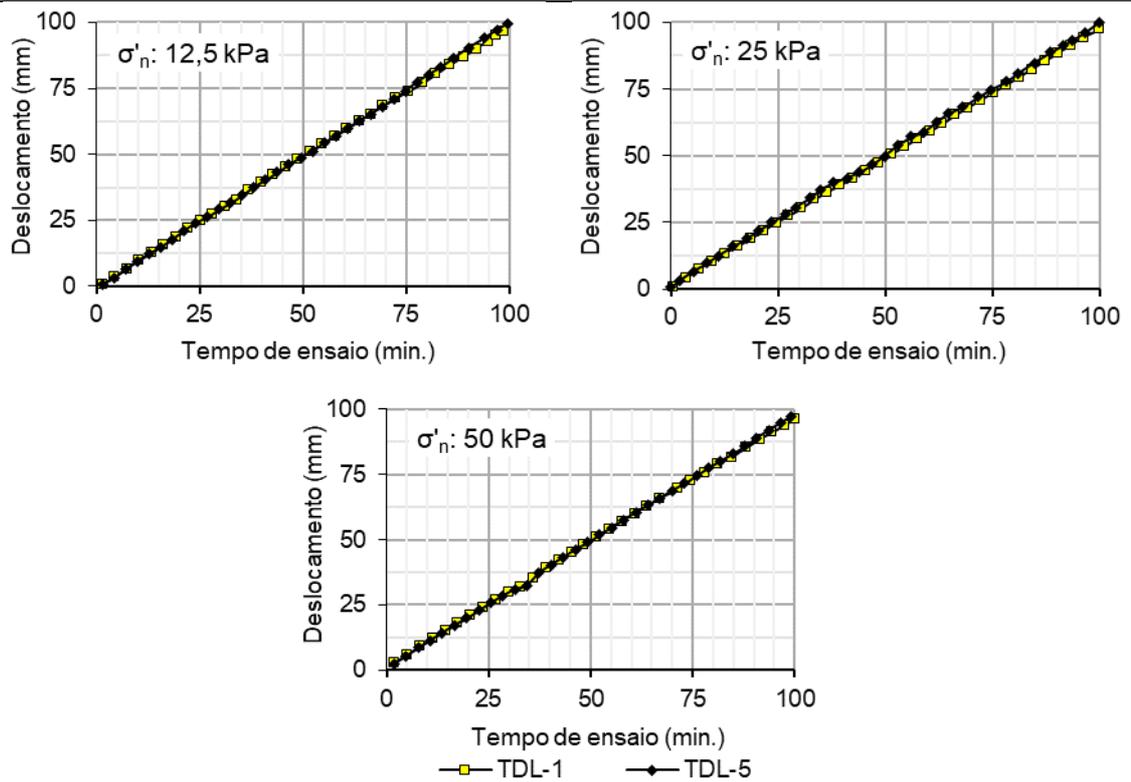


Figura B.10. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterro do tipo III e tipo IV.

Tipo V

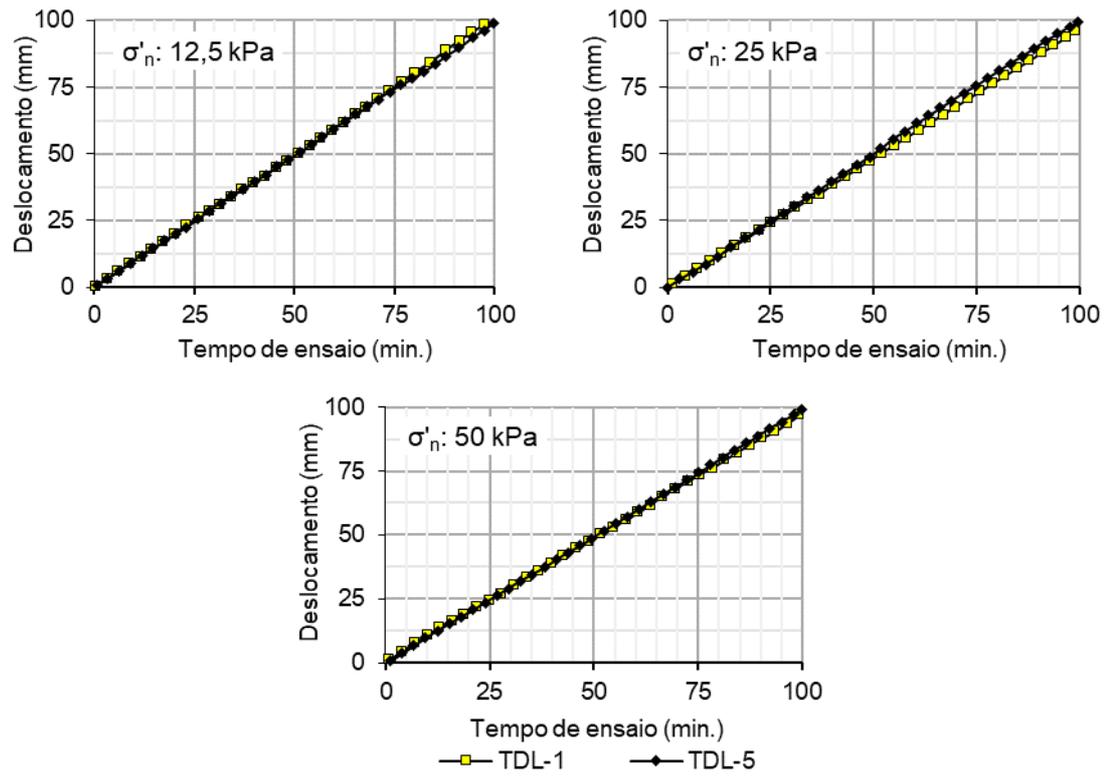


Figura B.11. Deslocamentos medidos na fase do reforço ao longo do ensaio de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterro do tipo V.

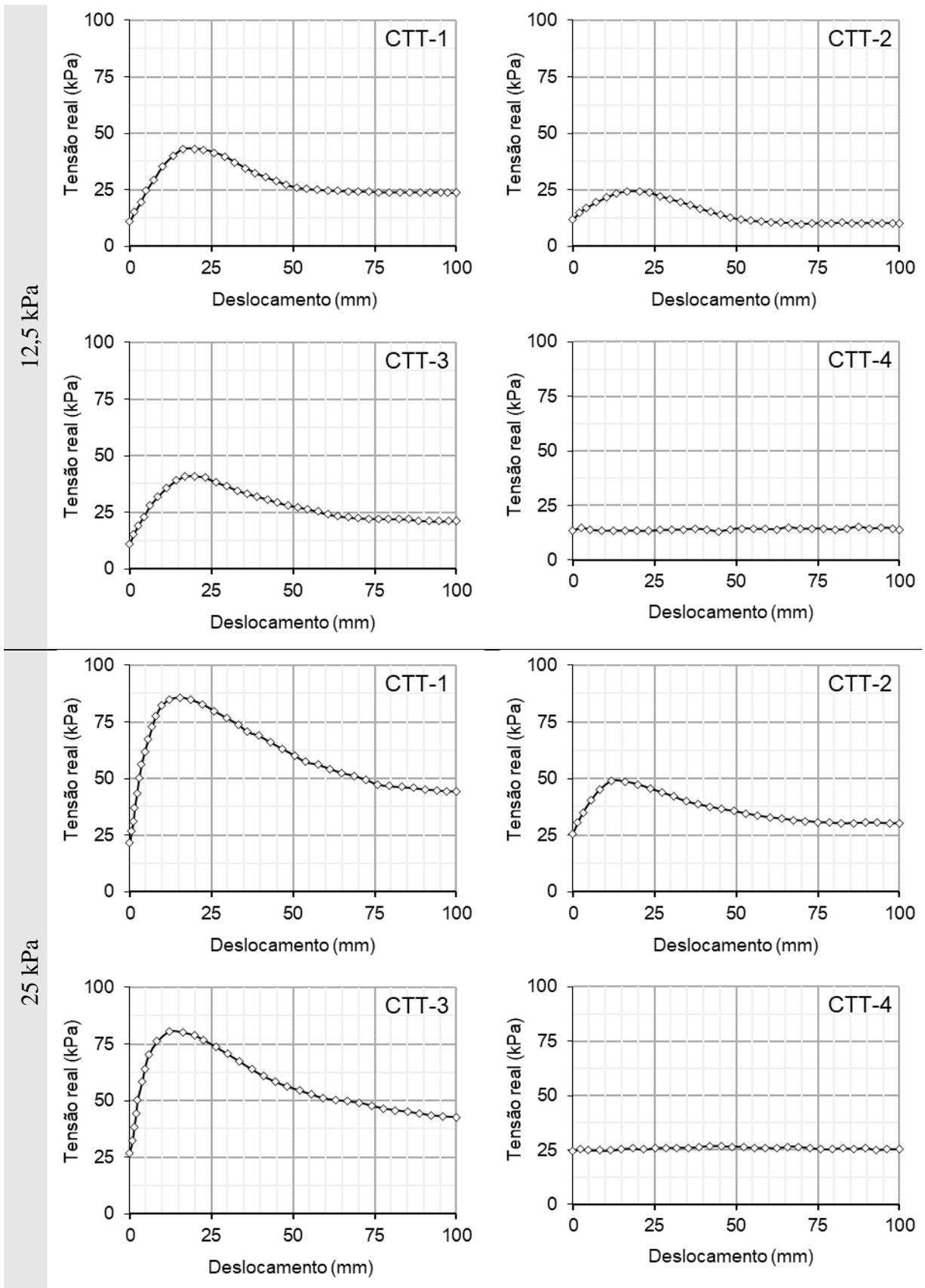


Figura B.12. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo I.

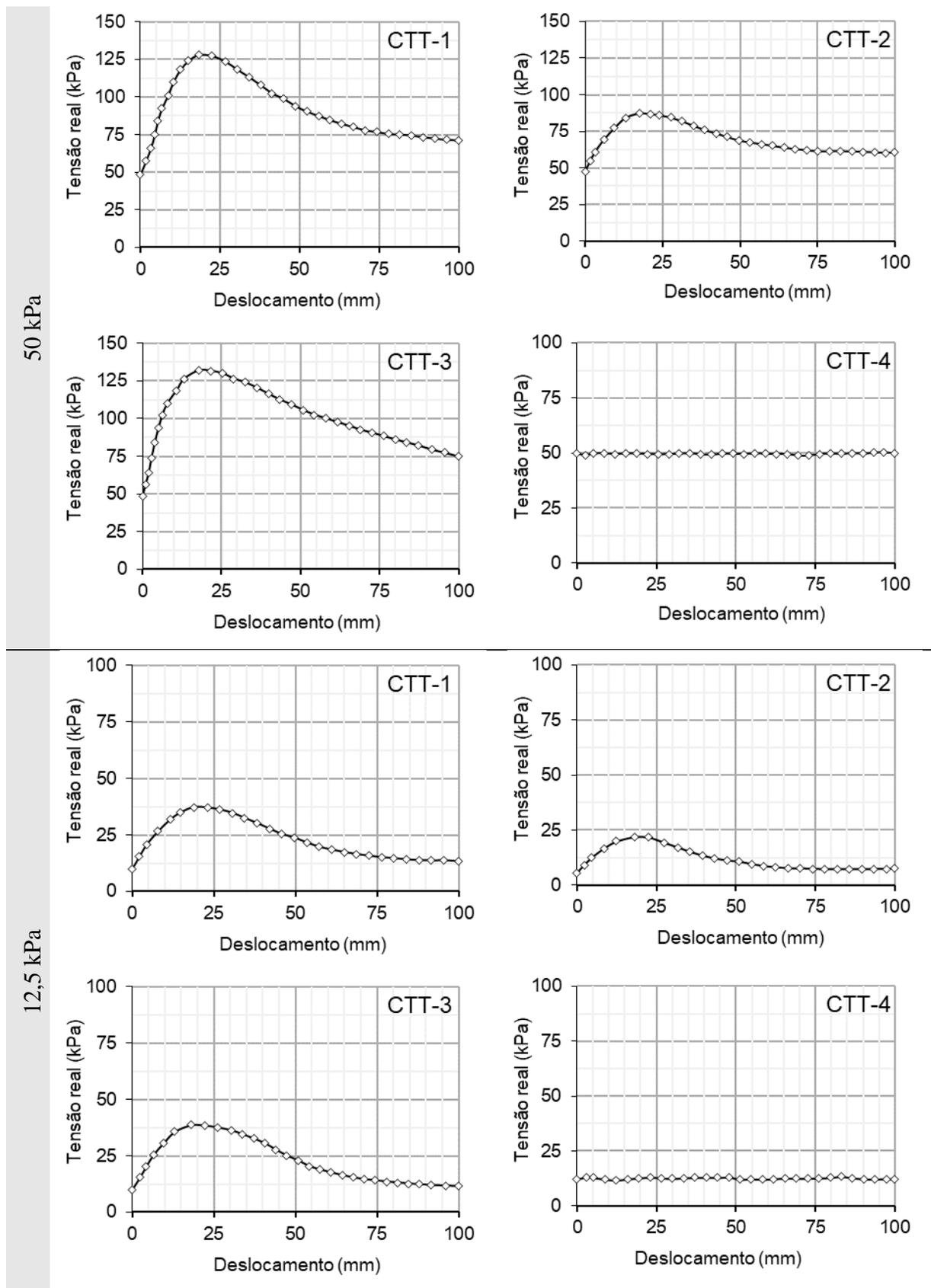


Figura B.13. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo I e II.

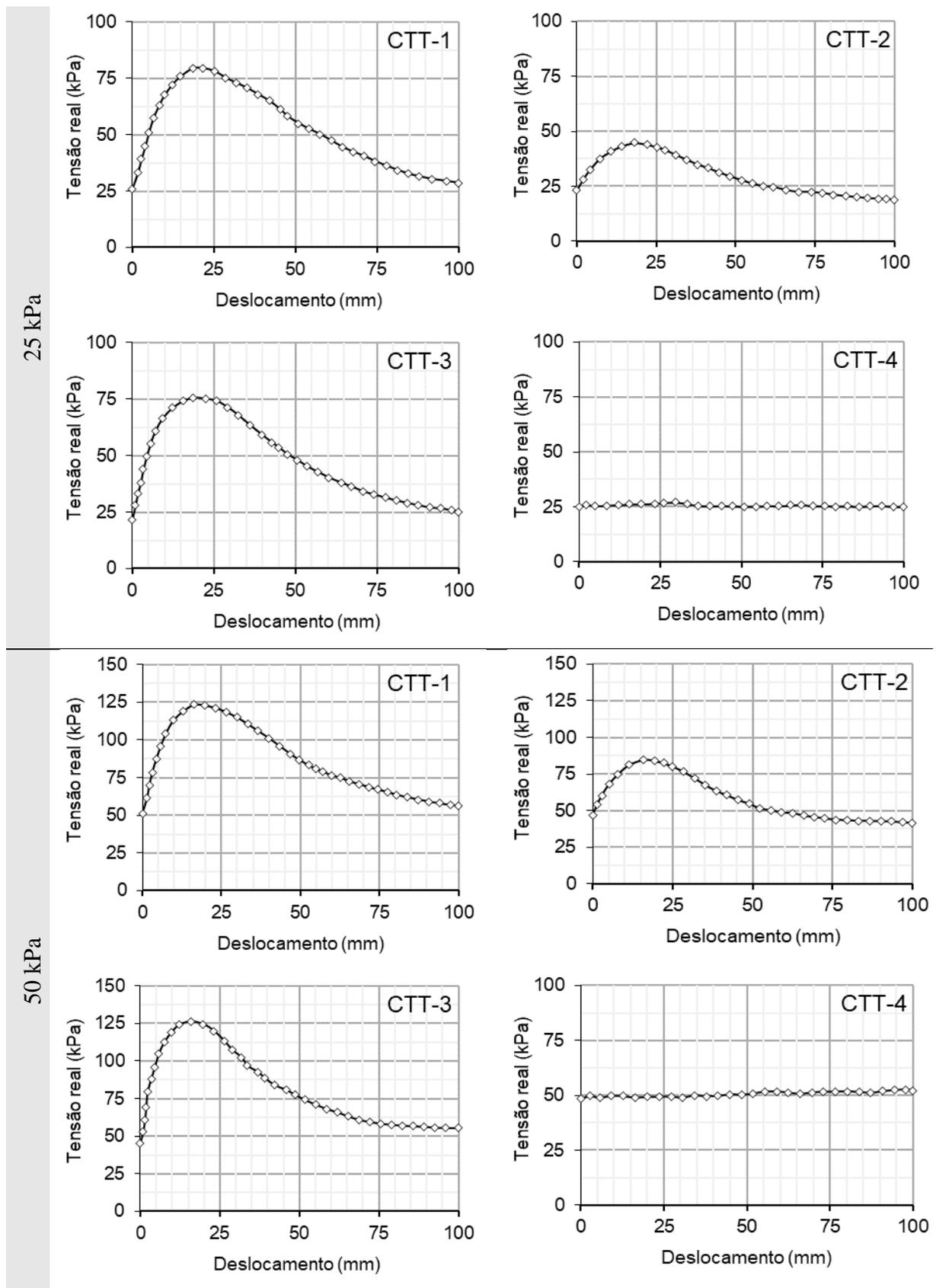


Figura B.14. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo II.

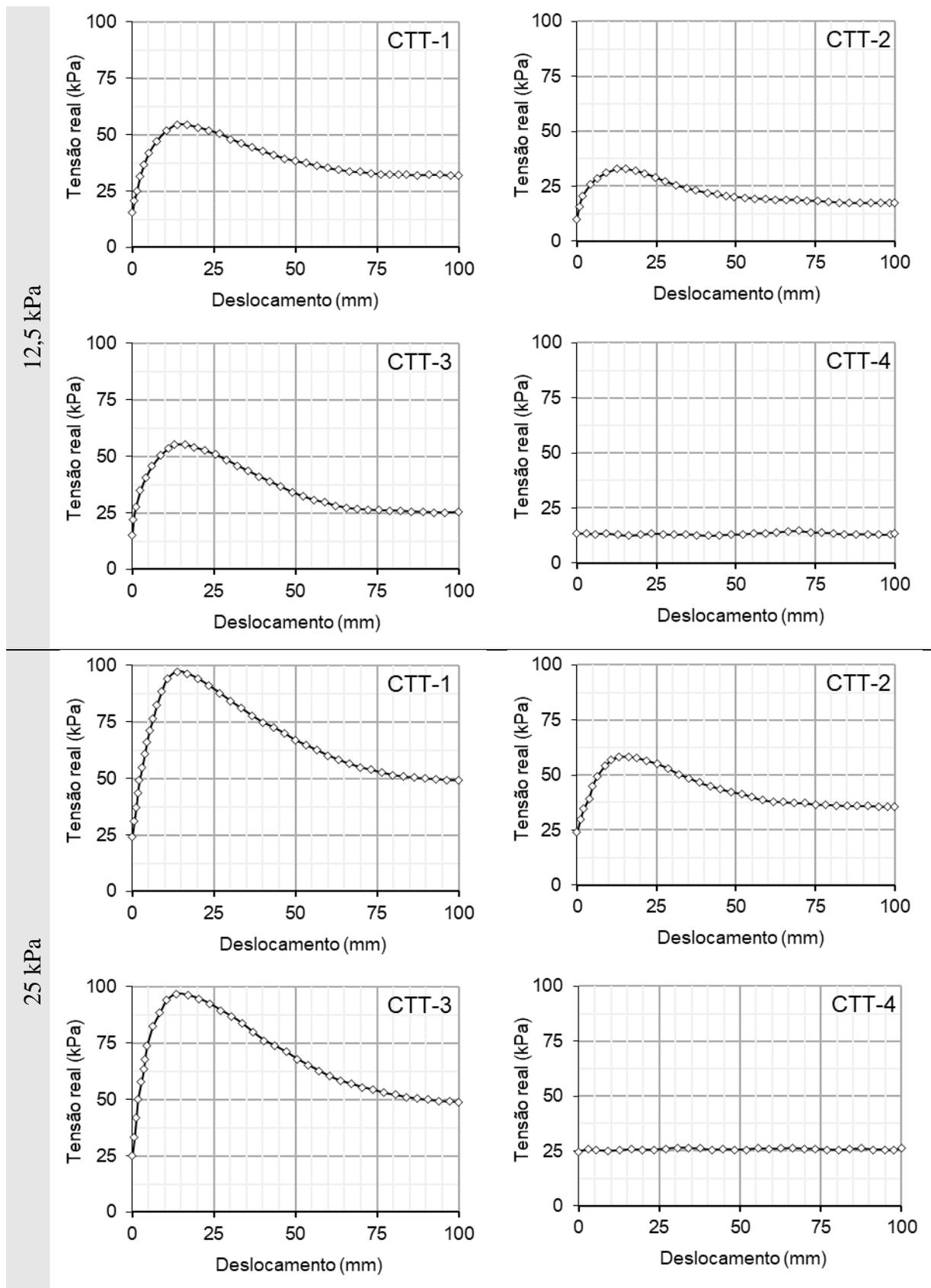


Figura B.15. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo III.

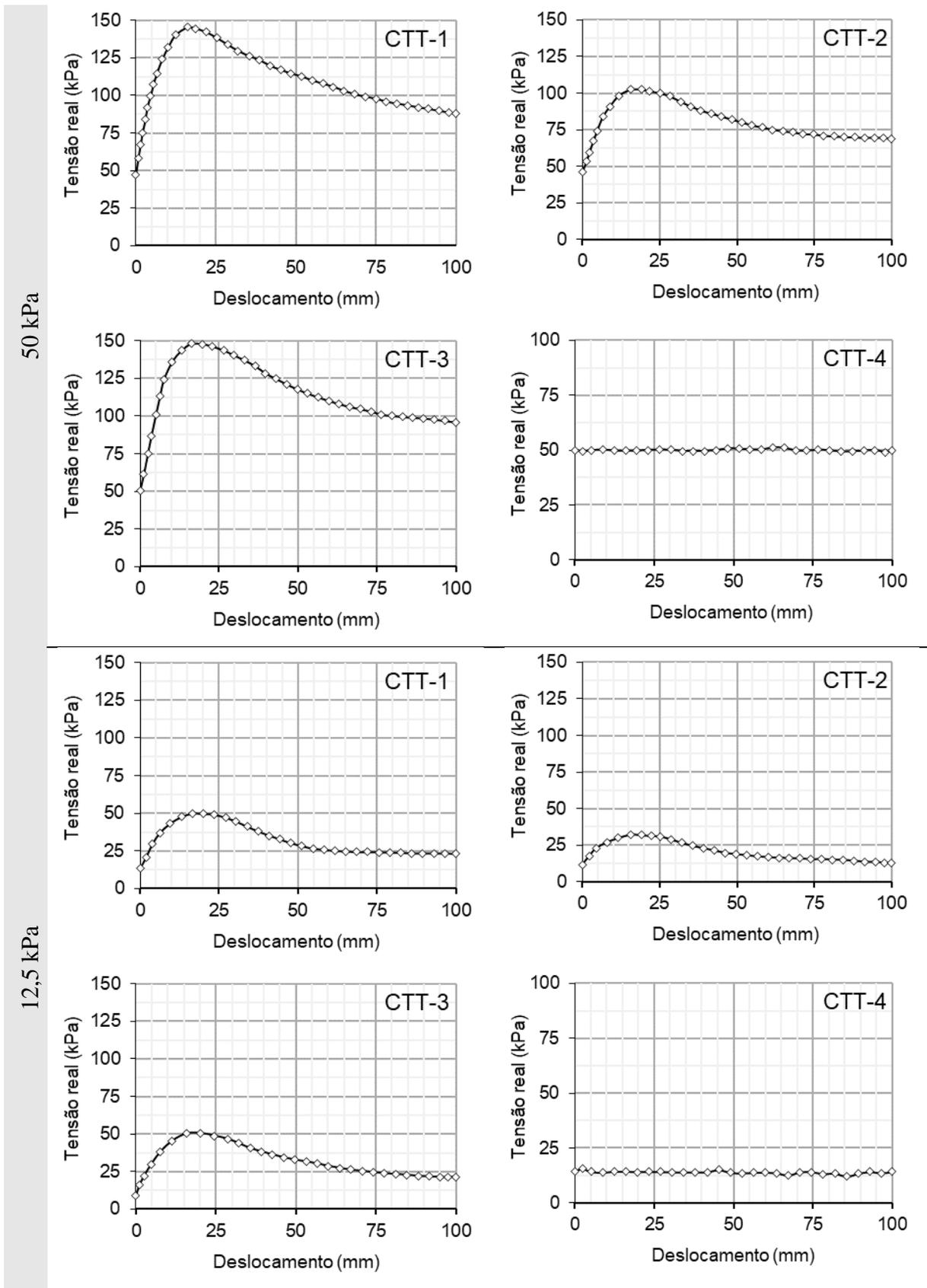


Figura B.16. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo III e IV.

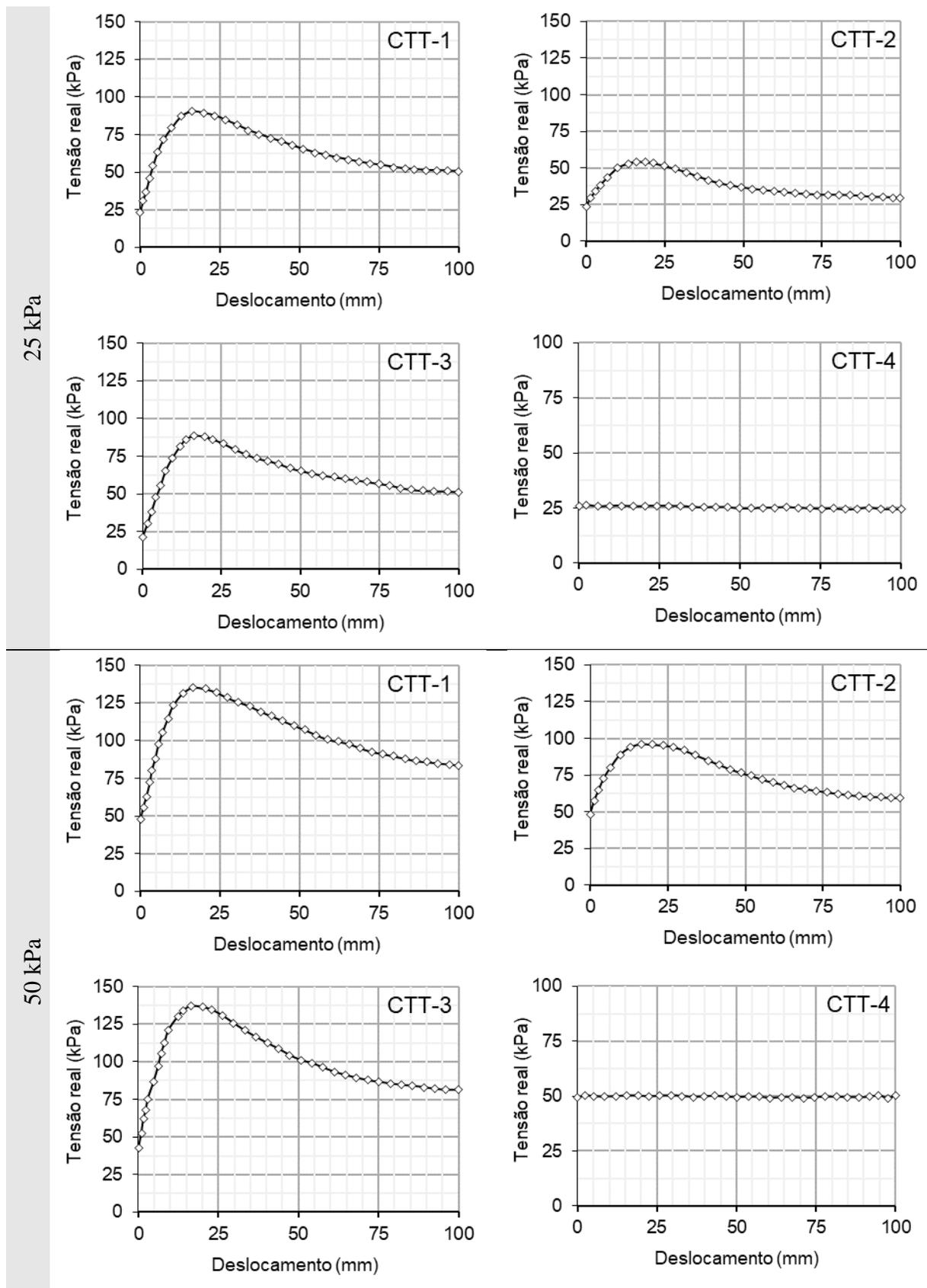


Figura B.17. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo IV.

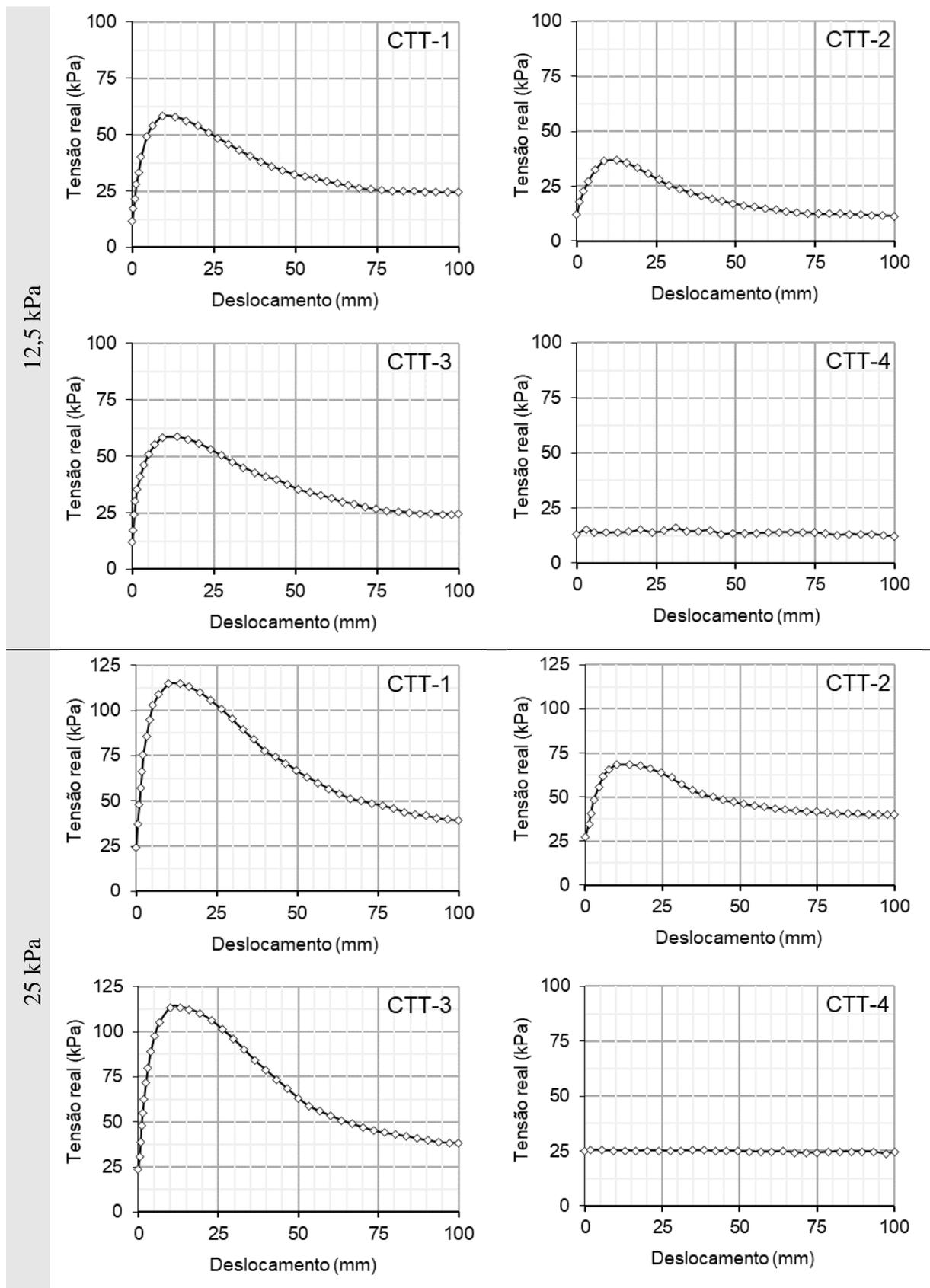


Figura B.18. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo V.

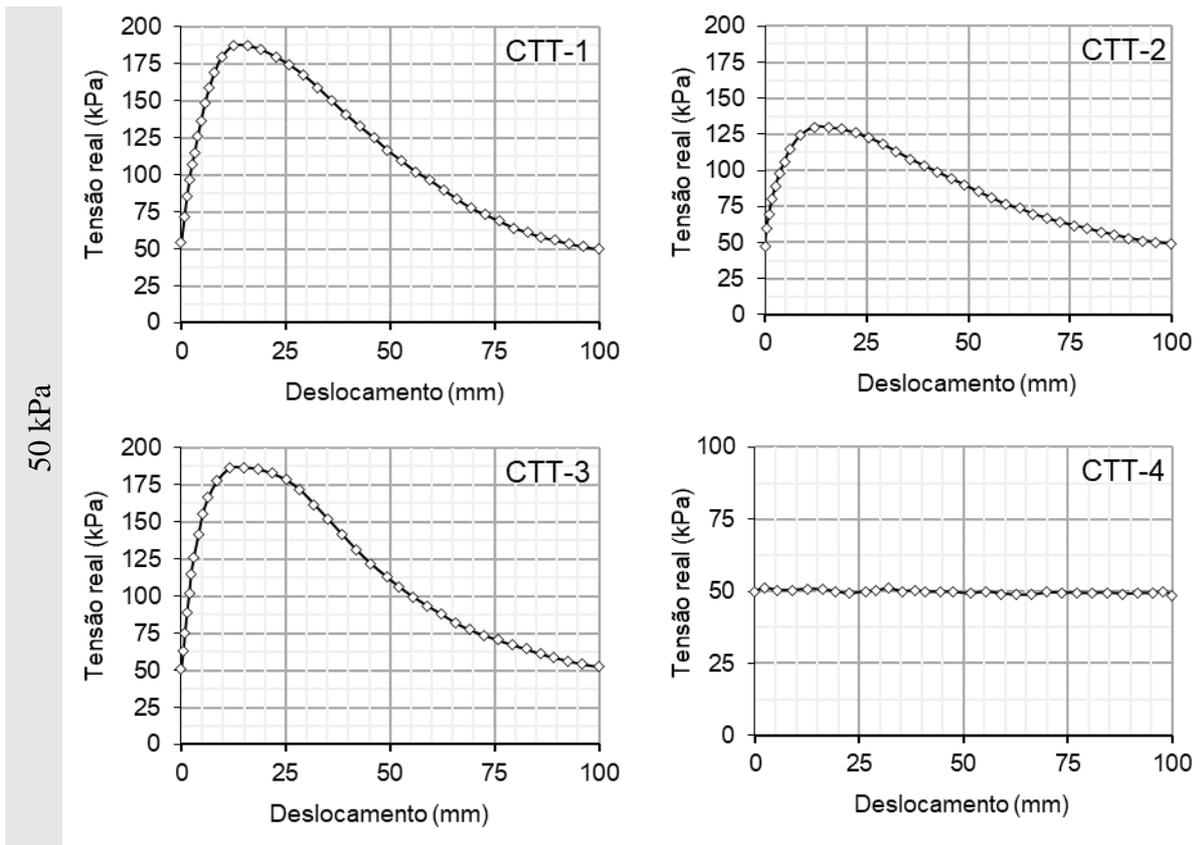


Figura B.19. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras metálicas nervuradas em aterros tipo V.

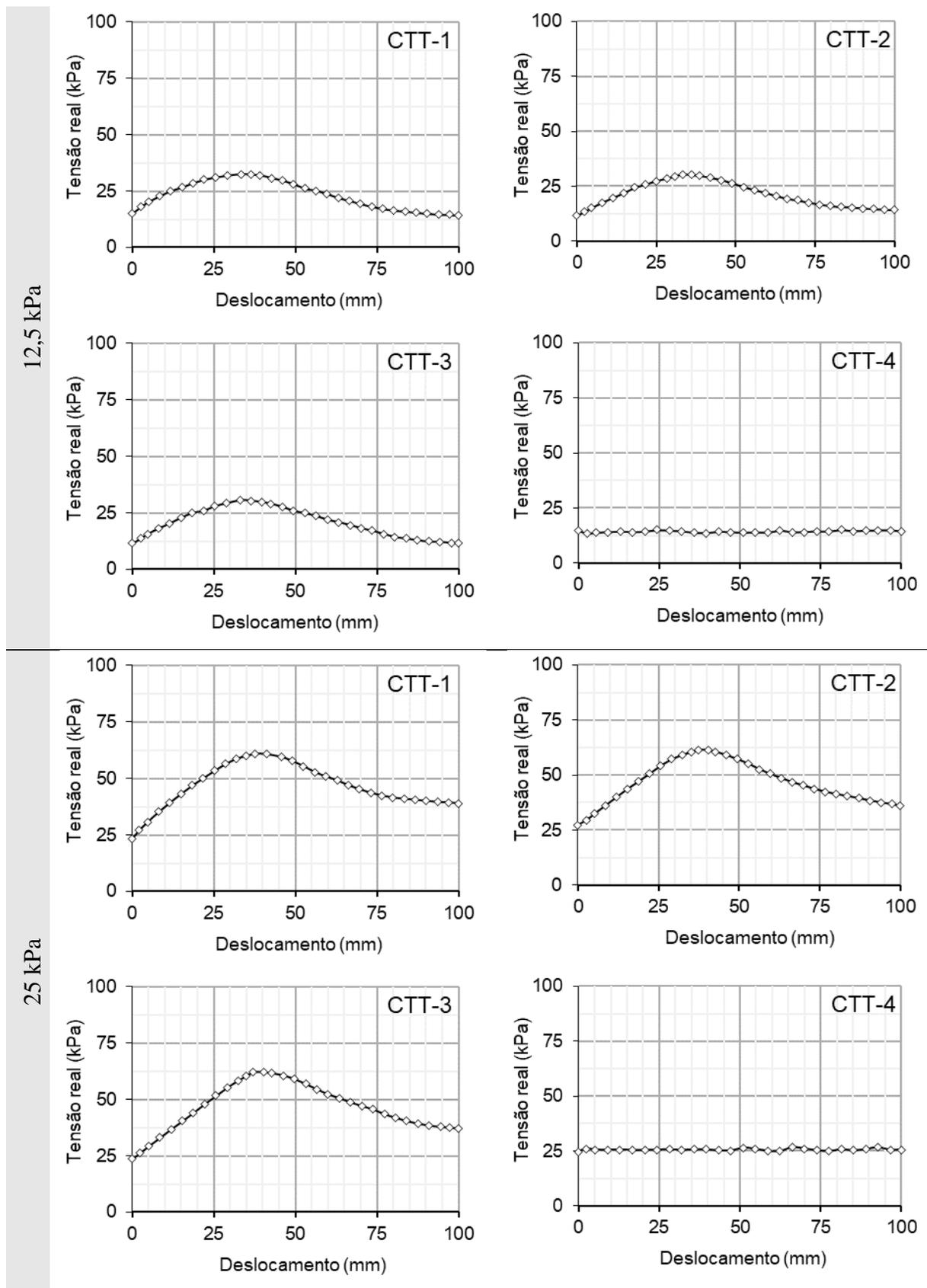


Figura B.20. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo I.

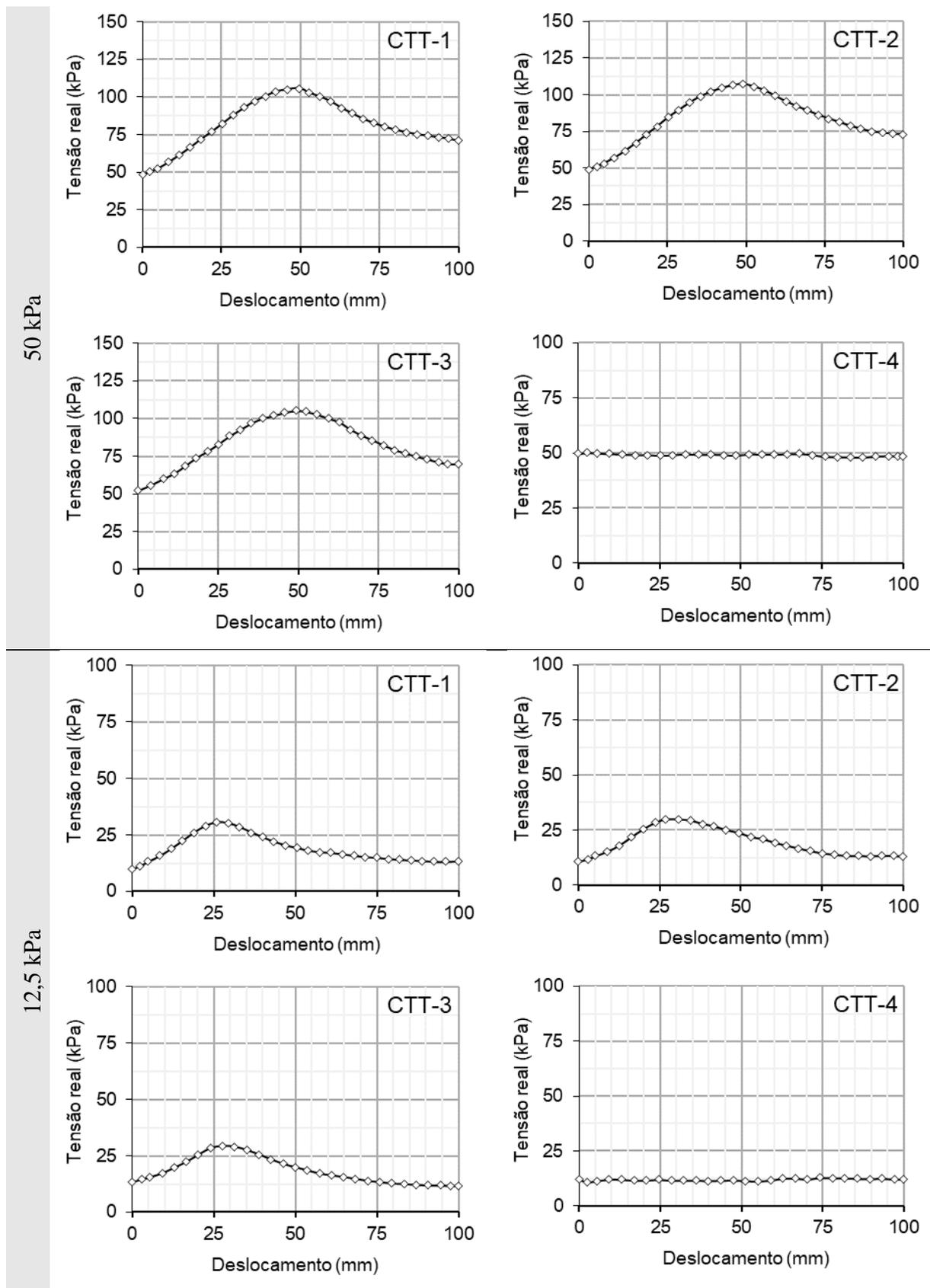


Figura B.21. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo I e II.

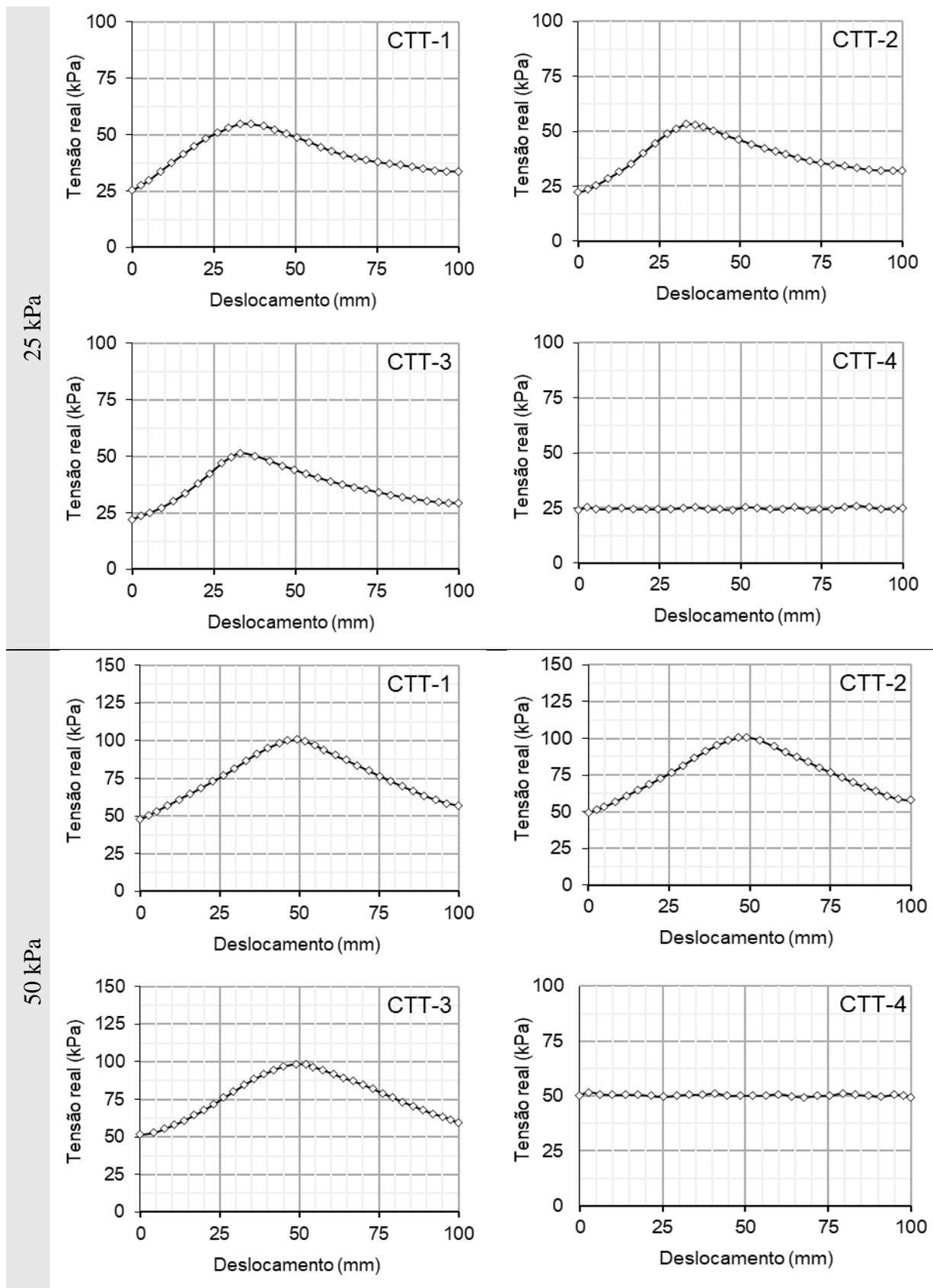


Figura B.22. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo II.

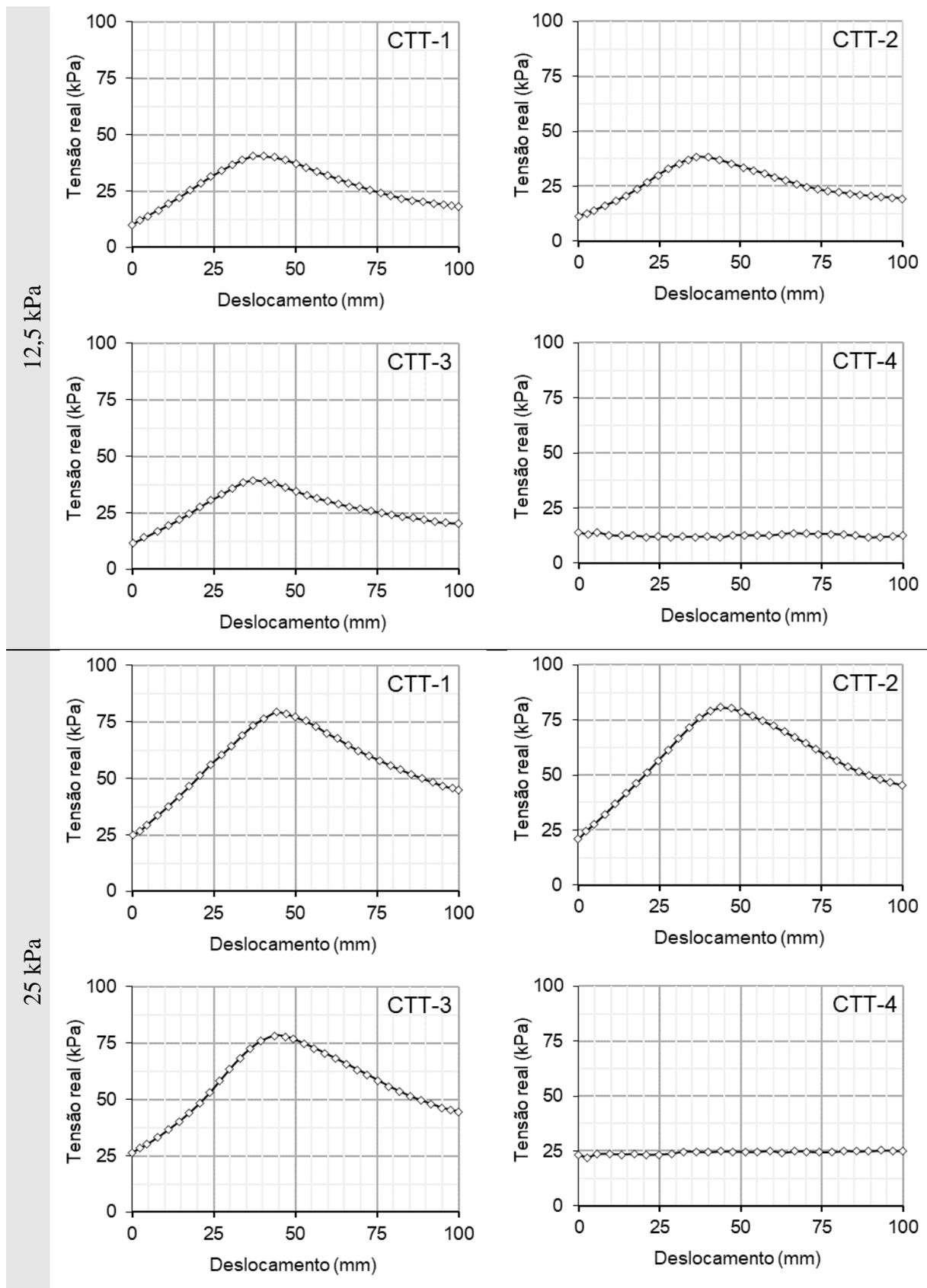


Figura B.23. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo III.

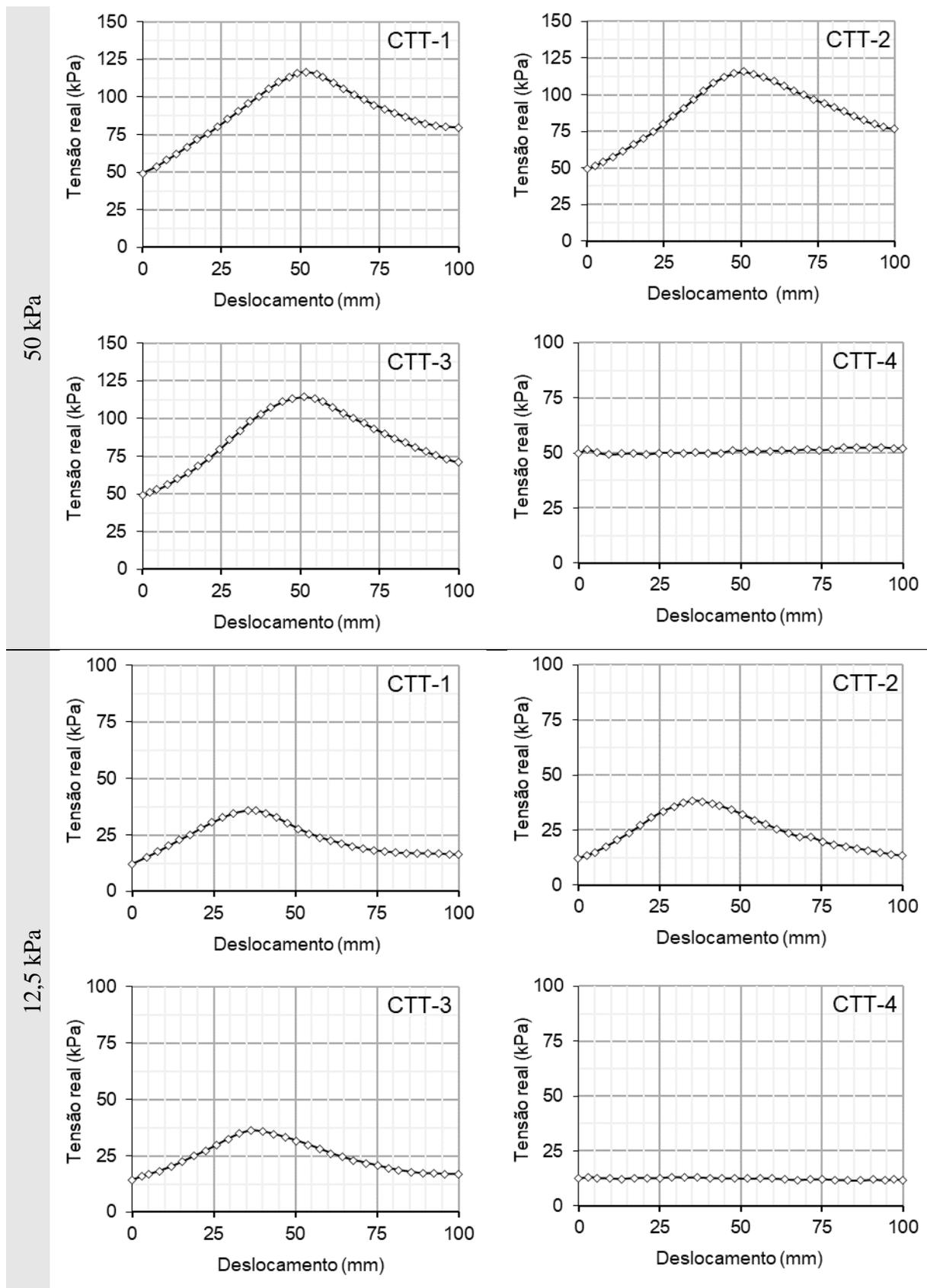


Figura B.24. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo III e IV.

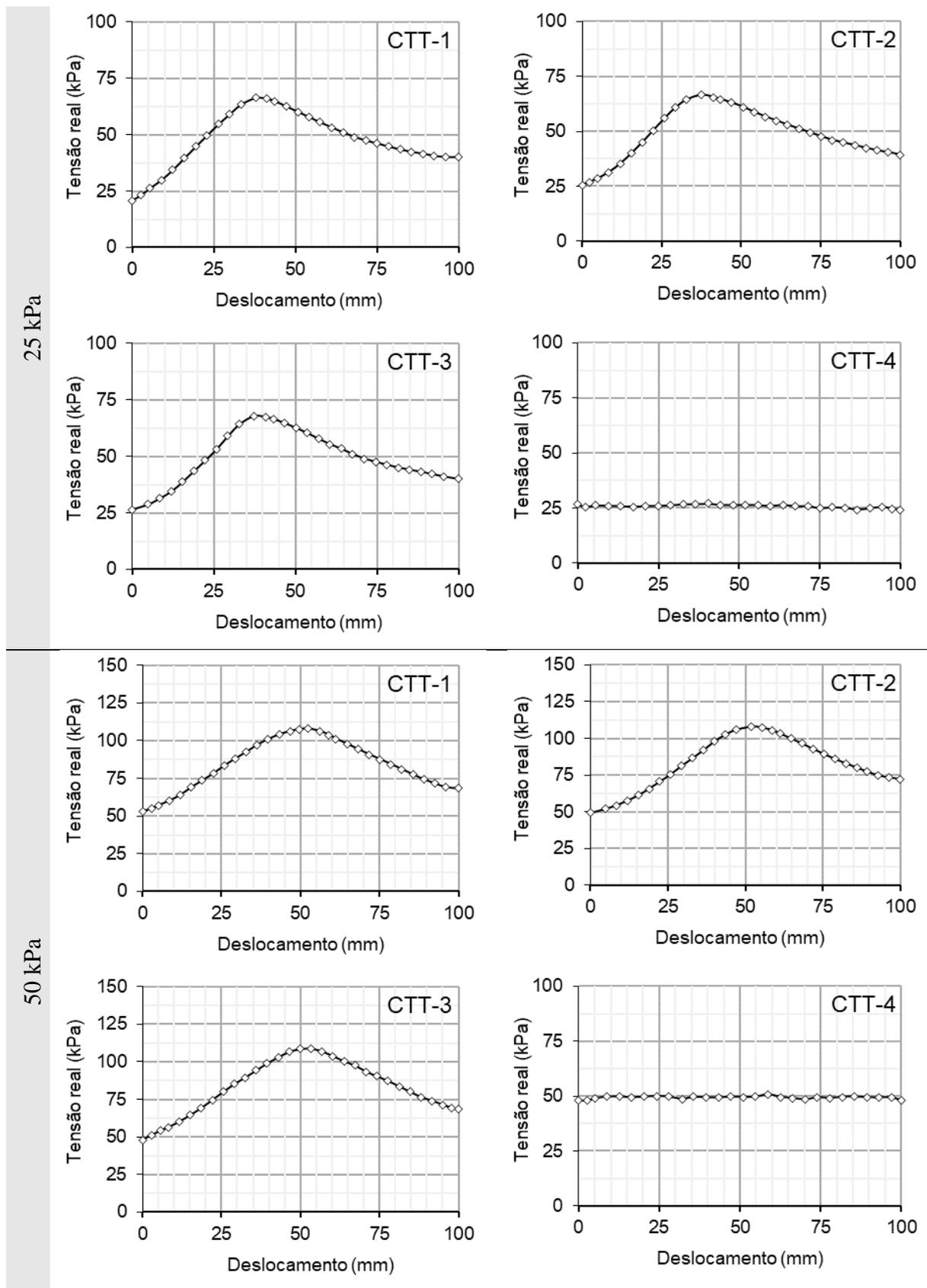


Figura B.25. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo IV.

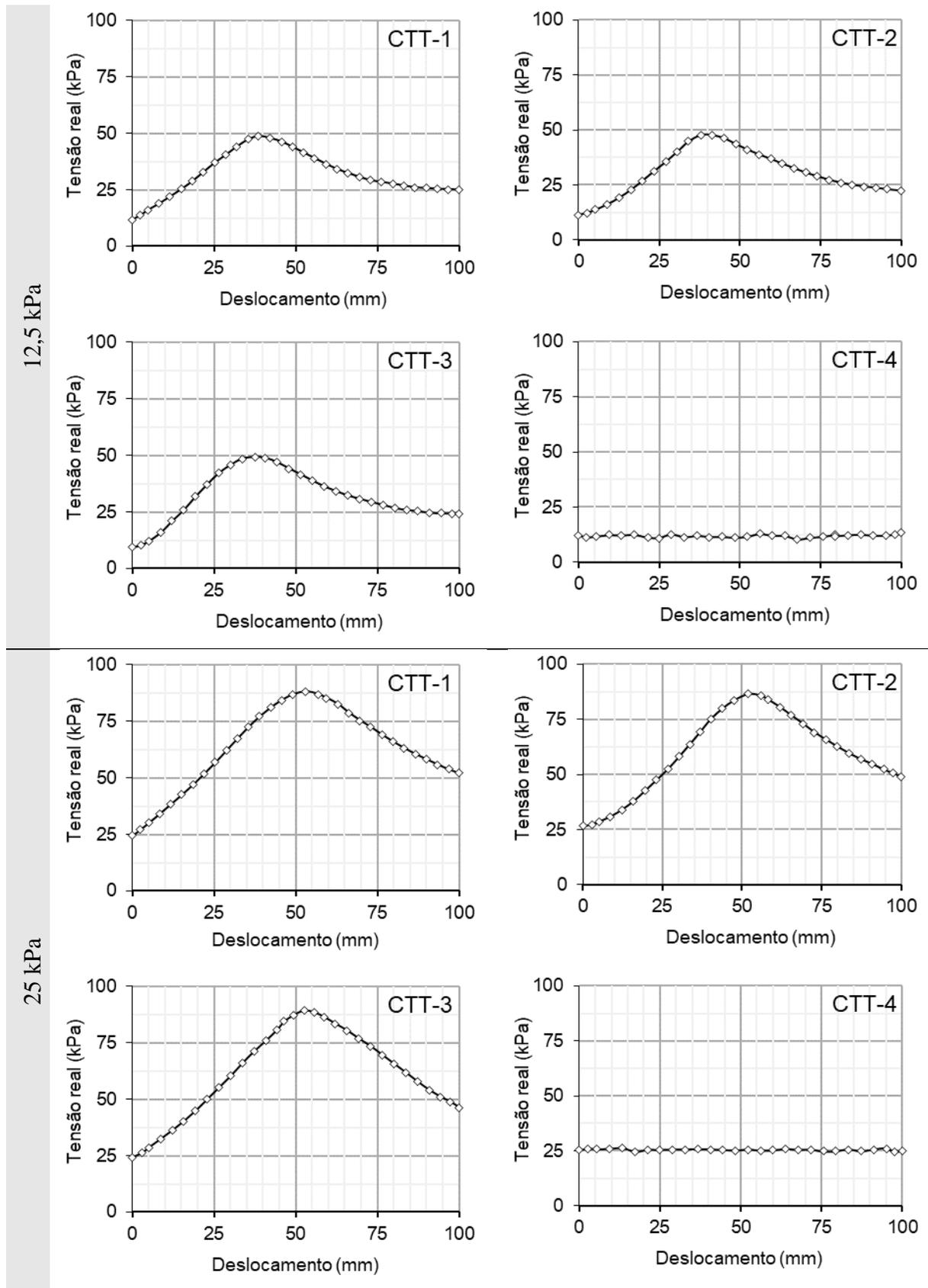


Figura B.26. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo V.

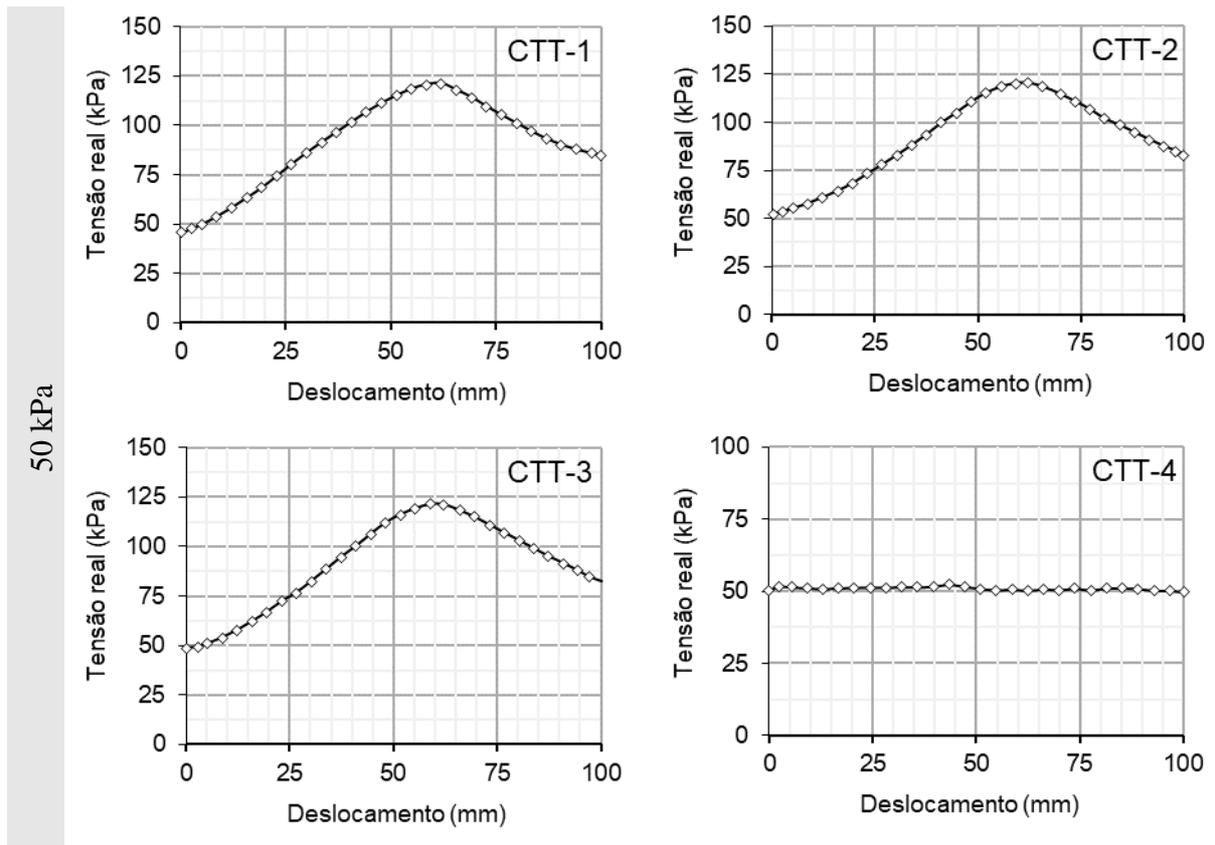


Figura B.27. Tensões verticais medidas pelas CTT nos ensaios de arrancamento de tiras sintéticas convencionais em aterros tipo I.

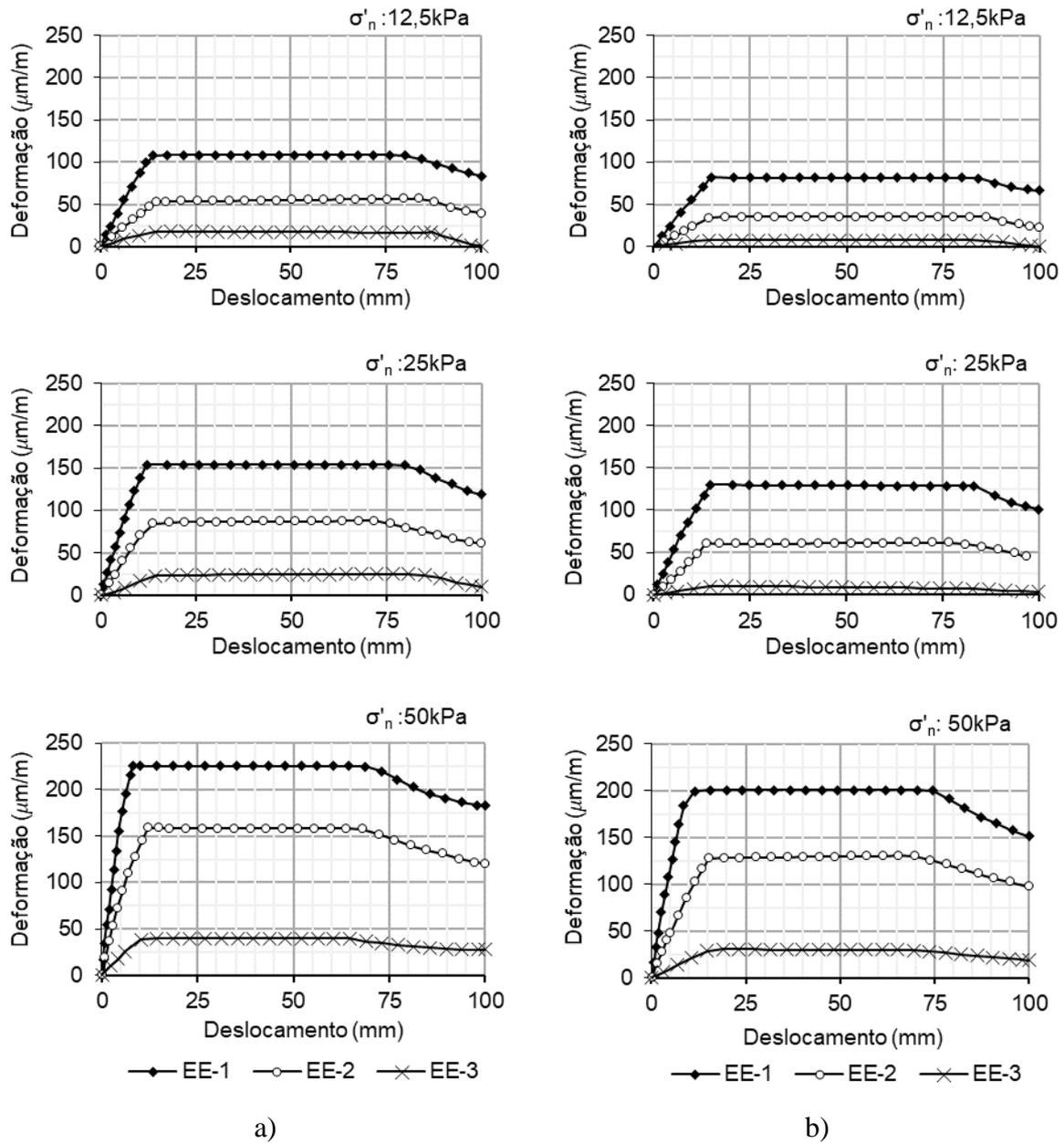


Figura B.28. Deformações medidas pelos extensômetros elétricos (EE) nas tiras metálicas com ressaltos, em aterros; a) tipo I e b) tipo II.

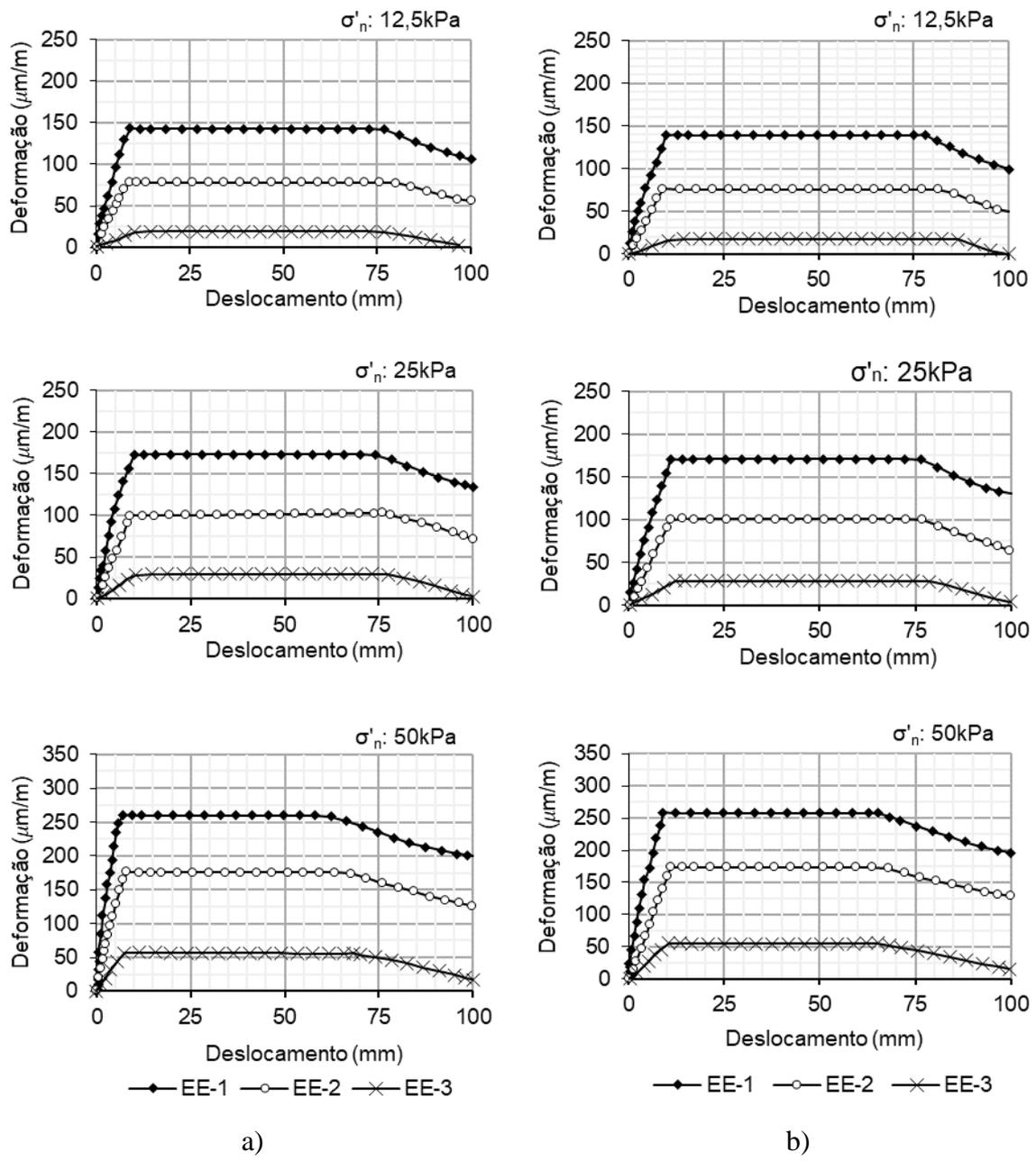


Figura B.29. Deformações medidas pelos extensômetros elétricos (EE) nas tiras metálicas com ressaltos, em aterros; a) tipo III e b) tipo IV.

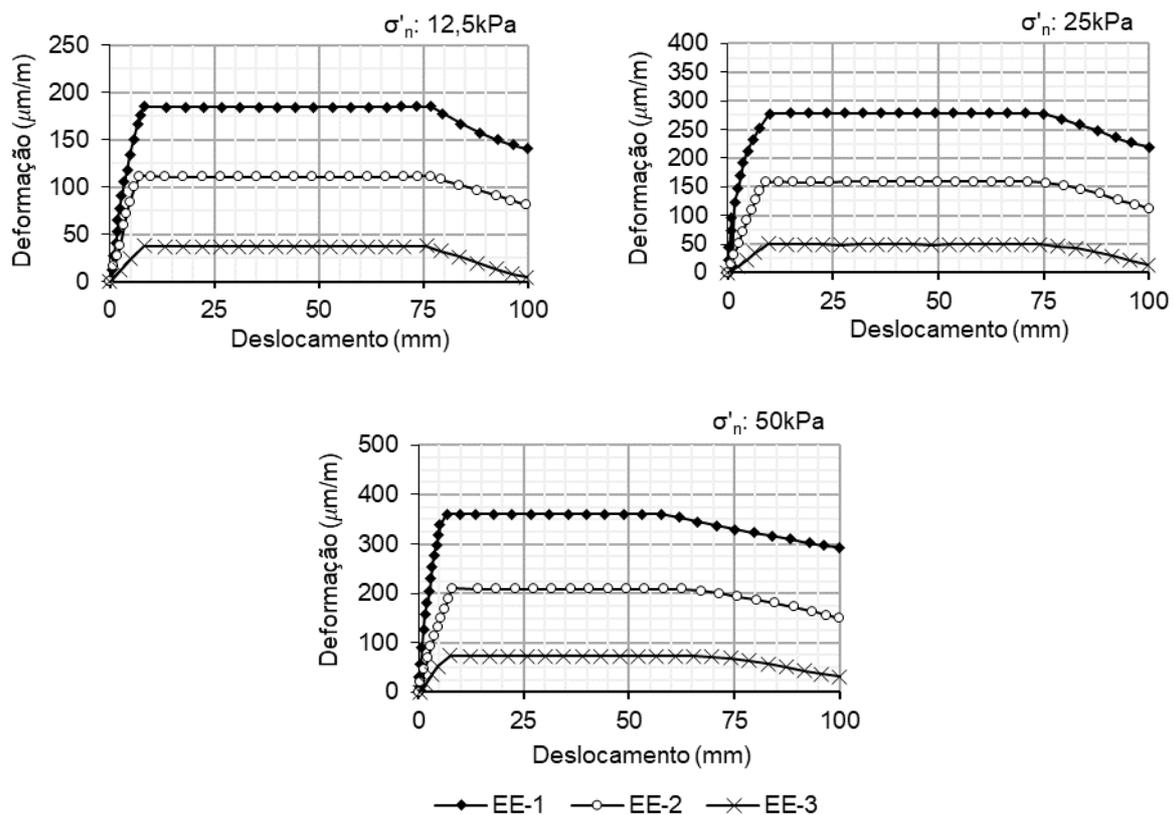


Figura B.30. Deformações medidas pelos extensômetros elétricos (EE) nas tiras metálicas com ressaltos, em aterros tipo V.

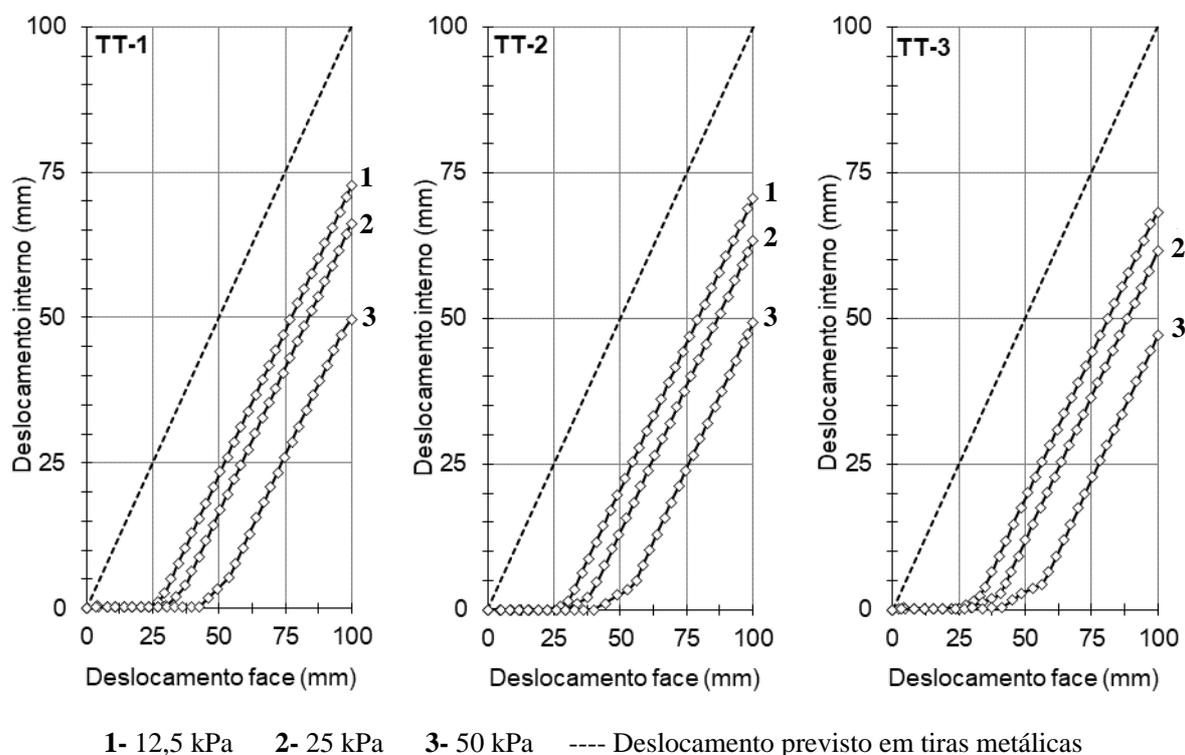


Figura B.31. Deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales* (TT) nas tiras sintéticas convencionais, em aterros tipo II.

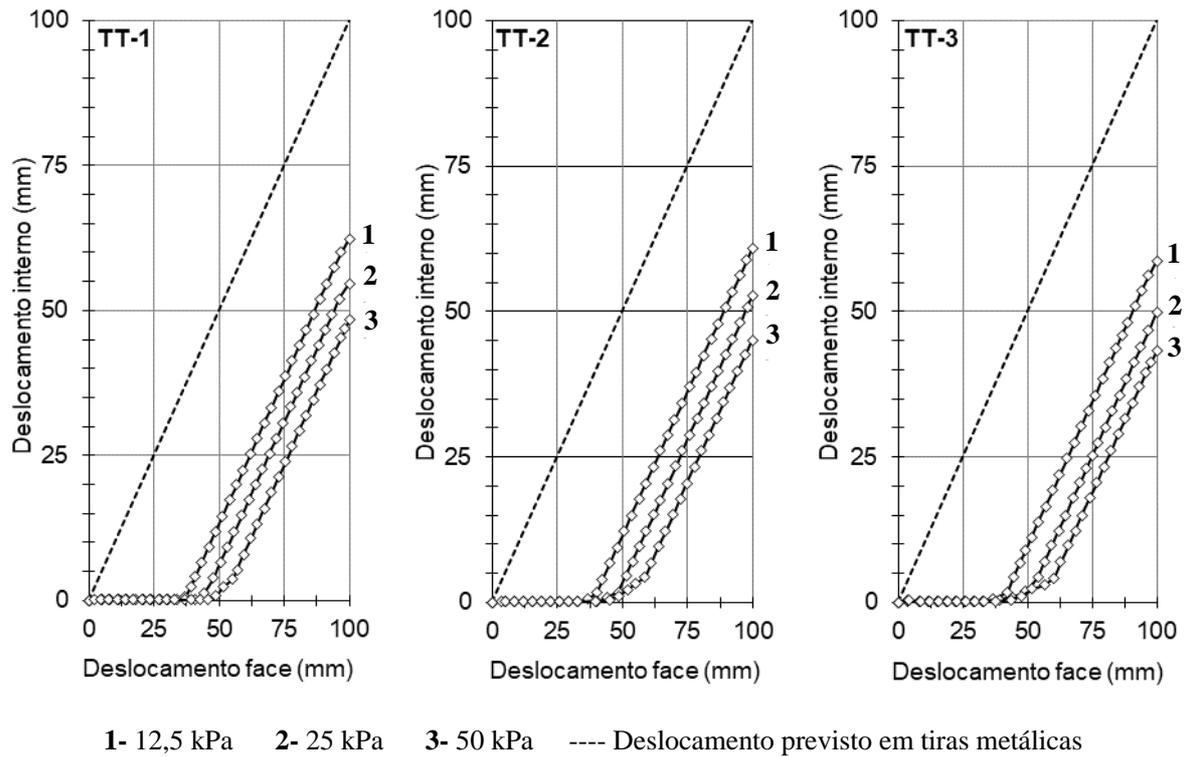


Figura B.32. Deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales* (TT) nas tiras sintéticas convencionais, em aterros tipo III.

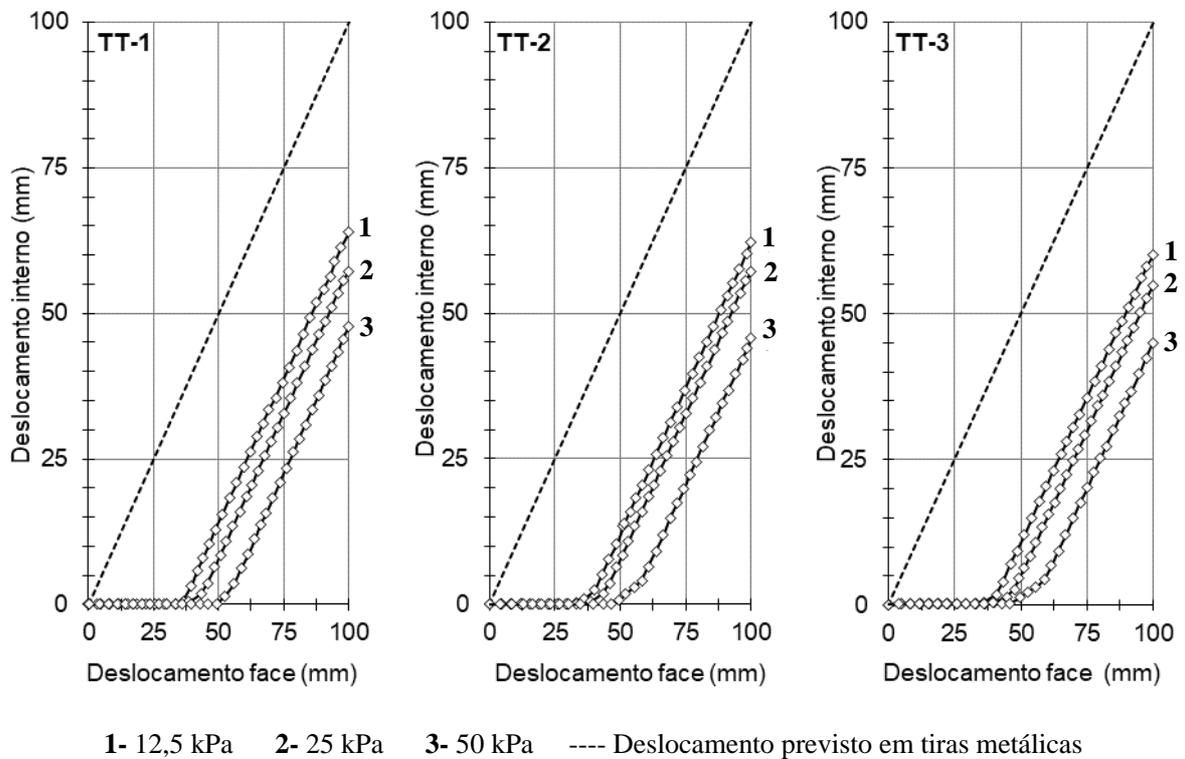


Figura B.33. Deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales* (TT) nas tiras sintéticas convencionais, em aterros tipo IV.

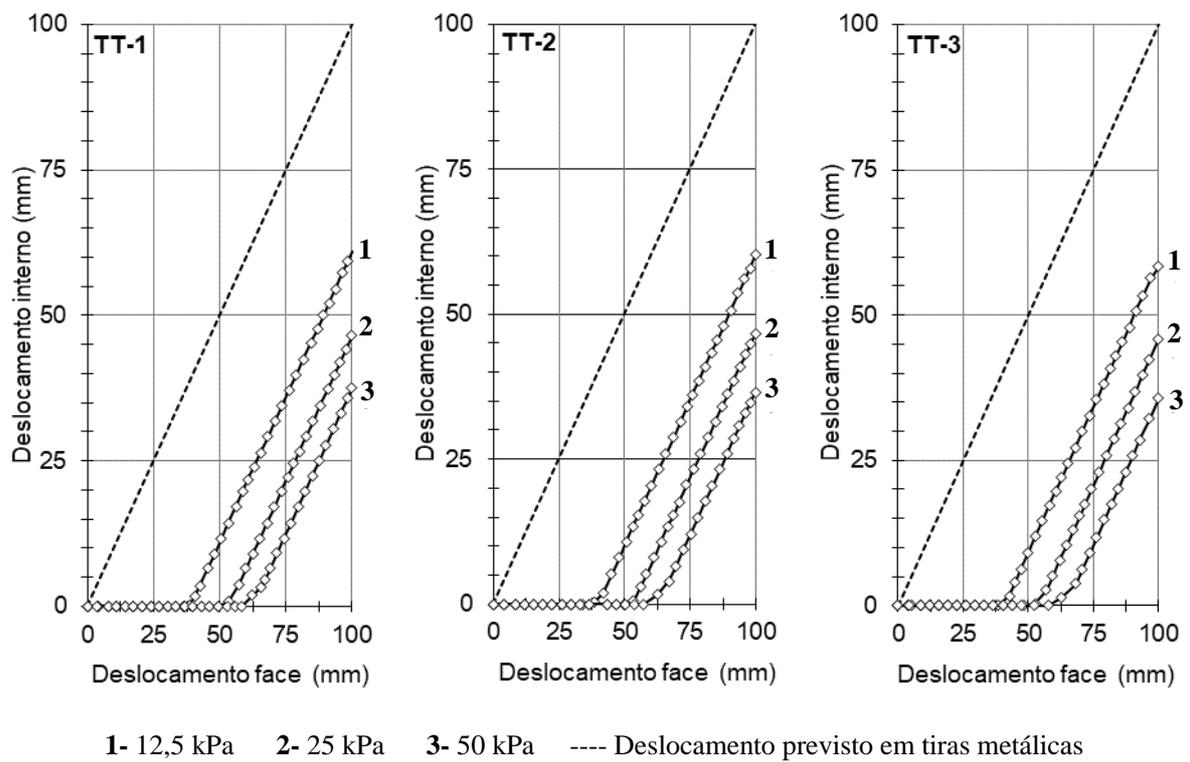


Figura B.34. Deslocamentos internos registrados pelos *Tell-Tales* (TT) nas tiras sintéticas convencionais, em aterros tipo V.