

Comportamento de Camadas de Agregado Reforçadas na Base com Geogrelhas

Gabriel Marchi de Oliveira

Tese para obtenção do Grau de Doutor em
Engenharia Civil
(3^o ciclo de estudos)

Orientadora: Prof^a. Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca

Júri:

Prof. Doutor Victor Manuel Pisarra Cavaleiro

Prof. Doutor Sandro Lemos Machado

Prof. Doutor Luís Manuel Ferreira Gomes

Prof. Doutor José Manuel Coelho das Neves

Prof^a. Doutora Isabel Maria da Conceição Fonseca Gonçalves Falorca

Doutora Fernanda Bessa Ferreira

Data de realização das provas julho 2023

Declaração de Integridade

Eu, Gabriel Marchi de Oliveira, que abaixo assino, estudante com número de inscrição D2054 de Doutorado em Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia, declaro ter desenvolvido o presente trabalho e elaborado o presente texto em total consonância com o Código de Integridade da Universidade da Beira Interior.

Mais concretamente afirmo não ter incorrido em qualquer das variedades de Fraude Académica, e que aqui declaro conhecer, e que em particular atendi à exigida referência de frases, extratos, imagens e outras formas de trabalho intelectual, e assim assumo na íntegra as responsabilidades da autoria.

Universidade da Beira Interior, Covilhã

Dedicatória

À minha querida mãe Christiane,
por seu amor incondicional e apoio
nos momentos mais difíceis.

Agradecimentos

A Deus pela saúde e sabedoria para fazer as escolhas certas, imprescindíveis para chegar até aqui.

À minha família e aos meus amigos por estarem sempre ao meu lado.

À minha orientadora Isabel Falorca por sua paciência e valiosas observações durante esses duros e longos anos.

Aos professores Victor Cavaleiro e Luís Pais por seus conselhos, boa vontade, incentivo e amizade.

Ao professor Clemente Pinto pelas suas colaborações nos ensaios desenvolvidos utilizando extensómetros, além dos comentários e inúmeras discussões.

Aos amigos e colegas do jiu-jitsu, em especial ao sensei Bruno Torres por todos esses anos de treino e amizade na Covilhã.

Aos amigos e colegas do jiu-jitsu de Faro, pelo acolhimento e amizade, em especial à Dora e ao Carlos.

Aos meus colegas de doutoramento do C-MADE pelo apoio e incentivo durante parte desta longa jornada.

À engenharia Maria José ex-funcionária do Secretariado do DECA pela boa vontade em inúmeros favores prestados.

Ao Pedro Alves e Nuno dos Santos do C-MAST pelo apoio nas impressões 3D.

À bolsa de incentivo ao doutoramento BID/UBI-Santander Universidades/2018.

À Universidade da Beira Interior através do seu Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura pela oportunidade que me concedeu para realizar este sonho.

Resumo

As geogrelhas são comumente utilizadas em estruturas geotécnicas para o reforço e estabilização de camadas de agregado, como por exemplo, estradas não revestidas e plataformas de trabalho. No futuro próximo, a tecnologia de impressão 3D pode alcançar processos produtivos em larga escala e pode vir a substituir os processos produtivos atuais da geogrelha. Além dos benefícios dos solos reforçados com geogrelha que são aumentar a capacidade suporte e diminuir as deformações perante o carregamento, pode-se considerar que a utilização deste solo visa a poupar recursos, ser durável e ecologicamente sustentável. O comportamento de camadas de agregado reforçadas com geogrelha não pode ser derivado apenas da combinação das propriedades dos seus componentes isolados, mas considerando a interação agregado-geogrelha. Em particular, a transferência de carga na interface agregado-geogrelha é determinante para o seu desempenho e envolve uma necessidade fundamental de investigação em termos de deformações e forças. Esta tese apresenta o desenvolvimento de uma configuração experimental para facultar uma representação realista da interface agregado-geogrelha onde o imbricamento domina a interação entre os componentes e mobiliza indiretamente a força de tração da geogrelha.

O objetivo fundamental é complementar o conhecimento de base científica do comportamento de interação entre agregado-geogrelha, sobretudo, em condições de carregamento axissimétrico e com geogrelha situada na base da camada de agregado. Para tal, as geogrelhas foram desenhadas em software CAD e foi utilizado a tecnologia de impressão 3D para fabricação dos modelos, com o intuito de avaliar a influência do tamanho de abertura da geogrelha e da rigidez. Foi selecionado um agregado de granito britado e o subleito fraco foi reproduzido utilizando areia ou mistura entre granulado de borracha de pneu e areia. O programa experimental inclui diversos ensaios preliminares e duas séries de ensaios de compressão triaxial a baixa pressão de confinamento sobre amostras modelo da interface agregado-geogrelha. Um método analítico para correção da área da amostra durante o ensaio triaxial de solos em camadas é desenvolvido. Os dados experimentais do ensaio foram cuidadosamente analisados e os resultados foram interpretados principalmente em termos de energia de deformação no material. Modelos de elementos finitos tridimensionais são simulados utilizando o módulo explícito do software ABAQUS. Este programa foi empregado para simular os ensaios de tração nas tiras e geogrelhas e os ensaios triaxiais em solos em camadas reforçadas. Os principais

objetivos das simulações numéricas envolvem a compreensão dos mecanismos que governam a interação solo–geogrelha.

A resistência à compressão triaxial das amostras de solos em camadas aumentou à medida que a relação entre o tamanho de abertura da geogrelha e diâmetro mediano das partículas de agregado foi mais próximo da unidade. Resultados consistentes foram encontrados para as geogrelhas de poliácido láctico (PLA), material digital (RGD 8560) e polipropileno (PP), mas foi observado um melhor comportamento mecânico com as geogrelhas de RGD 8560 devido a melhor compatibilidade de deformações. A rigidez das geogrelhas mostrou ter o maior efeito na força de tração mobilizada na geogrelha para o ponto de cedência considerado dos solos em camadas, seguida pelo tipo de subleito. Foi realçado o papel desempenhado pelo comportamento volumétrico da interface. As simulações numéricas mostraram uma boa correspondência com os ensaios, mas não para a extensão local prevista nas geogrelhas. Apesar de todos os ensaios terem sido realizados com o mesmo tipo de agregado, o estudo fornece novas e relevantes informações sobre a transferência de carga na interface agregado-geogrelha. Os resultados podem ser transferidos para aplicações específicas de estruturas geotécnicas reforçadas com geogrelhas se as limitações discutidas forem consideradas.

Palavras-chave

Geossintéticos; Geogrelha modelo; Interação solo-geossintético; Geotecnia nos pavimentos; Sustentabilidade

Abstract

Geogrids are commonly used in geotechnical structures to reinforce and stabilise aggregate layers, such as unlined roads and work platforms. In the near future, 3D printing technology may reach large-scale production processes and could replace current geogrid production processes. In addition to the benefits of geogrid-reinforced soils, which are to increase the bearing capacity and reduce deformations when loaded, it can be considered that the use of this soil aims to save resources, be durable and ecologically sustainable. The behaviour of aggregate layers reinforced with geogrid cannot be derived solely from the combination of the properties of its isolated components, but by considering the aggregate-geogrid interaction. In particular, load transfer at the aggregate-geogrid interface is decisive for its performance and involves a fundamental need for research in terms of deformations and forces. This thesis presents the development of an experimental setup to provide a realistic representation of the aggregate-geogrid interface where imbrication dominates the interaction between the components and indirectly mobilises the tensile force of the geogrid.

The fundamental objective is to complement the scientific knowledge of the interaction behaviour between aggregate and geogrid, especially under axisymmetric loading conditions and with the geogrid located at the base of the aggregate layer. To this end, the geogrids were designed using CAD software and 3D printing technology was used to manufacture the models, in order to assess the influence of the geogrid opening size and stiffness. A crushed granite aggregate was selected and the weak subgrade was reproduced using sand or a mixture of tyre rubber granules and sand. The experimental programme includes several preliminary tests and two series of triaxial compression tests at low confining pressure on model samples of the aggregate-geogrid interface. An analytical method for sample area correction during triaxial testing of layered soils is developed. Experimental test data were carefully analysed and the results were interpreted mainly in terms of strain energy in the material. Three-dimensional finite element models are simulated using the explicit module of the ABAQUS software. This programme was used to simulate tensile tests on strips and geogrids and triaxial tests on soils in reinforced layers. The main objectives of the numerical simulations involve understanding the mechanisms governing soil-geogrid interaction.

The triaxial compressive strength of the layered soil samples increased as the ratio between the opening size of the geogrid and the median diameter of the aggregate

particles was closer to unity. Consistent results were found for poly lactic acid (PLA), digital material (RGD 8560) and polypropylene (PP) geogrids, but better mechanical behaviour was observed with RGD 8560 geogrids due to better deformation compatibility. The stiffness of the geogrids was shown to have the greatest effect on the tensile force mobilised in the geogrid for the yield point considered for layered soils, followed by the type of subgrade. The role played by the volumetric behaviour of the interface was highlighted. The numerical simulations showed good correspondence with the tests, but not for the local extension predicted in the geogrids. Although all the tests were carried out with the same type of aggregate, the study provides new and relevant information on load transfer at the aggregate-geogrid interface. The results can be transferred to specific applications of geotechnical structures reinforced with geogrids if the limitations discussed are taken into account.

Keywords

Geosynthetics; Geogrid model; Soil-geosynthetic interaction; Geotechnics in pavements; Sustainability

Índice

| | |
|---|--------|
| Dedicatória | v |
| Agradecimentos | vii |
| Resumo | ix |
| Abstract | xii |
| Índice | xv |
| Lista de Figuras | xx |
| Lista de Tabelas | xxx |
| Lista de Siglas e Acrónimos | xxxiii |
| Lista de Símbolos | xxxvi |
| | |
| Capítulo 1 | 1 |
| Introdução | 1 |
| 1.1 Enquadramento e justificação do tema | 1 |
| 1.2 Objetivos | 4 |
| 1.3 Estrutura da tese | 4 |
| Capítulo 2 | 7 |
| Estado do Conhecimento | 7 |
| 2.1 Introdução | 7 |
| 2.2 Mecanismos de reforço | 9 |
| 2.3 Fatores da interação agregado–geogrelha | 10 |
| 2.3.1 Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha | 10 |
| 2.3.1.1 Propriedades físicas | 11 |
| 2.3.1.2 Propriedades mecânicas | 13 |
| 2.3.2 Dimensões e formas das partículas de agregado | 13 |
| 2.3.3 Densidade relativa e tensão média efetiva | 14 |
| 2.4 Ensaios laboratoriais para avaliar a resistência da interface | 16 |
| 2.4.1 Ensaio de cisalhamento direto | 17 |
| 2.4.2 Ensaio de arrancamento | 20 |

| | |
|---|----|
| 2.4.3 Ensaio de tração confinada com solo | 26 |
| 2.4.4 Ensaio de deformação plana | 28 |
| 2.4.5 Ensaio de compressão triaxial | 31 |
| 2.5 Modelação física | 34 |
| 2.5.1 Teoria de modelação de geogrelhas | 35 |
| 2.5.2 Modelação com impressão 3D em ensaios geotécnicos | 39 |
| 2.6 Modelação numérica | 41 |
| 2.7 Modelos constitutivos do comportamento | 45 |
| 2.7.1 Homogeneização de solos em camadas | 45 |
| 2.7.2 Modelo hiperbólico de Duncan e Chang | 48 |
| 2.7.3 Modelo elastoplástico de Lade e Kim | 49 |
| 2.7.4 Modelos para solos reforçados | 49 |
| Capítulo 3 | 52 |
| Materiais e Métodos | 52 |
| 3.1 Equipamento e instrumentação | 52 |
| 3.2 Materiais de ensaio | 57 |
| 3.2.1 Solos | 58 |
| 3.2.2 Geogrelhas | 59 |
| 3.3 Preparação das amostras | 69 |
| 3.3.1 Amostras homogéneas | 69 |
| 3.3.2 Solos em camadas | 70 |
| 3.3.3 Solos em camadas com geogrelha instrumentada | 72 |
| 3.4 Procedimentos e programa experimental | 74 |
| 3.4.1 Ensaio de compressão triaxial | 74 |
| 3.4.2 Tratamento de dados | 75 |
| 3.4.3 Dados experimentais | 81 |
| 3.4.4 Programa experimental | 82 |
| 3.5 Modelos de previsão do comportamento | 85 |
| 3.5.1 Modelo hiperbólico | 85 |
| 3.5.2 Modelo elastoplástico | 86 |

| | |
|---|-----|
| 3.6 Modelação numérica | 88 |
| 3.6.1 Configuração da geometria e malha | 88 |
| 3.6.2 Modelos constitutivos dos materiais | 90 |
| 3.6.3 Condições de fronteira e lei de carregamento | 94 |
| 3.6.4 Simulação numérica das camadas reforçadas | 96 |
| Capítulo 4 | 99 |
| Apresentação e discussão de resultados dos ensaios | 99 |
| 4.1 Modelo de deformação para as amostras | 99 |
| 4.1.1 Configuração deformada | 100 |
| 4.1.2 Correção da área | 101 |
| 4.2 Comportamento tensão–deformação das amostras | 105 |
| 4.2.1 Comportamento das amostras sem reforço na interface | 105 |
| 4.2.1.1 Camada fraca de areia | 106 |
| 4.2.1.2 Camada fraca de mistura | 107 |
| 4.2.1.3 Comparação das amostras com diferentes subleitos | 113 |
| 4.2.2 Comportamento das amostras com reforço na interface | 115 |
| 4.2.2.1 Influência da rigidez da geogrelha | 115 |
| 4.2.2.2 Influência do tamanho de abertura | 117 |
| 4.2.3 Comportamento mecânico da interface | 126 |
| 4.3 Análise do efeito da abertura das geogrelhas | 128 |
| 4.4 Análise do efeito da rigidez das geogrelhas | 132 |
| 4.4.1 Evolução da força de tração nas geogrelhas | 132 |
| 4.4.2 Efeito da rigidez da geogrelha | 133 |
| 4.4.2.1 Resultados dos ensaios para diferentes materiais | 133 |
| 4.4.2.2 Ensaios com geogrelha instrumentada na interface | 135 |
| 4.5 Modelos de previsão do comportamento | 141 |
| 4.5.1 Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang | 142 |
| 4.5.2 Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim | 151 |
| Capítulo 5 | 166 |
| Modelação computacional da interface solo-geogrelha | 166 |
| 5.1 Modelos dos ensaios de tração em tiras e geogrelhas | 166 |

| | |
|---|-----|
| 5.1.1 Tira e geogrelha de PLA | 166 |
| 5.1.2 Tira e geogrelha de PP | 168 |
| 5.1.3 Tira e geogrelha de RGD 8560 | 170 |
| 5.2 Modelos dos ensaios triaxiais | 172 |
| 5.2.1 Avaliação da esbelteza das amostras | 172 |
| 5.2.2 Avaliação da correção da área da secção transversal | 178 |
| 5.3 Comparação entre modelo físico e numérico | 180 |
| 5.3.1 Coeficiente de interação no contacto | 181 |
| 5.3.2 Diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratorial | 183 |
| 5.3.3 Transferência de carga na interface | 189 |
| Capítulo 6 | 193 |
| Conclusões e considerações finais | 193 |
| 6.1 Conclusões | 193 |
| 6.2 Considerações finais | 195 |
| Referências bibliográficas | 199 |
| Anexos | 219 |
| Anexo I: Resultados dos ensaios preliminares em solos | 220 |
| I.1. Ensaio CBR | 221 |
| I.2. Ensaio edométrico | 222 |
| Anexo II: Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogéneas de solo | 223 |
| II.1. Areia | 224 |
| II.2. Mistura areia-borracha | 225 |
| II.3. Agregado | 227 |
| Anexo III: Resultados dos ensaios triaxiais em geotêxteis | 229 |
| Anexo IV: Resultados das simulações numéricas | 231 |
| IV.1. Modelos numéricos de camadas homogéneas | 232 |
| IV.2. Modelo numérico da camada de agregado com reforço à meia altura | 233 |

Lista de Figuras

| | |
|---|----|
| Figura 2.1 – Geometria da geogrelha biaxial e extrudada e seus elementos (junção, barra ou nervura e abertura) | 11 |
| Figura 2.2 – Variação do ângulo de atrito no pico de resistência com a tensão média efetiva para solos granulares (adaptado de Jewell, 1996) | 15 |
| Figura 2.3 – Diferentes tipos de mecanismos de interação solo–geogrelha em uma estrutura de estradas não pavimentadas reforçado com geogrelha na base | 16 |
| Figura 2.4 – Definição do ângulo de dilatância em ensaio de cisalhamento direto (adaptado de Jewell, 1996) | 17 |
| Figura 2.5 – Diferentes configurações da caixa inferior de cisalhamento (adaptado de Liu et al., 2009) | 19 |
| Figura 2.6 – Mecanismos de interação solo–geogrelha: (a) Atrito lateral no contacto solo-geogrelha (b) Impulso passivo em forma de cisalhamento devido aos membros transversais (adaptado Jewell et al., 1984) | 21 |
| Figura 2.7 – Definições básicas para uma geogrelha e definição da equação para um caso totalmente rugoso (adaptado de Jewell et al., 1984) | 22 |
| Figura 2.8 – Resultados dos ensaios com diferentes valores de ângulo de atrito e coeficiente de Terzaghi (adaptado de Matsui et al., 1996) | 22 |
| Figura 2.9 – Configuração do ensaio de tração confinada com solo (adaptado de Balakrishnan e Viswanadham, 2017) | 27 |
| Figura 2.10 – Dispositivo de compressão à deformação plana: (a) Vista de planta (b) Vista da secção transversal (adaptado de Liu et al., 2014) | 29 |
| Figura 2.11 – Resposta tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial da areia não reforçada e ancorada sob $\sigma_3 = 12,5$ kPa: (a) Areia fofa (b) Areia compacta (adaptado de Liu et al., 2014) | 30 |
| Figura 2.12 – Resposta tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial da areia não reforçada e não ancorada sob $\sigma_3 = 25$ kPa: (a) Areia fofa (b) Areia compacta (adaptado de Liu et al, 2014) | 30 |
| Figura 2.13 – Características da geogrelha modelo idealizado (adaptado de Viswanadham e König, 2004) | 36 |
| Figura 2.14 – Comportamento idealizado da resistência à tração–deformação de geogrelha protótipo e modelo (adaptado de Viswanadham e König, 2004) | 38 |
| Figura 2.15 – Efeito da direção de impressão nos modelos de geogrelhas uniaxiais (adaptado de Stalthas et al., 2017) | 40 |

| | |
|--|----|
| Figura 2.16 – Resultados dos ensaios triaxiais e das modelações numéricas realizadas para as colunas de areia reforçada com seis camadas de geotêxtil (adaptado de Hong e Wu , 2013) | 42 |
| Figura 2.17 – Perfil dos modelos numéricos considerados na modelação das amostras de solo homogêneo e reforçado (Carlos, 2016) | 43 |
| Figura 2.18 – Abertura triangular e retangular da geogrelha (adaptado de Qian et al., 2015) | 44 |
| Figura 2.19 – Configuração da amostra de lastro deformado reforçado com geogrelha de abertura triangular (sem finos): (a) Simulação DEM (b) Teste de laboratório (Qian et al., 2015) | 45 |
| Figura 3.1 – Fluxograma com as atividades desempenhadas | 53 |
| Figura 3.2 – Representação esquemática do sistema de ensaio triaxial | 55 |
| Figura 3.3 – Pormenor da câmara triaxial e instrumentação | 56 |
| Figura 3.4 – Materiais utilizados nos ensaios (agregado, borracha e areia) | 58 |
| Figura 3.5 – Curva granulométrica dos materiais utilizados nas camadas de solo | 59 |
| Figura 3.6 – Impressão 3D de geogrelha (10 x 10 cm) para ensaio de tração uniaxial | 60 |
| Figura 3.7 – <i>Layout</i> de impressão 3D da geogrelha (10 x 10 cm) de materiais usuais (ABS, PLA e PET-G): (a) Camada intermediária (b) Pormenor da camada intermediária | 61 |
| Figura 3.8 – Geogrelhas: (a) ABS (b) PLA (c) PET-G | 61 |
| Figura 3.9 – Geogrelhas desenhadas no software CAD com dimensões 10 x 10 cm (retangulares) e diâmetro de 10 cm (circulares) | 62 |
| Figura 3.10 – Plano equidistante das junções das geogrelhas | 62 |
| Figura 3.11 – Bandeja de impressão da Objet 500 Connex antes da impressão das geogrelhas de RGD 8560 | 64 |
| Figura 3.12 – Camadas intermediária das geogrelhas de RDG 8560 | 65 |
| Figura 3.13 – Geocompósitos com diâmetro de 10 cm (ordem de cima para baixo: PP, PLA e RGD 8560) | 65 |
| Figura 3.14 – Ensaio de tração de geogrelhas e geotêxtil de separação (GTX ₁): (a) Equipamento (b) Garras compressivas | 66 |
| Figura 3.15 – Resultados do ensaio de tração em geogrelhas diferentes materiais com 10 mm de abertura | 67 |
| Figura 3.16 – Resultados do ensaio de tração em geogrelhas de impressão 3D | 67 |
| Figura 3.17 – Preparação da amostra de mistura: (a) Subdivisão da quantidade de material por camada (b) Controlo da altura da amostra | 71 |
| Figura 3.18 – Membrana de borracha com lubrificante utilizada no bloco de topo | 71 |
| Figura 3.19 – Geogrelhas instrumentadas com extensómetros: (a) Materiais utilizados na colagem (b) Vista de perto da geogrelha instrumentada com extensómetro | 72 |

| | |
|---|-----|
| Figura 3.20 – Montagem para a preparação das amostras instrumentadas e sistema para medir extensões na geogrelha | 73 |
| Figura 3.21 – Ensaio triaxial com geogrelha instrumentada: (a) Câmara triaxial sobre a prensa ao decorrer do ensaio (b) Vista de perto do fio do extensómetro com dispositivo para evitar a perda de confinamento | 73 |
| Figura 3.22 – Ensaio de tração da membrana (adaptado de Henkel e Gilbert, 1952) | 77 |
| Figura 3.23 – Aparato para o ensaio da membrana de borracha | 78 |
| Figura 3.24 – Medida da extensão da membrana: (a) Inicial (b) Depois da aplicação do peso | 78 |
| Figura 3.25 – Comportamento carga-deformação das membranas utilizadas nos ensaios | 79 |
| Figura 3.26 – Efeito de uma e duas membranas na tensão desviatória dos solos homogéneos em relação a deformação axial da amostra no ensaio triaxial | 80 |
| Figura 3.27 – Trabalho plástico e elástico | 86 |
| Figura 3.28 – Simplificação da geometria na região das junções e malha: (a) Modelo CAD impresso em 3D (b) Modelo CAD exportado para o software ABAQUS (c) Malha utilizada nos modelos numéricos | 89 |
| Figura 3.29 – Tensão-deformação de uso prático | 91 |
| Figura 3.30 – Tensão-deformação verdadeira | 92 |
| Figura 3.31 – Condições de fronteira e malha do modelo numérico da tira | 95 |
| Figura 3.32 – Condições de fronteira e malha do modelo numérico da geogrelha | 95 |
| Figura 3.33 – Condições de fronteira e malha das simulações do ensaio triaxial em solos em camadas | 96 |
| Figura 4.1 – Representação esquemática da amostra indeformada e deformada no ensaio de compressão triaxial sob baixa pressão de confinamento. | 100 |
| Figura 4.2 – Mecanismo de deformação de solos em camadas sem reforço na interface | 100 |
| Figura 4.3 – Mecanismo de deformação de solos em camadas com reforço na interface | 101 |
| Figura 4.4 – Modelo de deformação para a correção da área | 102 |
| Figura 4.5 – Amostra de solos em camadas com camada fraca de areia: (a) Antes de ser ensaiada b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial | 106 |
| Figura 4.6 – Resultados do ensaio triaxial de solos em camadas sem reforço com camada fraca de areia e amostras homogéneas de areia em diferentes pressões de confinamento | 107 |
| Figura 4.7 – Amostra de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial | 108 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.8 – Resultados dos ensaios triaxiais de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura e do ensaio triaxial de carregamento e descarregamento no pico de resistência | 109 |
| Figura 4.9 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura e camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento | 110 |
| Figura 4.10 – Amostra inversa de solos em camadas com geotêxtil GTX 1 na interface: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial | 111 |
| Figura 4.11 – Resultados dos ensaios triaxiais de solos em camadas com camada fraca de mistura e os solos em camadas inversos com pressão de confinamento de 60 kPa | 111 |
| Figura 4.12 – Resultados dos ensaios triaxiais monotônicos e com carregamento-descarregamento em solos em camadas sem reforço com controlo da variação de volume total da amostra | 113 |
| Figura 4.13 – Comparação dos resultados dos ensaios triaxiais em amostras sem reforço com diferentes subleitos (areia e mistura) com controlo da variação de volume total da amostra | 114 |
| Figura 4.14 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelhas de ABS, PLA e PET-G | 116 |
| Figura 4.15 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de polipropileno (PP) | 118 |
| Figura 4.16 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de material digital (RGD 8560) | 119 |
| Figura 4.17 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de poliácido láctico (PLA) | 121 |
| Figura 4.18 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de polipropileno (PP) | 123 |
| Figura 4.19 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de material digital (RGD 8560) | 124 |
| Figura 4.20 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de poliácido láctico (PLA) | 125 |
| Figura 4.21 – Comportamento mecânico e volumétrico das camadas homogêneas e solos em camadas reforçadas e não reforçado com geogrelha na base em ensaios de compressão triaxial | 127 |
| Figura 4.22 – Variação do módulo tangente com a deformação axial e rigidez das geogrelhas, nas amostras com camada fraca de mistura | 129 |
| Figura 4.23 – Variação do módulo tangente com a deformação axial e rigidez das geogrelhas, nas amostras com camada fraca de areia. | 129 |

| | |
|--|-----|
| Figura 4.24 – Resultados dos ensaios triaxiais das amostras de solos em camadas com camada fraca de areia, reforçados com materiais de diferentes rigidez e mesma abertura | 134 |
| Figura 4.25 – Resultados dos ensaios triaxiais das amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura, reforçados com materiais de diferentes rigidez e mesma abertura | 135 |
| Figura 4.26 – Resultados do ensaio triaxial em amostras reforçadas com camada fraca de areia e diferentes tipos de geogrelhas de 18 mm de abertura e instrumentadas com extensômetros | 137 |
| Figura 4.27 – Resultados do ensaio triaxial em amostras reforçadas com camada fraca de mistura e diferentes tipos de geogrelhas de 18 mm de abertura e instrumentadas com extensômetros | 138 |
| Figura 4.28 – Força de tração na interface durante o ensaio triaxial de solos em camadas reforçadas com geogrelha de 18 mm de abertura com camada fraca de areia | 139 |
| Figura 4.29 – Força de tração na interface durante o ensaio triaxial de solos em camadas reforçadas com geogrelha de 18 mm de abertura com camada fraca de mistura | 139 |
| Figura 4.30 – Relação entre a força de tração na interface durante o ensaio triaxial e a extensão global nas geogrelhas: (a) Camada fraca de areia (b) Camada fraca de mistura | 141 |
| Figura 4.31 – Resultados do gráfico log-log para obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico para as camadas homogêneas de solo (agregado, areia e mistura) | 142 |
| Figura 4.32 – Resultados do modelo de Duncan e Chang para as camadas homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 143 |
| Figura 4.33 – Resultados do modelo hiperbólico das camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 144 |
| Figura 4.34 - Resultados do modelo de Duncan e Chang para as camadas homogêneas de agregado em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 145 |
| Figura 4.35 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura | 147 |
| Figura 4.36 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço | 148 |
| Figura 4.37 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço com os valores de R_f variando de 0,7 a | |

| | |
|---|-----|
| 0,9 em comparações com as curvas das camadas homogêneas de areia e agregado e uma pressão de confinamento de 30 kPa | 148 |
| Figura 4.38 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais | 149 |
| Figura 4.39 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm ($c' = 3$ kPa) | 150 |
| Figura 4.40 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm ($c_{ap} = 15$ kPa) | 150 |
| Figura 4.41 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 153 |
| Figura 4.42 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 154 |
| Figura 4.43 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de agregado em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 155 |
| Figura 4.44 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de agregado com a pressão de confinamento de 30 kPa e diferentes valores de h^* : (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 156 |
| Figura 4.45 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 158 |
| Figura 4.46 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura sem reforço: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 159 |
| Figura 4.47 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçado com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 161 |
| Figura 4.48 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura reforçado com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico | 162 |
| Figura 5.1 – Resposta do modelo numérico de tira de PLA #18 no pico de resistência | 167 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.2 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PLA #18 no pico de resistência | 167 |
| Figura 5.3 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de poliácido láctico (PLA) | 168 |
| Figura 5.4 – Resposta do modelo numérico de tira de PP #18 no pico de resistência | 169 |
| Figura 5.5 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PP #18 no pico de resistência | 169 |
| Figura 5.6 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de polipropileno (PP) | 169 |
| Figura 5.7 – Resposta do modelo numérico de tira de RGD #18 no pico de resistência | 170 |
| Figura 5.8 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PP #18 no pico de resistência | 171 |
| Figura 5.9 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de material digital (RGD 8560) | 171 |
| Figura 5.10 – Extensão verdadeira de corte e extensão plástica de corte em solos em camadas sem restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a) e (c) e em 20% de deformação axial (b) e (d) | 173 |
| Figura 5.11 – Tensão radial, corte e axial em solos em camadas sem restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a), (c) e (e) e em 20% de deformação axial (b), (d) e (f) | 174 |
| Figura 5.12 – Extensão verdadeira de corte e extensão plástica de corte em solos em camadas com restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a) e (c) e em 20% de deformação axial (b) e (d) | 175 |
| Figura 5.13 – Tensão radial, corte e axial em solos em camadas com restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a), (c) e (e) e em 20% de deformação axial (b), (d) e (f) | 177 |
| Figura 5.14 – Variação do deslocamento radial (U_1) na direção X para cálculo do diâmetro dos solos em camadas durante simulação numérica | 178 |
| Figura 5.15 – Variação do diâmetro dos solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura | 179 |
| Figura 5.16 – Variação do diâmetro dos solos em camadas com reforço com camada fraca de mistura | 180 |
| Figura 5.17 – Modelo numérico de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura, com $\mu = 0,30$ na interação entre camadas homogêneas | 181 |
| Figura 5.18 – Diagramas de tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão para diferentes coeficientes de interação comparados com os diagramas laboratoriais | 182 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.19 – Nós das faces da mistura (esquerda) e do agregado (direita) | 183 |
| Figura 5.20 – Nó central da variação de deslocamento no eixo z (extensão global) | 184 |
| Figura 5.21 – Elementos finitos simétricos (deformação volumétrica global) | 184 |
| Figura 5.22 – Diagramas de tensão-extensão global e deformação volumétrica-extensão global do modelo numérico de solos em camadas com e sem restrição nos topos e do ensaio laboratorial: (a) Diagrama da tensão em relação extensão axial global (b) Diagrama da deformação volumétrica global em relação a extensão global | 185 |
| Figura 5.23 – Elementos finitos da interface de mistura (esquerda) e de agregado (direita) dos modelos numéricos com restrição nos topos | 186 |
| Figura 5.24 – Comparação entre a tensão-extensão global e local e deformação volumétrica-extensão global e local do modelo numérico de solos em camadas com restrição nos topos: (a) Diagrama da tensão global e tensão dos elementos na interface da mistura e agregado (local) em relação a extensão axial (b) Diagrama da deformação volumétrica global e local em relação a extensão axial | 186 |
| Figura 5.25 – Modelo constitutivo da interação de solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura: (a) Deslocamento axial (U_3) (b) Extensões verdadeiras axial (LE_{33}) | 187 |
| Figura 5.26 – Resultados da modelação numérica de solos em camadas com a camada fraca de mistura e reforçado com geogrelha de diferentes materiais de impressão 3D | 188 |
| Figura 5.27 – Posição dos elementos finitos considerados na média das extensões do modelo numérico da geogrelha embutida na camada de agregado | 189 |
| Figura 5.28 – Resultados das extensões locais nas geogrelhas das simulações numéricas e medidas em laboratório em relação a deformação axial da simulação e ensaio triaxial em solos em camadas com camada fraca de mistura | 190 |
| Figura 5.29 – Força de tração na interface (kN/m) em relação a: (a) Extensão da geogrelha local (%) (b) Extensão da geogrelha global (%) | 191 |
| Figura A.I.1.1 – Equipamento utilizado para desenvolver os ensaios CBR | 221 |
| Figura A.I.1.2 – Amostras após os ensaios CBR: (a) Agregado (b) Mistura (c) Areia | 221 |
| Figura A.I.1.3 – Relação entre carregamento (kN) e penetração do pistão (mm) durante o ensaio CBR | 221 |
| Figura A.I.2.1 – Amostras após o ensaio edométrico: (a) Agregado (b) Mistura (c) Areia | 222 |
| Figura A.I.2.2 – Resultados dos ensaios edométricos das camadas homogéneas: (a) Variação do índice de vazios das amostras durante o ensaio edométrico (b) Módulos de elasticidade dos materiais obtidos através do ensaio edométrico | 222 |

| | |
|--|-----|
| Figura A.II.1.1 – Amostras homogéneas de areia: (a) Antes do ensaio (b) Depois do ensaio com 20% de deformação axial | 224 |
| Figura A.II.1.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogéneas de areia em diferentes pressões de confinamento | 224 |
| Figura A.II.2.1 – Amostras homogéneas da mistura: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial | 225 |
| Figura A.II.2.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras de mistura em diferentes pressões de confinamento | 226 |
| Figura A.II.3.1 – Amostras homogéneas de agregado: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial | 227 |
| Figura A.II.3.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogéneas de agregado em diferentes pressões de confinamento | 227 |
| Figura A.III.2 – Resultados dos ensaios triaxiais de amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura e geotêxteis na interface com pressão de confinamento de 30 kPa | 230 |
| Figura A.IV.1.1 – Resultados das simulações numéricas das camadas homogéneas com pressão de confinamento de 30 kPa | 232 |
| Figura A.IV.2.1 – Resposta do modelo numérico: (a) Camada homogénea de agregado com geogrelha embutida à meia altura (b) Geogrelha de PLA #18 em aproximadamente 11 % de extensão axial do modelo numérico da camada homogénea reforçada | 233 |
| Figura A.IV.2.2 – Resultados da modelação numérica da camada homogénea de agregado sem reforço e reforçada com geogrelha de 18 mm de abertura e diferentes materiais | 234 |

Lista de Tabelas

| | |
|---|-----|
| Tabela 2.1 – Resumo dos dispositivos utilizados no ensaio de arrancamento e características do ensaio (adaptado de Moraci e Recalcati, 2006) | 24 |
| Tabela 2.2 – Estudos com ensaios triaxiais realizados em camadas de agregado em solo reforçado com geogrelha | 32 |
| Tabela 2.3 – Fatores de escala para modelação de geogrelhas (adaptado de Viswanadham e König, 2004) | 38 |
| Tabela 3.1 – Características básicas dos extensómetros. | 57 |
| Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais utilizados nas camadas de solo | 59 |
| Tabela 3.3 – Propriedades físicas das geogrelhas (ABS, PLA e PET-G) | 61 |
| Tabela 3.4 – Propriedades físicas das geogrelhas de PLA | 63 |
| Tabela 3.5 – Propriedades físicas das geogrelhas de PP | 63 |
| Tabela 3.6 – Propriedades físicas das geogrelhas de RGD 8560 | 64 |
| Tabela 3.7 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 14 mm | 68 |
| Tabela 3.8 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 16 mm | 68 |
| Tabela 3.9 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 18 mm | 68 |
| Tabela 3.10 – Propriedades mecânicas relevantes das amostras homogêneas de solos | 70 |
| Tabela 3.11 – Parâmetros utilizados nos ensaios de tração das membranas de borracha | 77 |
| Tabela 3.12 – Programa de ensaios triaxiais sem o controlo da variação de volume | 83 |
| Tabela 3.13 – Programa de ensaios de compressão triaxial com controlo da variação de volume | 84 |
| Tabela 3.14 – Configurações da geometria e da malha para processamento dos dados | 90 |
| Tabela 3.15 – Valores dos dados de entrada para gerar as leis constitutivas da tira e geogrelha de polipropileno (PP) poliácido láctico (PLA) e material digital (RGD 8560) | 94 |
| Tabela 4.1 – Trabalho de deformação distorcional, volumétrico e energia de deformação total das amostras de solos com reforço e com camada fraca de mistura | 130 |
| Tabela 4.2 – Trabalho de deformação distorcional, volumétrico e energia de deformação total das amostras de solos com reforço e com camada fraca de areia | 131 |
| Tabela 4.3 – Curvas de calibração dos extensómetros para as diferentes geogrelhas | 132 |
| Tabela 4.4 – Força de tração e energia de deformação total no ponto de cedência das amostras reforçadas com camada fraca de areia | 136 |
| Tabela 4.5 – Força de tração e energia de deformação total no ponto de cedência das amostras reforçadas com camada fraca de mistura | 138 |

| | |
|--|-----|
| Tabela 4.6 – Valores dos parâmetros K e n para cálculo do módulo de elasticidade inicial (E_i) das camadas homogêneas de solos | 142 |
| Tabela 4.7 – Valores dos parâmetros para homogeneização dos solos em camadas com camada fraca de mistura | 146 |
| Tabela 4.8 - Valores dos parâmetros para homogeneização dos solos em camadas com camada fraca de areia | 147 |
| Tabela 4.9 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de solos (areia, agregado e mistura) | 152 |
| Tabela 4.10 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas sem reforço | 157 |
| Tabela 4.11 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas com reforço e camada fraca de areia | 160 |
| Tabela 4.12 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas com reforço e camada fraca de mistura | 162 |
| Tabela A.II.1 – Parâmetros da camada homogênea de areia | 225 |
| Tabela A.II.2 – Parâmetros da camada homogênea de mistura | 226 |
| Tabela A.II.3 – Parâmetros da camada homogênea de agregado | 228 |
| Tabela A.III.1 – Propriedades fornecidas pelo fabricante dos geotêxteis | 230 |

Lista de Siglas e Acrónimos

| | |
|----------|---|
| ABS | Acrilonitrila Butadieno Estireno |
| AEL | Aparelho de Estereolitografia |
| APSR | <i>Automated Plane Strain Reinforcement</i> |
| ASM | <i>Aperture Stability Modulus of Geogrid</i> |
| ASTM | <i>American Society for Testing and Materials</i> |
| ATL | Ablação Térmica a Laser |
| BID | Bolsas de Incentivo a Doutorado |
| CAD | Desenho Assistido por Computador |
| CBR | <i>California Bearing Ratio</i> |
| CNT | Confederação Nacional (Brasil) do Transporte |
| CD | Direção Transversal do Fabrico |
| C-MADE | <i>Centre of Materials and Building Technologies</i> |
| C-MAST | <i>Center for Mechanical and Aerospace Science and Technologies</i> |
| C3D8 | Elemento hexagonal linear de uso geral do <i>software</i> ABAQUS |
| DECA | Departamento de Engenharia Civil e Arquitetura |
| FFF | Fabricação de Filamentos Fundidos |
| FV | Fibra de Vidro |
| GDS | <i>Global Digital Systems Ltd.</i> |
| GTX | Geotêxtil |
| IGS | Sociedade Internacional de Geossintéticos |
| LVDT | <i>Linear Variable Differential Transformer</i> |
| MD | Direção do Fabrico |
| MDF | Modelação por Deposição Fundida |
| MED | Método dos Elementos Discretos |
| MEF | Método dos Elementos Finitos |
| PA | Poliamida |
| PEAD | Polietileno de Alta Densidade |
| PEBD | Polietileno de Baixa Densidade |
| PET-G | Polietileno Tereftalato de Glicol |
| PLA | Poliácido Láctico |
| PP | Polipropileno |
| UV | Ultravioleta |
| RGD 8560 | Material Digital (Veroblackplus e TangoPlus) |

| | |
|-----|---|
| SSL | Sinterização Seletiva a Laser |
| TML | <i>Tokyo Measuring Instruments Laboratory</i> |
| UBI | Universidade da Beira Interior |
| UE | União Europeia |

Lista de Símbolos

Notações em alfabeto latino

| | |
|----------|--|
| 1g | condições de gravidade normal ($g=9,81 \text{ m/s}^2$) |
| A | área da secção transversal da nervura |
| A_c | área corrigida da secção transversal da amostra |
| A_{eq} | área de tração total equivalente |
| A' | área da secção transversal da nervura/unidade de comprimento |
| A'_l | área da secção transversal da nervura por unidade de comprimento na direção longitudinal |
| A'_t | área da secção transversal da nervura por unidade de comprimento na direção transversal |
| a_c | área corrigida a partir do pico |
| a_{ce} | área da secção transversal medida ao final do ensaio |
| a_r | área corrigida no pico de resistência |
| a_l | abertura da geogrelha na direção longitudinal |
| a_t | abertura da geogrelha na direção transversal |
| B | deformação volumétrica |
| B_g | índice de rotura de Marsal |
| B' | altura dos elementos transversais |
| b_l | largura da nervura na direção longitudinal |
| b_t | largura da nervura na direção transversal |
| C | intercepto do gráfico $\log(I_1/P_a) \times \log(W_p/P_a)$ com o eixo vertical |
| c_a | adesão entre o solo e o geossintético |
| c_u | resistência ao cisalhamento não drenado |
| c' | coesão efetiva do solo |
| D | diâmetro da amostra |
| D_m | distância de medição da membrana ao decorrer do ensaio |
| D_o | distância de medição inicial da membrana |
| D_x | diâmetro efetivo correspondente a x% de material em massa |
| d | diâmetro das hastes de aço do ensaio da membrana |
| d_{50} | diâmetro mediano das partículas de solo |
| d_b | diâmetro menor da elipse |
| d_o | diâmetro maior da elipse |

| | |
|-------------|--|
| dx | incremento do deslocamento cisalhante |
| dy | incremento de deslocamento vertical |
| E_i | módulo de elasticidade inicial |
| E_{mo} | módulo de extensão da membrana por unidade de largura |
| E_g | módulo de elasticidade da geogrelha |
| E_h | módulo de elasticidade na direção horizontal |
| E_t | módulo de elasticidade tangente do material |
| E_v | módulo de elasticidade na direção vertical |
| E_{ur} | módulo de elasticidade do carregamento-descarregamento |
| E_x | módulo de elasticidade na direção x |
| e_o | índice de vazios inicial do solo |
| FI | índice de achatamento das partículas de agregado |
| f_b | coeficiente de aderência |
| f_{ds} | coeficiente da interface de cisalhamento direto |
| f_m | percentual de áreas abertas do modelo |
| f_p | percentual de áreas abertas do protótipo |
| G_{hh} | módulo de distorção no plano hh |
| G_{hv} | módulo de distorção no plano hv |
| G_s | densidade das partículas sólidas |
| G_{vh} | módulo de distorção no plano vh |
| G_{xy} | módulo de distorção no plano xy |
| H | altura da amostra |
| H_c | altura da amostra após a consolidação |
| h | constante que admite o trabalho plástico constante ao longo de uma superfície de cedência |
| I_1^A | primeiro invariante de tensão no eixo hidrostático |
| I_1^B | primeiro invariante de tensão na rotura |
| I_2 | segundo invariante de tensão |
| I_3 | terceiro invariante de tensão |
| J | rigidez secante do material |
| J_g | módulo secante da geogrelha |
| $J_{s1\%}$ | módulo secante a 1% de deformação axial da membrana |
| $J_{s10\%}$ | módulo secante a 10% de deformação axial da membrana |
| K | intercepto do gráfico $\log(E_i/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ com o eixo vertical (modelo hiperbólico) |
| K_b | intercepto do gráfico $\log(B/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ com o eixo vertical |

| | |
|---------------|--|
| | (modelo hiperbólico) |
| K_o | caminho da tensão (ou deformação) sob compressão |
| K_{ur} | intercepto do gráfico $\log(E_{ur}/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ com o eixo vertical (modelo hiperbólico) |
| L_o | comprimento inicial da tira de geogrelha |
| L_R | comprimento total da geogrelha utilizada no ensaio de arrancamento |
| L_g | comprimento útil da amostra de geogrelha |
| L_i | comprimento da tira no instante inicial |
| L_m | comprimento circunferencial médio da membrana |
| L_o | altura inicial da amostra |
| l | comprimento axial da membrana |
| M | constante que depende da condição de drenagem durante a consolidação |
| m' | inclinação do gráfico $\log(B/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ (modelo hiperbólico) |
| m | inclinação da reta de ajuste do gráfico $\log(I_1^3/I_3 - 27)$ x $\log(P_a/I_1)$ |
| N | fator de escala da modelação física |
| Ng | condições de gravidade acelerada |
| N_s | número de elementos a serem tracionados no ensaio de tração uniaxial |
| N_q | coeficiente de Terzaghi |
| n | inclinação do gráfico $\log(E_i/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ |
| n' | inclinação do gráfico $\log(E_{ur}/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$ |
| P | força de arrancamento |
| P_a | pressão média do ar ao nível do mar 101,325 kPa |
| P' | carga de tração aplicada no ensaio da membrana |
| $(P_R)_{max}$ | máxima força axial gerada pela aderência em reforços com aberturas |
| p | inclinação do gráfico $\log(I_1/P_a)$ x $\log(W_p/P_a)$ |
| q | parâmetro que varia com o nível de tensão de zero à uma unidade no eixo hidrostático |
| R_c | raio corrigido |
| R_f | razão de rotura do modelo hiperbólico |
| S | nível de tensão de Lade-Kim que varia de zero à uma unidade |
| S_g | tamanho de abertura |
| S_r | taxa de cisalhamento |
| SI | índice de forma das partículas de agregado |
| T_g | resistência à tração da geogrelha |
| t_m | espessura da membrana |
| t_l | espessura da nervura na direção longitudinal |

| | |
|----------|--|
| t_t | espessura da nervura na direção transversal |
| V_o | volume inicial da amostra |
| W | carga por unidade de comprimento axial da membrana |
| W_{el} | trabalho elástico |
| W_p | trabalho plástico |
| W_t | trabalho total |
| w_R | largura total da geogrelha utilizada no ensaio de arrancamento |

Notações em alfabeto grego

| | |
|-------------------|---|
| α_b | fração disponível da largura da geogrelha que atua como resistência passiva |
| α_s | razão da nervura da geogrelha |
| γ_d | peso volumico do solo seco |
| γ_{xy} | deformação de cisalhamento no plano xy |
| γ_{yz} | deformação de cisalhamento no plano yz |
| γ_{zx} | deformação de cisalhamento no plano zx |
| ΔL | deslocamento axial medido |
| ΔV | variação de volume medida |
| ΔV_p | variação do volume da amostra mantendo uma forma parabólica |
| ΔV_c | variação do volume da amostra mantendo uma forma cilíndrica |
| $\Delta \sigma_d$ | acrécimo da tensão desviatória |
| δ | ângulo de atrito entre o solo e o reforço |
| ϵ | deformação axial da amostra durante ensaio triaxial |
| ϵ_e | deformação axial medida ao final do ensaio |
| ϵ_{el} | deformação elástica do material |
| ϵ_{el2c} | deformação elástica no ponto de segunda cedência |
| ϵ_g | deformação axial da geogrelha |
| ϵ_m | extensão axial da membrana |
| ϵ_p | deformação plástica do material |
| ϵ_v | deformação real ou verdadeira |
| ϵ_{vf} | deformação axial na rotura |
| ϵ_{xx} | deformação axial na direção de x |
| ϵ_{yy} | deformação axial na direção de y |
| ϵ_{zz} | deformação axial na direção de z |
| η_1 | intercepto da reta do gráfico $\log(I_1^3/I_3 - 27)$ x $\log(P_a/I_1)$ com o eixo |

| | |
|---------------------------|--|
| | vertical |
| μ | parâmetro do potencial plástico que determina a curvatura dos meridianos |
| ν_{hh} | coeficiente de Poisson da deformação horizontal causada pela deformação horizontal |
| ν_{hv} | coeficiente de Poisson da deformação horizontal causada pela deformação vertical |
| ν_p | razão de deformação incremental plástica de Lade-Kim |
| ν_{vh} | coeficiente de Poisson da deformação vertical causada pela deformação horizontal |
| ξ_x | espaço x utilizado na obtenção dos parâmetros do potencial plástico de Lade-Kim |
| ξ_y | espaço y utilizado na obtenção dos parâmetros do potencial plástico de Lade-Kim |
| σ_1 | tensão de compressão na direção principal do carregamento |
| σ_3 | pressão de confinamento do ensaio triaxial |
| σ_d | tensão desviatória no ensaio triaxial |
| σ_n | tensão que atua na direção normal |
| σ_v | tensão real ou verdadeira |
| σ_y | tensão de cedência do material de impressão 3D |
| σ'_1 | tensão de compressão efetiva na direção principal do carregamento |
| σ'_1/σ'_3 | razão de tensões |
| σ'_3 | pressão de confinamento efetiva do ensaio triaxial |
| σ'_b | tensão passiva gerada pelo solo nos membros transversais da geogrelha |
| σ'_d | tensão desviatória efetiva |
| $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ | tensão desviatória na rotura do ensaio triaxial |
| τ_{ds} | tensão de cisalhamento da interface entre a geogrelha e o solo |
| τ_{zx} | tensão de cisalhamento no plano zx |
| τ_{yz} | tensão de cisalhamento no plano yz |
| τ_{xy} | tensão de cisalhamento no plano xy |
| ϕ' | ângulo de atrito interno do solo |
| ϕ'_{cv} | ângulo de atrito no estado crítico |
| ϕ_{sg} | ângulo de atrito solo-geossintético |
| φ_i | espessura normalizada (sendo $i = 1, 2, 3, \dots$) |
| ψ | ângulo de dilatação do solo |

| | |
|----------|---|
| ψ_2 | parâmetro do potencial plástico que controla a intersecção com o eixo hidrostático |
| ψ_1 | fator de ponderação entre a forma triangular e a forma circular do potencial plástico |

Capítulo 1

Introdução

1.1 Enquadramento e justificação do tema

Geossintéticos são materiais em que pelo menos um dos seus componentes é feito de um polímero sintético ou natural, em forma de tela, tira ou estrutura tridimensional, utilizados em contacto com o solo e/ou outros materiais em aplicações geotécnicas e de engenharia civil (NP EN ISO 10318-1, 2015). Os geossintéticos têm sido utilizados sobretudo para melhorar o desempenho de obras de terra há cinco décadas. Em obras de engenharia estes materiais oferecem benefícios devido à sua ampla variedade de funções combinadas: impermeabilização, drenagem, filtração, reforço, proteção, separação e controlo de erosão superficial.

As geogrelhas são geossintéticos com estrutura plana, constituídas por uma grelha regular de elementos resistentes à tração, as quais são utilizadas em obras de engenharia há quarenta anos. Estes geossintéticos são conhecidos por interagirem com o solo envolvente principalmente através de suas aberturas, as quais transmitem ao solo, sobretudo, as suas propriedades mecânicas de tração. Em relação à fabricação, as geogrelhas podem ser de três tipos: extrudadas, soldadas e tecidas. A maioria das geogrelhas é produzida a partir de polímeros derivados do petróleo. Contudo, as geogrelhas de biopolímero têm vindo a ser exploradas para aplicações de engenharia civil e geotécnica, no sentido de contrariar o impacto negativo do uso de materiais sintéticos nos solos (Cislaghi et al., 2021) e em linha com a recente ênfase na economia sustentável.

No campo da engenharia geotécnica as geogrelhas são aplicadas em diversos tipos de obras para o setor de infraestrutura urbana e dos transportes, quando o terreno de fundação é caracterizado por baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, podem ser citados os aterros armados, a estabilização e reforço de solos em estradas (provisórias ou definitivas), ferrovias e aeroportos, os encontros de pontes, muros de suporte, reforço asfáltico, entre outros.

Além dos setores de infraestrutura urbana e da infraestrutura dos transportes, as geogrelhas são aplicadas em outros setores, sendo as aplicação relacionadas, sobretudo, ao transporte em estradas não revestidas, denominadas por estradas não pavimentadas no texto que se segue, conforme é corrente designar em Portugal. No setor das minas e pedreiras, as estruturas de solo reforçado podem suportar a carga de equipamentos pesados de tráfego, além disso as geogrelhas podem reforçar e estabilizar o maciço de solo a fim de serem utilizadas em lagoas de lixiviados. O setor da energia utiliza as geogrelhas, sobretudo, a fim de facilitar o acesso de veículos pesados, mais precisamente em parques eólicos, na execução de plataformas de trabalho e com o intuito de viabilizar os acessos em lugares remotos. No setor militar as geogrelhas são utilizadas muitas vezes em conjunto com geotêxteis (função de separação e drenagem) para reforçar e estabilizar os subleitos fracos para a passagem de veículos militares pesados.

No Brasil há uma grande quantidade de estradas não pavimentadas, principalmente na interligação de cidades pequenas com áreas rurais e parques ecológicos, que têm como objetivo conservar o seu patrimônio natural e comunidades mais afastadas dos centros urbanos. As estradas não pavimentadas planeadas e preservadas garantem a segurança dos seus itinerantes, além de possibilitarem benefícios sociais e econômicos à população. Segundo o relatório da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2019), estima-se que a extensão da malha rodoviária no Brasil tenha um total de 1.720.700 km, sendo que a malha rodoviária pavimentada compreende 213.453 km de extensão (12,4%), apenas 157.309 km de rodovias planeadas (9,1%) e 1.349.938 km (78,5%) de rodovias não pavimentadas. Desta forma, no Brasil, as geogrelhas possuem potencial utilização na estabilização e reforço de solos em estradas não pavimentadas e plataformas de trabalho.

Uma vantajosa melhoria do desempenho das estradas não pavimentadas e plataformas de trabalho é a utilização de geogrelhas entre a camada de agregado e o subleito de solo fraco (Giroud e Han, 2004a). Entretanto, esta tecnologia é acompanhada por inconvenientes que devem ser considerados na elaboração de projetos a fim de evitar futuros problemas de manutenção e/ou reparação. Alguns dos inconvenientes estão relacionados a durabilidade da geogrelha quanto à degradação mecânica e química que podem ocorrer durante a fase de construção e vida útil da obra, provocando alteração das propriedades mecânicas da camada de agregado (Greenwood e Curson, 2012, Leshchinsky et al., 2020).

A separação dos solos envolventes é um fator muito importante devido ao efeito que a camada de solo fraco ocasionará na camada de agregado, caso haja uma indevida mistura

de materiais (Sadeghi, 2020). Além disso outro problema discutido é ocasionado devido ao desprendimento das partículas de agregados nas porções superiores desta camada (Chen et al., 2018). Este último problema está relacionado com o limite das pequenas deformações que ocorrem dentro das camadas de solos reforçados com geogrelha e, portanto, o desempenho destas obras dependem dos mecanismos de interações, tendo em vista a complexidade intrínseca de todos os materiais que constituem a interface agregado-geogrelha-subleito.

Ao se tratar da utilização de geossintéticos para estabilização e reforço de solos, a realização de ensaios laboratoriais para quantificar a melhoria estrutural da inclusão das geogrelhas na interface entre as camadas de solos é de extrema importância. A maioria dos ensaios laboratoriais, que avaliam o comportamento mecânico da inclusão da geogrelha para a melhoria de solos, utiliza este geossintético isolado ou incorporado à camada de solo que interage com a geogrelha. Os estudos fenomenológicos do comportamento mecânico da interface demonstra os benefícios das geogrelhas inseridas na camada de solo da interface, porém é necessário proceder à avaliação da transferência de tensões entre todos os materiais constituintes da interface. Este problema é reforçado pelo fato da maioria dos métodos numéricos e de equilíbrio limite, considerarem que as geogrelhas apenas podem ser introduzidas como elementos de tração, modelados pelas propriedades intrínsecas do material, mas não como elementos onde tem efeito a influência combinada da geogrelha e do agregado.

Atualmente podem ser utilizados modelos de geogrelhas de impressão 3D para analisar o comportamento de camadas de agregado reforçadas na base com geogrelhas, por meio de ensaios laboratoriais sobre modelos reduzidos. A impressão 3D é uma tecnologia que pode alcançar processos produtivos em larga escala e no futuro próximo pode vir a substituir os processos produtivos atuais da geogrelha, tendo em vista a utilização de materiais de fontes renováveis e biodegradáveis o que completaria o circuito fechado da Economia Circular. Apesar da relevância do tema, poucos estudos seguem uma abordagem de utilização de modelos de geogrelhas de impressão 3D incorporados em camadas de solos, afim de clarificar os fatores que influenciam as características da interação agregado-geogrelha. A problemática em questão se apresenta como a principal motivação para a elaboração da presente tese.

1.2 Objetivos

É no contexto acima que se insere o presente trabalho, cujo objetivo fundamental é complementar o conhecimento de base científica do comportamento de camadas de agregado reforçadas com geogrelhas, de forma a considerar as interações conjunta entre agregado e reforço, além das condições de trabalho em que a geogrelha se encontra. Dessa forma, com a intenção de melhor contribuir para a compreensão dessa questão, os objetivos específicos são os seguintes:

- a) Analisar experimentalmente o comportamento de interfaces agregado-geogrelha em condições de carregamento axissimétrico;
- b) Avaliar a influência de diferentes fatores na interação agregado-geogrelha;
- c) Caracterizar e modelar a interação agregado-geogrelha.

1.3 Estrutura da tese

A presente Tese encontra-se estruturada em seis Capítulos e quatro Anexos. Neste primeiro capítulo apresenta-se o enquadramento e justificação do tema, os objetivos, e a estrutura da Tese, a qual segue a metodologia da pesquisa.

No Capítulo 2 apresenta-se o estado do conhecimento sobre os principais mecanismos de reforço que agem em estruturas reforçadas com geossintéticos, os principais fatores da interação agregado-geogrelha, os ensaios laboratoriais que avaliam a resistência da interface, a modelação física das geogrelhas e estudos realizados com geogrelhas de impressão 3D, e os estudos de modelação numérica em solos reforçados com geogrelhas. Por fim, são apresentados os modelos de previsão e representação do comportamento que serviram de base para a caracterização do comportamento do material compósito

O Capítulo 3 apresenta o estudo experimental desenvolvido para analisar o comportamento de interfaces agregado-geogrelha em condições de carregamento axissimétrico. Descrevem-se os equipamentos utilizados, as adaptações implementadas no sistema de ensaio de compressão triaxial, a caracterização dos materiais envolvidos no estudo, os procedimentos de ensaio e resumem-se as condições experimentais analisadas. Por último, são apresentados os procedimentos para os modelos de previsão do comportamento e da modelação numérica.

O modelo de deformação para os solos em camadas, o comportamento mecânico das camadas de agregado reforçada com geogrelha sob compressão axissimétrica, o efeito da rigidez e tamanho de abertura das geogrelhas e os modelos constitutivos da interface para previsão do comportamento são apresentados no Capítulo 4, o qual engloba os resultados dos ensaios, a sua análise e discussão.

O Capítulo 5 apresenta os resultados dos modelos numéricos dos ensaios de tração uniaxial em tira e geogrelha de impressão 3D. Em seguida é apresentada a avaliação da esbeltez da amostra e da área corrigida da secção transversal das amostras de solo reforçado que é comparada com a prevista no modelo numérico. Os coeficientes de interação entre camadas homogêneas são sensibilizados, além disso os diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratoriais são apresentados. Em seguida, são realizadas comparações das curvas de transferência de carga observada nos modelos físicos e numéricos de solos em camadas reforçadas com geogrelha e com camada fraca de mistura.

As principais conclusões dos estudos realizados e considerações finais são apresentadas no Capítulo 6, incluindo sugestões para futuros trabalhos que interessa desenvolver.

No Anexo I apresentam-se os resultados dos ensaios preliminares nos solos utilizados neste estudo. O Anexo II sintetiza os resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogêneas de solo (areia, mistura e agregado). O Anexo III apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados em geotêxteis. Por fim, o Anexo IV compara os resultados das simulações numéricas e resultados laboratoriais das camadas homogêneas (agregado, mistura e areia), em seguida apresenta simulações numéricas da camada homogênea de agregado com diferentes reforços à meia altura.

Capítulo 2

Estado do Conhecimento

Neste capítulo são apresentados conceitos iniciais e os principais mecanismos que afetam o desempenho de estradas não pavimentadas, assim como os principais fatores que interferem no comportamento mecânico destas estruturas. Em seguida são apresentados as principais propriedades dos materiais que interferem na interação solo-geogrelha. Em continuação, os principais estudos que avaliaram o comportamento mecânico de solos reforçados com geossintéticos são apresentados. Por fim, é apresentado a teoria do método utilizado para a homogeneização da camada de solo, que foi empregada no modelo hiperbólico e modelo elastoplástico para prever o comportamento mecânico e volumétrico dos solos em camadas.

2.1 Introdução

Conforme Tillson (1900), no Império Romano houve a necessidade dos exércitos se deslocarem rapidamente de uma região para outra. Na época as estradas existentes muitas vezes possuíam um solo argiloso e com a chuva deixava o local de difícil mobilidade, o que muitas vezes atrasava a chegada das tropas em outros territórios. Dessa forma, estas estradas possuíam profundos leitos de pedra como camada subjacente para garantir que se mantivessem secas com a passagem do exército romano. Estima-se que os romanos contruíram cerca de 87000 km de estradas dentro do seu império. Entretanto, o autor sugere que esta prática dos romanos foi adotada a partir do sistema de estradas militares dos cartagineses que se desenvolveram na região da Bacia do Mediterrâneo do final do século IX a.C. a meados do século II a.C.

Os primeiros estudos em estradas não pavimentadas foram registrados por Thomas Telford, que nasceu em 1757 no Reino Unido e foi um grande responsável pela difusão da tecnologia de camadas de agregado nas camadas subjacentes das estradas. Telford projetou a secção do pavimento com cerca de 365 mm de profundidade e geralmente em três camadas. A primeira camada ou camada inferior era composta de grandes pedras e possuía 175 mm de profundidade. Em cima disso foram colocadas duas subcamadas de

pedras de menor tamanho e uma espessura total de 150 mm, seguidas por uma última camada de desgaste de cascalho de cerca de 40 mm de espessura (Collins e Hart, 1936).

Além disso, John Macadam nascido em 1756 no Reino Unido e contemporâneo de Thomas Telford, percebeu que o agregado angular sobre um subleito bem compactado teria um desempenho substancialmente melhor. Dessa forma, ele usou uma superfície de subleito inclinada para melhorar a drenagem, na qual colocou agregado angular em duas camadas em uma profundidade total de cerca de 200 mm (Gillette, 1906). Além disso, em cima das camadas mencionadas anteriormente, uma camada de desgaste foi colocada com cerca de 50 mm de espessura e um agregado com tamanho máximo de 25 mm. O objetivo de Macadam em escolher o tamanho máximo do agregado de 25 mm foi fornecer um percurso "suave" para as rodas. Assim, a profundidade total de um pavimento típico de macadame era cerca de 250 mm (Collins e Hart, 1936).

Cuelho e Perkins (2016) descrevem que o reforço geossintético aumenta a capacidade de carga do sistema, ou seja, transmite grande parte do esforço das ações do tráfego até atender ao requisito técnico estrutural. O sistema deve atender ao requisito técnico da funcionalidade, ou seja, garantir o conforto dos seus usuários. As camadas de agregados dimensionadas e reforçadas com geossintético devem aumentar a vida útil do sistema, isto é, atender ao requisito da durabilidade. Por fim, o dimensionamento deve garantir uma boa aplicação dos materiais, ou seja, quanto menor a espessura e mais adequado o uso de materiais empregados, maior será a sustentabilidade do sistema.

Atualmente, os geossintéticos são amplamente utilizados na construção de estradas não pavimentadas. As estradas não pavimentadas são geralmente utilizadas como estradas temporárias, as quais possuem um baixo volume de tráfego. Estão incluídos neste tipo de estradas, vias de acesso a pequenas cidades e a parques ecológicos, trilhos, estradas de baixo custo e plataformas de trabalho projetadas para apoio de máquinas pesadas. Normalmente, um reforço de geossintético é aplicado no topo do subleito fraco, seguido de um preenchimento de material granular compactado. Esta técnica empregada visa a promover uma diminuição do custo da construção, com a necessidade de aplicação de uma camada de preenchimento menos espessa, um menor tempo de execução, uma menor necessidade de manutenção periódica e, sobretudo, uma maior vida útil da obra.

2.2 Mecanismos de reforço

Os principais tipos de geossintéticos utilizados em estradas não pavimentadas são os geotêxteis e geogrelhas. No entanto, há uma diferença entre ambos, no que compete a influência no comportamento mecânico da estrutura. Giroud e Han (2004a; 2004b) descreveram o mecanismo do confinamento devido ao interbloqueio do agregado com a geogrelha, a qual minimiza o movimento lateral das partículas do agregado, levando a uma distribuição de tensão vertical mais ampla sobre o subleito e, conseqüentemente, a uma redução da sua deformação vertical. Este mecanismo de confinamento ou restrição lateral não ocorre com a utilização do geotêxtil, os quais não possuem as características friccionais necessárias para o intertravamento das partículas de agregado. Contudo, as principais funções do geotêxtil nas estradas não pavimentadas são a de separação do agregado e subleito, filtração e drenagem do solo fraco que além de acelerar o processo de consolidação aumenta a resistência do maciço de solo.

Segundo Giroud e Noiray (1981) em estruturas de estradas não pavimentadas e não reforçadas, se a tensão vertical no subleito exceder o limite elástico do solo, ocorrerá um cisalhamento permanente limitado ou "local". O material do aterro perfura a camada do subleito e, conseqüentemente começa uma deformação permanente. Sob carga repetida, as zonas de cisalhamento crescem, as partículas da superfície se deterioram, os níveis de tensão vertical aumentam e os deslocamentos da superfície se desenvolvem. Eventualmente, o limite plástico, ou capacidade de suporte final, do solo do subleito é atingido e ocorre uma falha completa no cisalhamento. O reforço adequado na base impede o desenvolvimento e o crescimento de zonas de cisalhamento locais e permite que o subleito suporte tensões próximas ao limite plástico enquanto age como se ainda estivesse dentro do seu limite elástico.

Milligan et al. (1989) e Perkins (1999), observaram uma redução da tensão de cisalhamento na interface do subleito com o uso do reforço por geogrelhas. O principal efeito do reforço na interface agregado-subleito é suportar as tensões de cisalhamento induzidas pelas cargas que estão submetidas. É importante entender que as tensões de cisalhamento transmitidas do agregado ao subleito podem ser orientadas para fora ou para dentro. De acordo com um resultado clássico da teoria da plasticidade, as tensões de cisalhamento externas diminuem a capacidade de sustentação do subleito, enquanto as tensões de cisalhamento internas aumentam a capacidade de sustentação do subleito. As tensões de cisalhamento induzidas pelas cargas dos veículos tendem a ser orientadas para o exterior, o que diminui a capacidade suporte do subleito. O intertravamento entre

a geogrelha e o agregado, resulta na diminuição do movimento lateral do agregado, como resultado, uma baixa tensão de cisalhamento orientada para o exterior é transmitida ao subleito. Além disso, este mecanismo fornece uma superfície rugosa na interface, o que gera tensões de cisalhamento internas que aumentam a capacidade de suporte do subleito.

O deslocamento na superfície do subleito é acompanhado de elevação adjacente do solo do subleito, a fim de começar o cisalhamento. Uma camada geossintética na interface assume uma forma de onda que a estica e tensiona. Quando um material flexível esticado tem uma forma curva, a tensão normal contra sua face côncava é maior que a tensão normal contra sua face convexa. Este efeito é conhecido como de “membrana tensionada”. O efeito da membrana tensionada é significativo apenas se as cargas de tráfego forem canalizadas e as profundidades dos deslocamentos forem relativamente grandes. A membrana tensionada, conseqüentemente carrega parte da carga, causando assim uma redução da tensão normal no subleito (Giroud et al., 1984).

2.3 Fatores da interação agregado–geogrelha

O desempenho das interações entre camadas de agregado e geogrelhas está associado a diversos fatores. Os principais fatores que influenciam nas interações das geogrelhas com as camadas de agregados são: propriedades físicas e mecânicas da geogrelha, dimensões e formas das partículas, densidade relativa da camada de agregado, tensão confinante na interface e, por fim, serão apresentados os ensaios laboratoriais que permitem avaliar a interação solo–geogrelha.

2.3.1 Propriedades físicas e mecânicas da geogrelha

Os materiais utilizados na produção de geogrelhas são, primeiramente, os polímeros sintéticos derivados do petróleo, como o polipropileno (PP), o poliéster (PET), o polietileno de alta (PEAD) e baixa densidade (PEBD), a poliamida (PA) e a fibra de vidro (FV). Outros materiais são utilizados na produção dos geossintéticos, mas com menos frequência. Na indústria, o negro de fumo é utilizado como aditivo e misturado ao polímero de base na fabricação de geogrelhas extrudadas, a fim de auxiliar o processo de fabricação, de forma a promover propriedades específicas, isto é, alta resistência aos raios ultravioletas (UV), resistência à oxidação, além de facilitar a diluição para garantir a homogeneidade do produto final. A principal diferença entre os reforços naturais e os polímeros derivados do petróleo é a garantia de uma maior estabilidade estrutural ao

longo da vida útil da construção dada pelos polímeros sintéticos. A seguir são apresentados as principais propriedades físicas e mecânicas das geogrelhas que afetam na interação agregado-geogrelha.

2.3.1.1 Propriedades físicas

Geogrelha é um tipo de geossintético com estrutura em forma de grelha com função predominante de reforço. A Figura 2.1 ilustra os elementos componentes de uma geogrelha. As barras ou nervuras e junções, são elementos resistentes à tração e interagem com o meio em que estão inseridos. Segundo Vertematti (2004) quando os elementos resistentes à tração possuem elevada resistência em apenas uma direção, a geogrelha é considerada unidirecional e bidirecional quando apresenta elevada resistência à tração nas duas direções principais. Conforme o direito à patente Walsh (2019), as geogrelhas triaxiais apresentam elevada resistência à tração em multi-direções do plano da geogrelha. Em relação ao processo de fabricação, as geogrelhas podem ser extrudadas, soldadas ou tecidas. Os geocompósitos são combinações de geossintéticos destinados a múltiplas funções, por exemplo, o geocompósito constituído por geogrelha e geotêxtil, neste caso, a geogrelha desenvolve a função de reforço e as funções de separação e drenagem são desenvolvidas pelo geotêxtil.

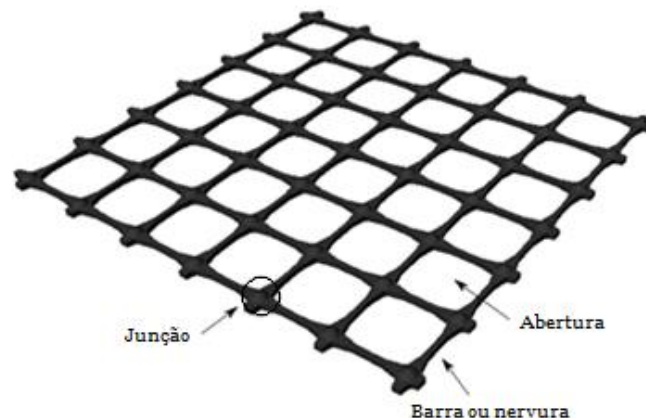


Figura 2.1 – Geometria da geogrelha biaxial e extrudada e seus elementos (junção, barra ou nervura e abertura)

Segundo Jacoby (2008) as geogrelhas biaxiais extrudadas são produzidas extrudando uma folha grossa de polipropileno usando uma matriz especialmente projetada que expulsa um tubo contendo aberturas espaçadas regularmente, estas aberturas são produzidas na folha após a folha ser solidificada. A folha extrudada é então orientada na direção longitudinal e transversal da máquina, reaquentando a folha até uma temperatura

abaixo do seu ponto de fusão e esticando-a sequencialmente. O produto final da geogrelha contém aberturas quadradas ou retangulares que são seccionadas por fios altamente orientados. Uma espessa secção de polímero não orientado está localizado nas junções entre os fios. Uma vez que o polímero nessas junções tem uma grande parte de orientação aleatória, os mesmos podem constituir áreas de fraqueza.

Usando estudos foto-elásticos em uma “geogrelha” ou grelha de aço, Dyer (1985) e Milligan et al. (1990) mostraram claramente a interação entre os membros transversais da grelha de aço e o solo circundante. A distribuição de carga passiva entre as barras transversais é uniforme apenas se as barras estiverem suficientemente distantes umas das outras. Conforme Cardile et al. (2017) um dos principais mecanismos de interação que afeta a resistência ao arrancamento das geogrelhas embutidas no solo é a resistência que se desenvolve contra os elementos transversais da geogrelha.

Zhou et al. (2012), utilizando a análise de micro-imagem capturaram os mecanismos de interação entre a areia e as nervuras transversais da inclusão, utilizando o ensaio de arrancamento. A análise da micro-imagem confirma que o solo localizado na frente da nervura transversal é submetido a um estado ativo de tensão enquanto atrás dele um estado passivo é alcançado, criando uma região de solo solta. Derksen et al. (2022) apresentam ensaios de interação da geogrelha com um solo transparente para investigar a transferência de carga na interface de diferentes reforços geossintéticos. Foram analisados os efeitos da dimensão da abertura da geogrelha, rigidez à tração, tipo de geogrelha e configurações de reforço na transferência de carga. Os autores verificaram que as tensões de cisalhamento na interface foram reduzidas à medida que a relação entre a abertura da geogrelha e a dimensão média das partículas aumentou.

Maghool et al. (2020) preveem o comportamento da deformação vertical para amostras de escória de aço com geogrelha triaxial e geogrelha biaxial. Os resultados indicam que a geogrelha biaxial demonstrou uma deformação vertical ligeiramente menor que a geogrelha triaxial. Isso pode ser atribuído ao tamanho de abertura maior da geogrelha biaxial, que fornece um melhor contacto entre os agregados acima e abaixo da camada de geogrelha. Um valor de coesão aparente mais alto foi alcançado com a inclusão da geogrelha biaxial em comparação com a interface da geogrelha triaxial. O comportamento observado pode ser atribuído ao maior tamanho de abertura da geogrelha biaxial em comparação com a geogrelha triaxial que deixa uma área maior de vazio planar para interação entre as partículas de agregado.

2.3.1.2 Propriedades mecânicas

Além das propriedades físicas, as propriedades mecânicas da geogrelha interferem na interação agregado-geogrelha. Góngora e Palmeira (2012), apresentam resultados de ensaios em estradas não reforçadas e não pavimentadas reforçadas com geogrelha. Cascalho e entulho reciclado de obras de construção e demolição foram usados como materiais de enchimento. Três tipos de geogrelhas manufaturadas com fibras de poliéster com diferentes características geométricas e mecânicas foram empregados como reforço em ensaios sob carregamento cíclico com frequência de 1 Hz. Foi esperado que quanto maior o valor do módulo de estabilidade da abertura da geogrelha (ASM) e rigidez secante (J) da inclusão, melhor seria o desempenho. Entretanto, somente na terceira etapa de carregamento ou segunda etapa de manutenção da rodeira, para um estado limite último da rodeira de 25 mm, a geogrelha com maiores valores de ASM e J apresentaram o melhor desempenho. No entanto, os resultados obtidos nos testes sugerem que outros fatores podem, simultaneamente, desempenhar papéis importantes no desempenho de estradas não pavimentadas reforçadas. O nível de interação entre o material de enchimento e a geogrelha (propriedades físicas), a rigidez à flexão dos membros (Brown et al. 2007, Palmeira 2009) e a resistência da geogrelha contra danos mecânicos certamente influenciam o desempenho da estrada.

2.3.2 Dimensões e formas das partículas de agregado

As dimensões e formas das partículas de agregado influenciam consideravelmente no desempenho dos solos reforçados. Segundo Jewell et al. (1984), quando o solo tem partículas com dimensões muito inferiores às aberturas das geogrelhas, a superfície de rotura ajusta-se à superfície lateral da grelha. À medida que a dimensão dos grãos aumenta, mantendo-se ainda inferior às aberturas da geogrelha, a superfície de rotura é tangente às barras transversais da geogrelha. Quando a dimensão dos grãos é idêntica à das aberturas da grelha, as partículas de solo colocam-se de encontro às barras transversais do reforço, e a rotura ocorre no interior da massa de solo. Neste caso, o coeficiente de interação atinge o valor máximo. A menor interação ocorre quando a dimensão das partículas de solo é tão grande que inibe a penetração dos grãos de solo nas aberturas da grelha.

Brown et al. (2007), relataram ensaios de carga em placas em grande escala em materiais de lastro ($d_{50} = 35-50$ mm) e reforçados por geogrelhas com diferentes resistências à tração. A investigação indicou que para o lastro de 50 mm, o tamanho ideal da abertura

era de 60-80 mm. Sadegui et al. (2020) estudaram a aplicação de vários tamanhos de abertura de geogrelha e suas posições na camada de lastro. O trabalho concluiu que a geogrelha biaxial com o tamanho de abertura (S_g) de 34 x 34 mm (direção longitudinal x direção transversal), localizada a 10 cm acima da base do lastro, com d_{50} igual a 29 mm, teve o efeito mais positivo na resistência e rigidez ao cisalhamento do lastro.

Sweta e Hussaini (2018) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto em larga escala a diferentes taxas de cisalhamento, para investigar o comportamento da camada de lastro não reforçado e reforçado com geogrelha. Lastro de granito ($d_{50} = 42$ mm) e cinco geogrelhas de diferentes tamanhos de aberturas (S_g) foram utilizados neste estudo. O valor mínimo de S_g/d_{50} para obter os benefícios da geogrelha, isto é, uma maior resistência ao cisalhamento das camadas de solo, foi determinado em uma relação de 0,90. O estudo revelou que o S_g/d_{50} ideal fica na faixa de $0,95 \leq S_g/d_{50} < 1,54$.

Gao e Meguid (2018) investigaram um modelo tridimensional de elementos discretos capaz de capturar a resposta do solo reforçado. Em relação a forma das partículas, a modelação de calcário triturado usando partículas de forma esférica resultou em uma resposta mais suave à carga e maiores assentamentos nos casos não reforçados e reforçados. Isso é atribuído ao fato de que partículas não esféricas ou aglomeradas se interligam melhor com a geogrelha, resultando em maior confinamento e melhoria nas propriedades de resistência ao cisalhamento do material granular. Além disso, partículas aglomeradas de calcário forneceram restrição adicional à rotação devido ao aumento da densidade de empacotamento.

2.3.3 Densidade relativa e tensão média efetiva

Conforme Jewell (1996), de um modo geral a densidade relativa do solo e a tensão média efetiva exercem influência no comportamento dilatante do solo. A Figura 2.2 ilustra a variação do ângulo de atrito no pico de resistência com a densidade relativa e tensão média efetiva em escala logarítmica natural. Um ângulo de atrito no pico de resistência confiável para uma camada de agregado compactada seria o correspondente à menor densidade relativa esperada e às maiores tensões médias efetivas esperadas na camada, sendo ϕ'_{cv} o ângulo de atrito no estado crítico e σ'_d a tensão desviatória efetiva.

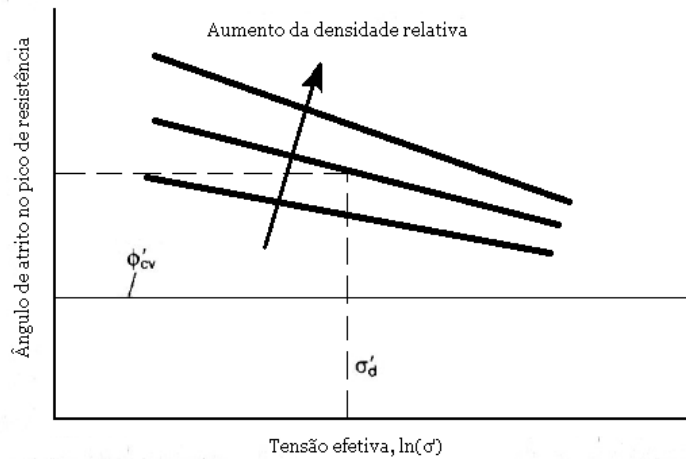


Figura 2.2 – Variação do ângulo de atrito no pico de resistência com a tensão média efetiva para solos granulares (adaptado de Jewell, 1996)

Os solos densos são mais resistentes e rígidos do que os solos soltos, apresentando comportamento dilatante e induzindo tensões de confinamento maiores. A densidade relativa é determinante na resistência e deformabilidade de um solo arenoso. A resistência máxima de um solo granular é fortemente condicionada pelas variações de volume do solo durante o cisalhamento. No início do processo de cisalhamento, os solos granulares densos apresentam um índice de vazios inferior ao crítico. Neste caso, as tensões cisalhantes provocam um aumento de volume e, conseqüentemente, um incremento significativo da resistência do solo (Sieira, 2003).

Lopes e Ladeira (1996a) estudaram a influência da densidade relativa do solo na resistência da interface solo-geogrelha, através de ensaios de arrancamento com uma geogrelha uniaxial em areia. Os autores observaram um ganho de resistência superior a 40% na resistência da interface solo-geogrelha quando a densidade relativa do solo passou de 50% para 86%. Este ganho de resistência pode ser atribuído à maior resistência do solo e da interface no caso do solo mais denso. Lopes e Lopes (2000) constataram que o aumento da tensão confinante inibe a dilatância que tende a ocorrer em solos densos, conduzindo a um aumento da resistência da interface solo-geossintético. A tensão confinante condiciona a resistência dos solos granulares, uma vez que o índice de vazios crítico diminui com o confinamento.

2.4 Ensaios laboratoriais para avaliar a resistência da interface

A resistência da interface solo–geogrelha é um fator importante para a elaboração de projetos de estruturas em solo reforçado. Na literatura existem diversos ensaios laboratoriais para determinar a resistência da interface solo-geogrelha. No que compete aos mecanismos de interação solo–geogrelha em estradas não pavimentadas, os ensaios de cisalhamento direto, ensaio de arrancamento, ensaio de deformação plana, ensaio de tração confinada com solo e ensaio de compressão triaxial, podem ser utilizados para se obter a resistência da interface solo–geogrelha. A comparação dos resultados de cada ensaio é muitas vezes bastante divergente, tendo em vista, os mecanismos, magnitude, direção dos esforços aplicados e, sobretudo, as condições de fronteira dos diferentes ensaios e, portanto, a utilização de normas para padronizar os ensaios é de extrema importância para a obtenção de parâmetros que serão utilizados como critério de projetos. A Figura 2.3 ilustra diferentes tipos de mecanismos de interação entre solo–geogrelha em uma estrutura de estrada não pavimentada em solo reforçado e os respectivos ensaios associados, a fim de avaliar estas interações. Em seguida, são apresentados diferentes ensaios laboratoriais utilizados para determinar a resistência da interface, aplicados à estrutura de estradas não pavimentadas em solo reforçado.

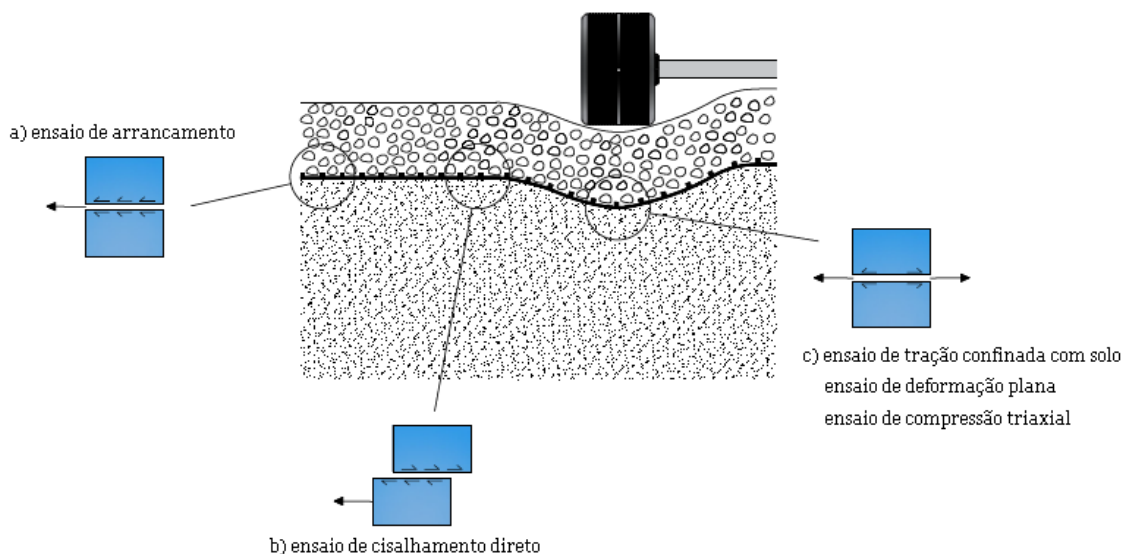


Figura 2.3 – Diferentes tipos de mecanismos de interação solo–geogrelha em uma estrutura de estradas não pavimentadas reforçado com geogrelha na base

2.4.1 Ensaio de cisalhamento direto

O ensaio de cisalhamento direto é conveniente para solos granulares e reproduz uma das condições de deformação plana. Em ensaios de cisalhamento direto convencional, a resistência ao cisalhamento é geralmente medida ao longo dos planos de acamamento do solo, em amostras preparadas convencionalmente através da parte superior do aparelho. Os planos de acamamento do solo geram uma orientação crítica para rotura no solo que apresenta uma menor resistência ao cisalhamento do que em outras orientações (Arthur e Menzies, 1972). Segundo Tatsuoka (1987), o ângulo de pico de atrito medido em ensaio de cisalhamento direto em solos granulares compactos pode frequentemente ser comparável ao medido em ensaios de compressão triaxial. O ensaio de cisalhamento direto é ilustrado na Figura 2.4 que mostra o incremento do deslocamento cisalhante (dx), o incremento de deslocamento vertical (dy), os quais descrevem o ângulo de dilatância do solo ψ (Equação 2.1).

$$\psi = \tan^{-1} \frac{dy}{dx} \quad (2.1)$$

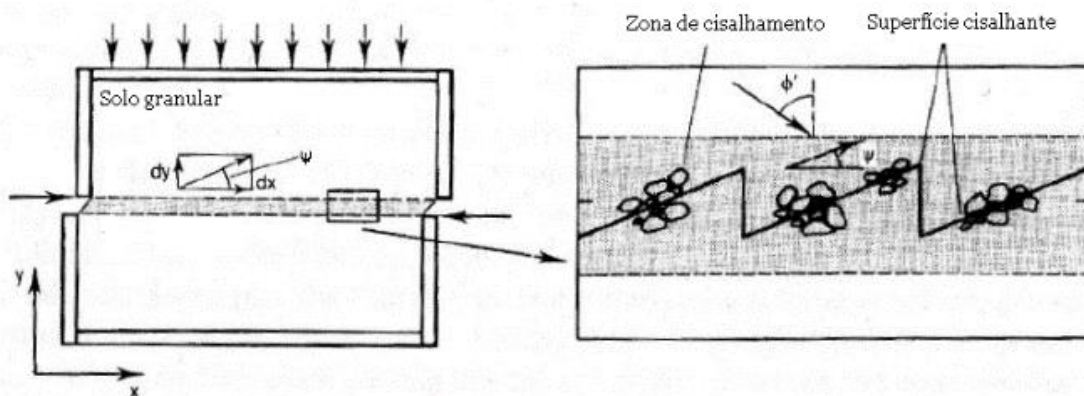


Figura 2.4 – Definição do ângulo de dilatância em ensaio de cisalhamento direto (adaptado de Jewell, 1996)

O ensaio de cisalhamento direto em solo reforçado tem como objetivo quantificar os parâmetros que exprimem a resistência da interface solo-reforço, são eles a adesão e o ângulo de atrito de interface. A parcela correspondente ao atrito pode ser desmembrada em diferentes componentes, dependendo do movimento relativo que ocorre na interface do geossintético. No caso de geogrelhas, no cisalhamento direto a parcela de resistência ao cisalhamento correspondente ao atrito na interface, que é a soma de duas parcelas, o atrito superficial no contacto solo-geogrelha e o atrito solo-solo (Jewell, 1996). Jewell et al. (1984) apresentaram uma relação para a contribuição relativa dos geossintéticos na

interface com o solo no ensaio de cisalhamento direto em função das propriedades físicas geossintéticas e dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo (Equação 2.2).

$$\tau_{ds} = c_a + f_{ds}\sigma_n \tan\phi' = c_a + \sigma_n[\alpha_S \tan\delta + (1 - \alpha_S)\tan\phi'] \quad (2.2)$$

τ_{ds} é a tensão de cisalhamento direto da interface entre a geogrelha e o solo, c_a é a adesão entre o solo e o geossintético, f_{ds} é o coeficiente da interface de cisalhamento direto, σ_n é a tensão normal, ϕ' é o ângulo de atrito interno do solo, δ é o ângulo de atrito entre o solo e o reforço e α_S é a razão da nervura da geogrelha, isto é, a razão da área da superfície das nervuras longitudinais e transversais da geogrelha em relação à área total da geogrelha. A resistência ao cisalhamento na interface do solo e da geogrelha é dependente do atrito entre o solo e as nervuras da geogrelha, e o atrito entre o solo acima e, se houver, abaixo da geogrelha e o solo em área aberta da geogrelha. O coeficiente de interface de cisalhamento direto pode, portanto, ser calculado com a Equação 2.3:

$$f_{ds} = 1 - \alpha_S \left(1 - \frac{\tan\delta}{\tan\phi'}\right) \quad (2.3)$$

Liu et al. (2009) realizaram uma série de ensaios de cisalhamento direto em larga escala, para obter mais informações sobre as resistências ao cisalhamento da interface solo–geogrelha de fios de PET. As interfaces de quatro solos e seis geogrelhas foram investigados. Foi proposto um modelo para avaliar a contribuição relativa de diferentes componentes: resistência ao cisalhamento entre o solo e a superfície das nervuras das geogrelhas, resistência ao cisalhamento interna do solo nas aberturas da geogrelha e a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais.

A Figura 2.7 ilustra as condições de contorno que foram adotadas nos ensaios de Liu et al. (2009). A investigação concluiu que a instalação de uma caixa de cisalhamento inferior é importante para ensaios de cisalhamento da interface solo–geogrelha. Os resultados apresentaram que uma caixa de cisalhamento inferior preenchida com o mesmo solo e com o mesmo tamanho das caixas de cisalhamento superior são mais apropriados (Figura 2.9a). Contudo, uma caixa inferior maior da área de carregamento não é adequado porque o solo fora da área de carregamento não está confinado o suficiente para fornecer resistência lateral (Figura 2.9b). Além disso, o uso de um plano rígido como caixa de cisalhamento não é apropriado porque o intertravamento do solo não é permitido ao usar esta instalação (Figura 2.9c).

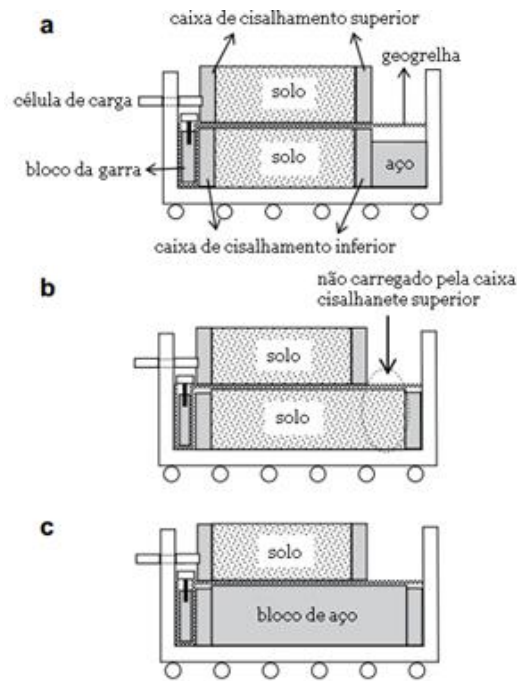


Figura 2.5 – Diferentes configurações da caixa inferior de cisalhamento (adaptado de Liu et al., 2009)

De acordo com Palmeira (2009), as condições de fronteira do ensaio de cisalhamento direto podem influenciar os resultados em amostras de solo reforçado, particularmente para pequenas caixas de cisalhamento, de forma que o aumento do atrito das paredes impeça a dilatância do solo e, conseqüentemente, aumente a resistência ao cisalhamento medida. Wang et al. (2016a) desenvolveram uma série de ensaios de cisalhamento direto monotônico, ensaios de cisalhamento direto cíclico e cisalhamento direto pós-cíclico, a fim de investigar o efeito do tamanho das partículas do solo no comportamento de cisalhamento monotônico, cíclico e pós-cíclico da interface. O solo grosso de sílica foi separado em 4 grupos de diferentes tamanhos das partículas (diâmetro): S1 (0,5 – 1,0 mm), S2(1,0 – 2,0 mm), S3(2,0 – 4,0 mm) e S4(4,0 – 8,0 mm). O tamanho das aberturas da geogrelha (S_g) utilizada foi de 35 x 25 mm e espessura das nervuras de 5,5 mm em ambas as direções. O cisalhamento cíclico aumentou a adesão aparente na interface e intensificou a dilatação do solo. Na condição monotônica, com o aumento do tamanho das partículas do solo, a tensão de cisalhamento de pico e a tensão de cisalhamento residual aumentaram, o que causou um aumento dos parâmetros de resistência da interface (coesão aparente e ângulo de atrito). A dilatação do solo foi maior na interface que possuía um tamanho maior de partícula do solo. Além disso, a interface solo-geogrelha apresentou uma diminuição da resistência durante o cisalhamento pós-pico.

Os ensaios de cisalhamento direto em larga escala realizados por Sweta e Hussaini (2018), utilizaram diferentes tensões normais (σ_n), variando de 35 a 140 kPa, a diferentes

taxas de cisalhamento (S_r) 2,5 a 10,0 mm/min. Os resultados dos ensaios de laboratório revelaram que a força de cisalhamento do lastro foi significativamente influenciada pela taxa de cisalhamento. O ângulo de atrito interno do lastro diminuiu de 66,5 ° para 58 ° quando a S_r aumentou de 2,5 para 10,0 mm/min. A análise por peneira das amostras após o ensaio revela que uma quantidade significativa de quebra de partículas ocorre durante o cisalhamento, a quebra foi relativamente maior para as partículas de tamanho maior que 40 mm de diâmetro. O valor da rotura, avaliado em termos do índice de rotura de Marsal (B_g), aumenta de 5,12 para 13,24%, com um aumento da S_r de 2,5 para 10,0 mm/min. Verificou-se que o valor de B_g aumentou de 5,12 para 7,2%, à medida que S_r aumenta de 2,5 para 10,0 mm/min ($\sigma_n = 35$ kPa). Além disso, foram propostas relações empíricas para prever o efeito da taxa de cisalhamento no ângulo de atrito das interfaces geogrelha de lastro e na quebra de lastro.

Sadegui et al. (2020) realizaram ensaios de carga com placa e ensaios de cisalhamento direto em larga escala, preparados com diferentes níveis de contaminação de areia. Amostras com várias percentagens de areia foram preparadas para os ensaios, assim como amostra limpas para efeito comparativo. Os resultados obtidos indicaram que a contaminação da areia reduz substancialmente a resistência ao cisalhamento (redução de até 33%), o ângulo de atrito (redução de até 23%) e o módulo de deformação (redução de até 57%) das camadas de lastro. Os resultados obtidos indicaram que o reforço da geogrelha reduziu o assentamento de lastro contaminado, aumentou a rigidez vertical do lastro (até 24%) e aumentou a força de cisalhamento do lastro (até 25%). Concluiu-se que a geogrelha 34 x 34 mm, localizada a 10 cm acima da base do lastro, tem o efeito mais positivo na resistência e rigidez ao cisalhamento do lastro. No entanto, se a contaminação da areia por lastro exceder 24%, o reforço da geogrelha não tem eficácia suficiente e a limpeza do lastro é fortemente sugerida.

2.4.2 Ensaio de arrancamento

Segundo Jewell et al. (1984) existem três principais mecanismos de interação solo-reforço: a) atrito lateral no contacto solo-geogrelha, b) impulso passivo em forma de cisalhamento nos membros transversais (Figura 2.6). O mecanismo de interação para geossintéticos, como os geotêxteis, é puramente por atrito superficial, enquanto que a geometria das geogrelhas e as dimensões das partículas de solo influenciam a resistência passiva mobilizada nos elementos transversais das geogrelhas. No entanto, no arraque das geogrelhas é considerado o impulso passivo dos membros transversais e a parcela

correspondente ao mecanismo de atrito lateral, considerando-se nula a contribuição do mecanismo de atrito solo-solo.

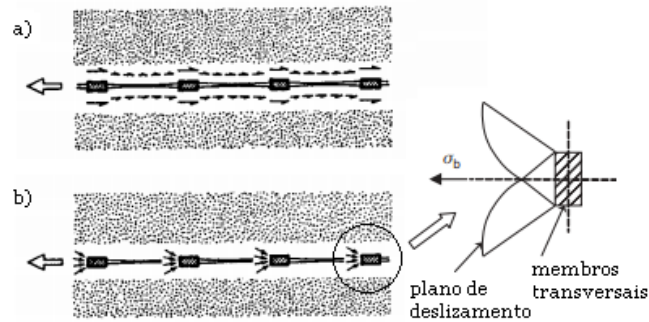


Figura 2.6 – Mecanismos de interação solo–geogrelha: (a) Atrito lateral no contacto solo-geogrelha (b) Impulso passivo em forma de cisalhamento devido aos membros transversais (adaptado Jewell et al., 1984)

Segundo Jewell et al. (1984) a máxima força axial $((P_R)_{max})$ que pode ser gerada pela aderência em reforços com aberturas, como é o caso das geogrelhas que é dada pela Equação 2.4. Sendo w_R e L_R , a largura e o comprimento total da geogrelha utilizada no ensaio de arrancamento, respetivamente; σ'_n é a tensão normal efetiva que age ao redor do solo; ϕ' é o ângulo de atrito efetivo do solo em contacto com a geogrelha; f_b é o coeficiente de aderência dado pela Equação 2.5; α_b é a fração disponível da largura da geogrelha que atua como resistência passiva; B é a altura dos elementos transversais; S o comprimento total de cada abertura da geogrelha e σ'_b é a tensão passiva gerada pelo solo nos membros transversais da geogrelha.

$$\frac{(P_R)_{max}}{2 \cdot L_R \cdot w_R \cdot \sigma'_n} = f_b \tan \phi' \quad (2.4)$$

$$f_b = \alpha_s \frac{\tan \delta}{\tan \phi'} + \frac{\sigma'_b}{\sigma'_n} \frac{B}{S} \frac{\alpha_b}{2 \tan \phi'} \quad (2.5)$$

O primeiro termo da Equação 2.5 representa a contribuição da resistência do atrito lateral, sendo o segundo termo a componente da resistência passiva exercida pelos elementos transversais embutidos no solo. A Figura 2.7 ilustra a equação de equilíbrio da força de arrancamento que age na geogrelha considerando um caso totalmente rugoso, ou seja, $\alpha_b = 1$.

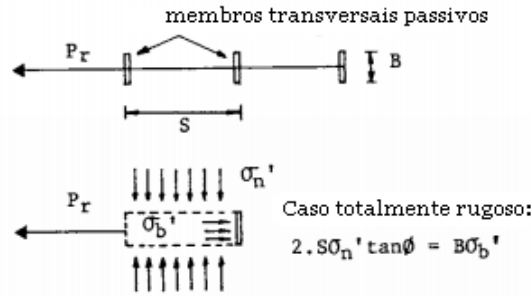


Figura 2.7 – Definições básicas para uma geogrelha e definição da equação para um caso totalmente rugoso (adaptado de Jewell et al., 1984)

Os parâmetros da Equação 2.5 conforme Jewell (1996) são bem definidos para o coeficiente de Terzaghi (N_q) = σ_b'/σ_n' (Terzaghi, 1943). O gráfico da Figura 2.8 ilustra as curvas representadas pelos limites superiores e inferiores do coeficiente de Terzaghi (σ_b'/σ_n'), para prever a componente passiva da resistência ao arrancamento em relação a diferentes ângulos de atrito. Dessa forma, a teoria da resistência da interface solo-geogrelha proposta por Jewell et al. (1984) foi o ponto de partida para muitos outros métodos analíticos (Abramento, 1993; Bergado e Chai, 1994; Sobhi e Wu, 1996; Madhav et al., 1998; Gurung e Iwao, 1999; Gurung, 2001; Palmeira, 2004; Moraci e Giofrè, 2006; Seira et al. 2009, Zhou et al., 2012).

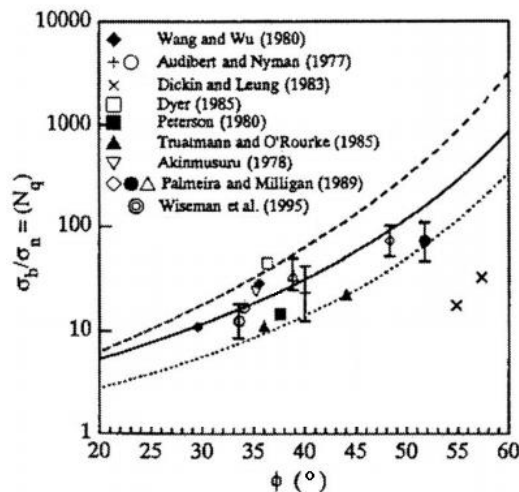


Figura 2.8 – Resultados dos ensaios com diferentes valores de ângulo de atrito e coeficiente de Terzaghi (adaptado de Matsui et al., 1996)

Pradhan et al. (1996) descrevem três mecanismos de rotura que variam com o nível de confinamento: rotura por arrancamento, rotura por tração e rotura composta. Para tensões confinantes baixas, ocorre a rotura por arrancamento do reforço. Neste caso, o deslocamento ocorre ao longo de todo o comprimento do reforço. A rotura por tração

ocorre para tensões de confinamento elevadas. Este tipo de rotura decorre de uma tensão de tração excessiva. O geossintético rompe por tração em algum ponto localizado na malha. Sendo assim, a rotura composta é uma combinação dos 2 mecanismos anteriores.

Segundo Palmeira (2009), os ensaios de arrancamento são relevantes para o estudo da resistência à ancoragem das geogrelhas. Nesse tipo de ensaio, a influência das condições de contorno é o mais relevante. Além disso, a interpretação dos resultados dos ensaios em geogrelhas não é fácil devido à geometria complexa de tais materiais e à influência de efeitos como dilatação do solo, além das características do carregamento e deformação do reforço. Os efeitos das condições de contorno fazem parte de marcantes trabalhos da literatura de ensaio de arrancamento (Palmeira, 1987; Palmeira e Milligan, 1989; Farrag et al., 1993; Lopes e Ladeira, 1996a; 1996b, Raju et al., 1998; Sugimoto et al., 2001, Moraci et al., 2004; Moraci e Recalcati, 2006). Moraci e Recalcati (2006) resumiram vários dispositivos para o ensaio de arrancamento que foram desenvolvidos por diferentes pesquisadores. Um aparelho de ensaio de arrancamento é composto por uma caixa de arrancamento rígida, um sistema de aplicação de carga vertical, um dispositivo de aplicação de força horizontal, um sistema de fixação e instrumentação. A Tabela 2.1 resume as principais características dos dispositivos existentes.

Tabela 2.1 – Resumo dos dispositivos utilizados no ensaio de arrancamento e características do ensaio (adaptado de Moraci e Recalcati, 2006)

| Centro de Pesquisa / Referência | Dimensões do dispositivo (LxWxH) (mm) | Característica do equipamento | Preparação da amostra | Tipo de ensaio |
|---|--|--|-------------------------------|--|
| Departamento de Transportes da Califórnia (Chang et al., 1977) | 1300 x 910 x 510 | Placas frontais removíveis | Compactação mecânica | Taxa de deformação constante |
| Instituto Tecnológico Asiático (Voottipruex et al., 2000) | 1279 x 762 x 508 | Mangas de metal na parede frontal; sistema de fixação fora da caixa | Compactação mecânica | Taxa de deformação constante |
| Universidade Tecnológica de Nagota (Sugimoto et al., 2001) | 680 x 300 x 625 | Parede frontal flexível e rígida; paredes laterais em material acrílico para análise de raios-X | Pluviação | Taxa de deformação constante |
| Universidade do Porto (Lopes e Ladeira, 1996b; Ferreira et al., 2020) | 1530 x 1000 x 800 | Mangas de metal na parede frontal; sistema de fixação fora da caixa; revestimento das paredes internas com espessa chapa de neoprene | Compactação mecânica | Taxa de deformação constante e ensaio com carregamento cíclico |
| Universidade de British Columbia (Fannin e Raju, 1993; Raju, 1998) | 1300 x 640 x 600 | Paredes frontal e traseira de alumínio; paredes laterais coladas com folha de vidro; medição de pressões na parede frontal; sistema de fixação fora da caixa | Pluviação | Taxa de deformação constante e ensaios cíclico com diferentes amplitudes e frequências (0,1 – 0,01 Hz) |
| Universidade de Saga (Alfaro et al., 1995a) | 1600 x 600 x 500 | Mangas de metal na parede; sistema de fixação dentro da caixa; membranas de borracha lubrificada nas paredes internas | Golpes e compactação mecânica | Taxa de deformação constante |

| | | | | |
|--|------------------------------------|--|----------------------|--|
| Universidade do Estado de Luisiana (Farrag et al., 1993) | 1520 x 900 x 760 | Mangas de metal na parede frontal; sistema de fixação dentro da caixa; amostra mais estreita que a largura da caixa | Compactação mecânica | Taxa de deformação constante e carga em etapas |
| Universidade de Kyushu (Ochiai et al., 1992) | 600 x 400 x 400 | Lubrificado no interior das paredes com membranas de borracha lubrificada | Pluviação | Taxa de deformação constante e ensaio cíclico |
| Universidade de Oxford (Palmeira e Milligan, 1989) | 254 x 150 x 500 1000 x 1000 x 1000 | Rugosidade diferente da parede lateral e frontal | Pluviação | Taxa de deformação constante |
| Universidade da Região de Calabria (Moraci et al., 2004) | 1700 x 600 x 680 | Mangas na parede frontal; sistema de fixação dentro da caixa; lubrificado dentro das paredes por meio de filme adesivo | Golpes | Taxa de deformação constante |

¹(LxWxH) significa comprimento, largura e altura do dispositivo, respetivamente.

Pesquisas foram realizadas para avaliar os efeitos da dilatação na resistência dos membros transversais das geogrelhas (Halyashi et al. 1999; Wang e Richwien, 2002; Alfaro et al., 1995b; Sobolevsky, 1995; Alfaro e Pathak, 2005). No caso dos ensaios de arrancamento, ocorre um comportamento diferente se comparado com os ensaios de resistência ao cisalhamento, pois neste caso o fenômeno da dilatação é impedido. Segundo Hayashi et al. (1999), ao estar impedido tal efeito por causa da ação dos elementos transversais da geogrelha, provoca-se um aumento da tensão normal na interface solo-geossintético, provocando assim um aumento na resistência ao arrancamento.

Além disso, alguns estudos avaliaram as características do tipo de carregamento e os efeitos que ocasionam no solo reforçado (Raju e Fannin, 1998; Moraci e Cardile, 2009; Moraci e Cardile, 2012; Cardile et al., 2019; Ferreira et al., 2020). A modelação numérica no ensaio de arrancamento, sobretudo, pode facilitar a compreensão de alguns mecanismos e fatores que podem influenciar os resultados destes ensaios e foram estudados por diversos autores (Wilson-Fahmy et al., 1994; Yogarajah e Yeo, 1994; Perkins, 2001, Khedkar e Mandal, 2009, Wang et al., 2016b, Tran et al., 2013, Razzazan et al. 2019).

2.4.3 Ensaio de tração confinada com solo

O ensaio de tração confinada com solo foi proposto por McGown et al., (1982) e prevê o comportamento força-deslocamento do geossintético confinado com o solo submetido a uma tensão de confinamento. O autor apresentou um tipo de ensaio que a extremidade final da amostra de geotêxtil seja fixada em uma estrutura imóvel, além disso membranas de borracha lubrificadas que confinam o conjunto solo-geotêxtil permite que a massa de solo analisada possa se contrair lateralmente, a fim de evitar uma resposta mais rígida do geotêxtil à tração. Segundo Palmeira et al. (1996), neste ensaio as extremidades do geotêxtil foram endurecidas por impregnação de resina epóxi, o que aumentou o efeito de arqueamento e, conseqüentemente uma má distribuição de carregamento. Boyle et al. (1996) propuseram um aparelho com o intuito de evitar o efeito de arqueamento do solo, onde todo o comprimento do geotêxtil é esticado. Nesse caso, as paredes laterais funcionam como grampos. Além disso, os autores realçam que os ensaios de tração confinada com solo, controlados por carga, podem resultar em aumento da tensão normal durante os ensaios e não pode ser correlacionado com valores de rigidez isolados. Outros estudos foram realizados com o ensaio de tração confinada com solo (Siel et al.,

1987; Wu e Arabian, 1988; Kokkalis e Papacharisis, 1989; Ling et al., 1992; Gomes, 1993; Helwany e Shih, 1998; Mendes et al., 2007).

Entretanto, o ensaio de tração confinada com solo pode ser utilizado também com geogrelhas em um solo arenoso ou pedregulhoso, a fim de avaliar o embricamento das partículas de solo nas proximidades do reforço. Recentemente, Balakrishnan e Viswanadham (2017) realizaram ensaios no dispositivo de tração confinada com solo (Figura 2.9) controlados por deslocamento para avaliar as características de tração e deformação da geogrelha. Este estudo discutiu o efeito da tensão normal e tipo de solo na resistência à tração da geogrelha. A geogrelha confinada no solo e a aplicação de tensão normal aumentaram a carga de tração mobilizada e a rigidez à tração da geogrelha. A rigidez secante foi o parâmetro utilizado para quantificar a melhoria nas características de carga-deformação da geogrelha sob confinamento, em comparação com os valores da geogrelha não confinada. Além disso, observou-se que a geogrelha exibiu menor rigidez secante quando embebida em solo compactado a umidade ótima.

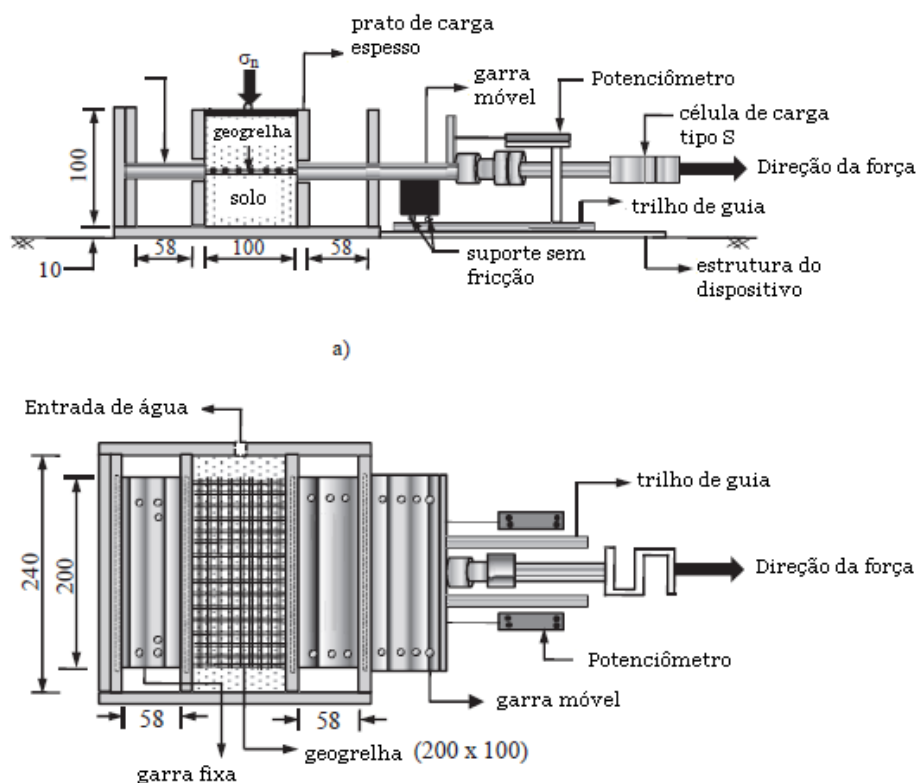


Figura 2.9 – Configuração do ensaio de tração confinada com solo (adaptado de Balakrishnan e Viswanadham, 2017)

2.4.4 Ensaio de deformação plana

Ensaio laboratoriais de deformação plana realizados em solos reforçados foram empregados por numerosos estudos (Abramento, 1993; Peng et al., 2000; Ketchart e Wu, 2002; Kongkitkul et al., 2007; Hou et al., 2011; Jacobs et al., 2012; Lin et al., 2013; Liu et al., 2014). De um modo geral, todos estes estudos avaliaram a resistência da interface solo-geossintético, sob condições de deformação plana. Larson (1992) desenvolveu um dispositivo para ensaio em deformação plana, conhecido como célula APSR (*Automated Plane Strain Reinforcement*), que é capaz de medir diretamente a força de tração transferida para uma inclusão de reforço, à medida que o solo que está no entorno da inclusão seja cisalhado. Abramento (1993) realizou ensaios com o APSR e os resultados mostraram que os principais fatores que afetam a distribuição e magnitude da força de tração elástica no reforço são: o tamanho da inclusão dentro do dispositivo; as propriedades de resistência do reforço e do solo sem reforço; a variação de volume sofrida pelo solo sem reforço e a magnitude da tensão de cisalhamento imposta. O estudo evidenciou que embora o deslizamento por atrito na interface solo–inclusão possa reduzir a transferência de carga, esses efeitos são insignificantes para valores práticos de atrito da interface.

Liu et al. (2014) desenvolveram um estudo muito interessante para avaliar o comportamento de areias reforçadas com geogrelha em uma série de ensaios de compressão em deformação plana, com amostras de 56 cm de altura por 56 cm de largura e 45 cm de comprimento. Os materiais utilizados nesse estudo foram uma areia padrão de Ottawa e 4 tipos de geogrelhas (GG1, GG2, GG3 e GG4) PET exibindo rigidez na faixa de 750-1700 kN/m em 5% de extensão.

Esta investigação variou alguns parâmetros como a densidade relativa da areia, pressões de confinamento, tipos de geogrelhas e condições de ancoragem do reforço. Neste estudo, o dispositivo de ensaio de deformação plana (Figura 2.10), permitiu que uma camada de geogrelha fosse ancorada nos dois lados de uma caixa, a resposta à tração da geogrelha ao longo da carga foi monitorada durante os ensaios. As respostas da areia não reforçada e areia reforçada na presença e ausência de ancoragem de reforço foram comparadas.

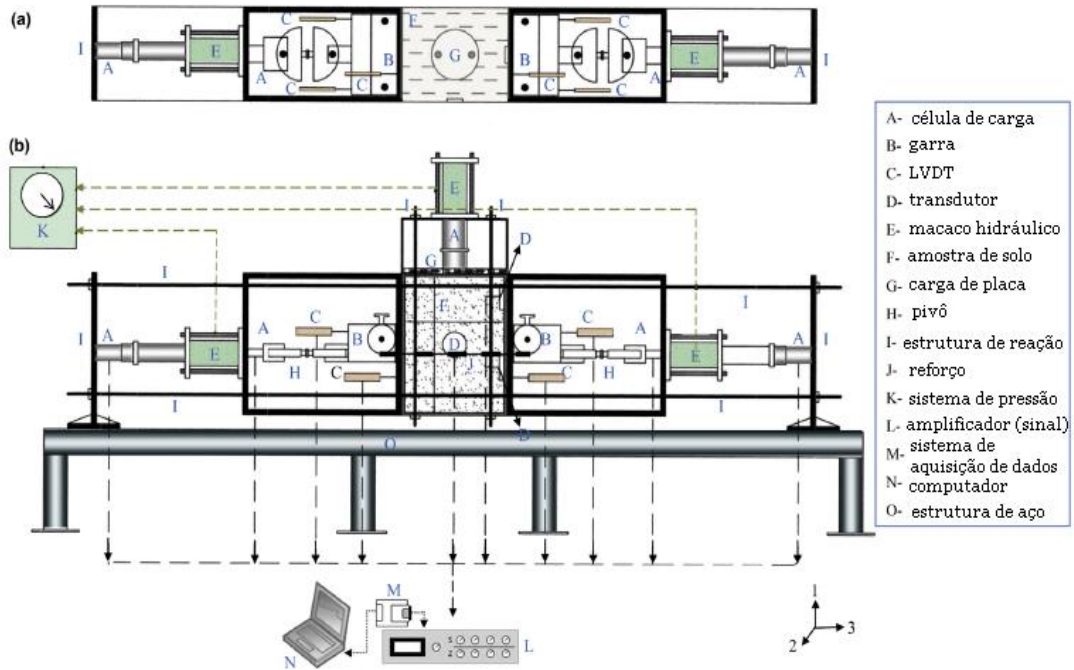


Figura 2.10 – Dispositivo de compressão à deformação plana: (a) Vista de planta (b) Vista da secção transversal (adaptado de Liu et al., 2014)

A Figura 2.11 e 2.12 ilustram alguns dos resultados obtidos por Liu et al (2014). Sendo a geogrelha GG1 com menor rigidez e a geogrelha GG4 com maior rigidez. Segundo os autores a dilatação do solo tendeu a aumentar quando a densidade do solo aumentou e a pressão confinante diminuiu. Comparados com areia não reforçada, em condições ancoradas e não ancoradas, as amostras que incluíram o reforço exibiram níveis mais baixos de dilatação. Isso ocorre porque a mobilização da força de tração no reforço restringe a expansão lateral de amostras reforçadas: a deformação horizontal da areia é resistida pela pressão confinante aplicada e as cargas de tração são mobilizadas na amostra de areia reforçada.

A tendência de suprimir a dilatação nas amostras ancoradas e não ancoradas aumentou com o aumento da rigidez do reforço; no entanto, efeitos distintos foram observados no caso de areia densa sob baixa pressão confinante. A disparidade nas forças de cisalhamento de amostras ancoradas e não ancoradas aumentou em alta tensão axial, sugerindo que o efeito da ancoragem do reforço foi aumentado quando a amostra se expandiu lateralmente. A comparação desses dados com a deformação volumétrica das amostras não ancoradas revelou que a ancoragem do reforço restringia efetivamente a dilatação da areia em amostras densas. No entanto, a disparidade nas respostas volumétricas de amostras não ancoradas e ancoradas foi insignificante em amostras de areias soltas. Isso ocorre porque o solo solto tende a comprimir, em vez de dilatar,

quando cortado; consequentemente, a força elástica mobilizada gerada como resultado da ancoragem do reforço se torna ineficaz na supressão volumétrica quando o solo não se dilata.

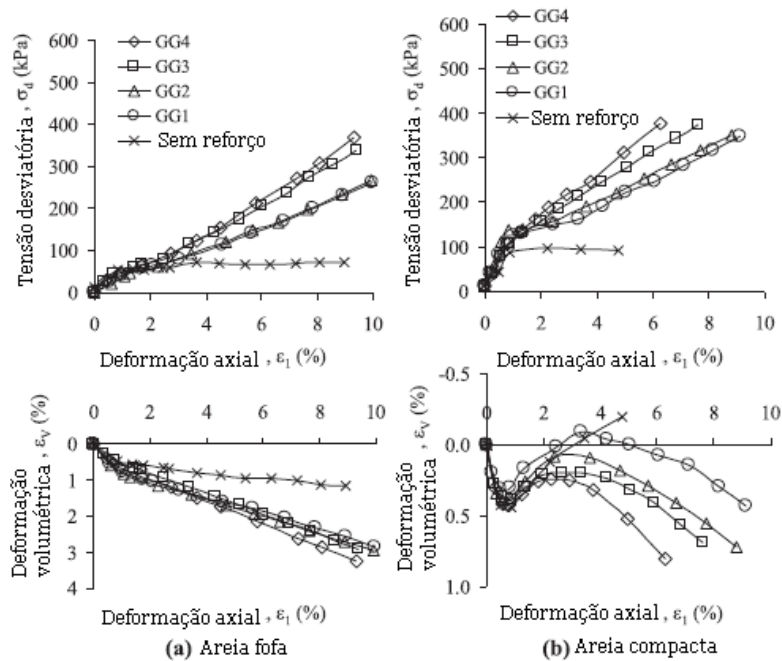


Figura 2.11 – Resposta tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial da areia não reforçada e ancorada sob $\sigma_3 = 12,5$ kPa: (a) Areia fofa (b) Areia compacta (adaptado de Liu et al., 2014)

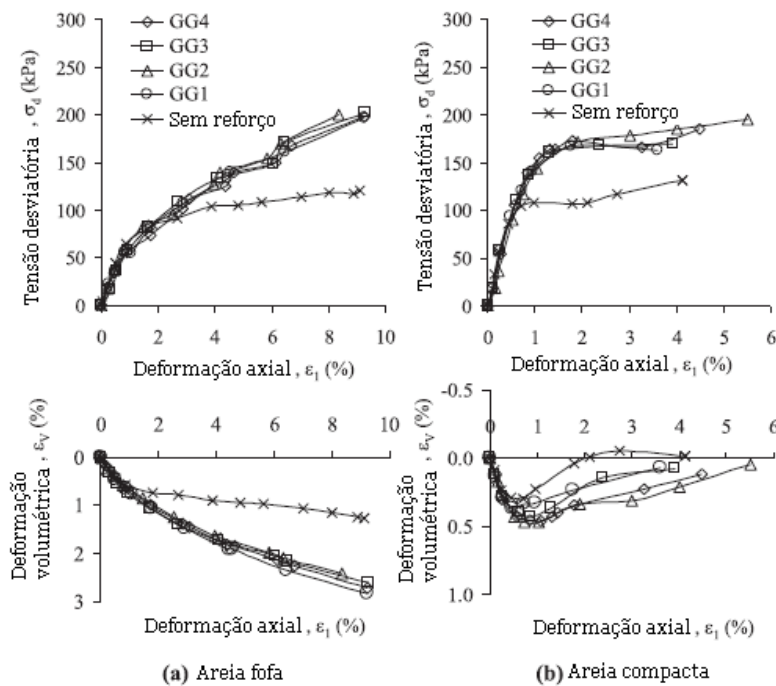


Figura 2.12 – Resposta tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial da areia não reforçada e não ancorada sob $\sigma_3 = 25$ kPa: (a) Areia fofa (b) Areia compacta (adaptado de Liu et al, 2014)

O principal objetivo do estudo realizado por Liu et al. (2014) foi investigar o efeito da ancoragem do reforço no comportamento da areia reforçada sob compressão em deformação plana. Algumas conclusões foram retiradas deste estudo como, por exemplo: 1) A ancoragem da geogrelha nas duas extremidades pode restringir a expansão lateral de amostras reforçadas, o que oferece várias vantagens sobre a areia não ancorada; 2) A combinação da alta rigidez da geogrelha com a alta densidade relativa do solo melhora a eficácia do aprimoramento da resistência ao cisalhamento no caso de areia ancorada; 3) A interação solo-grão de areia e a ancoragem da geogrelha aumentam a força de cisalhamento quase igualmente na amostra solta, enquanto que nas amostras densas, a ancoragem da geogrelha contribui com uma grande parte do aprimoramento total da força de cisalhamento, quase três vezes mais que a contribuição da interação solo-geogrelha. Portanto, este estudo enfatizou a importância de ancorar a geogrelha no aprimoramento da resistência ao cisalhamento do solo reforçado.

Um novo aparelho para ensaios laboratoriais para avaliar a resistência da interface foi apresentado por Derksen et al. (2021). Este aparelho utiliza um solo transparente que permite uma observação desobstruída da interface para investigar a interação que ocorre ao longo do reforço. Isto permitiu medir as deformações dos membros transversais, os deslocamentos axiais dos membros longitudinais e as deformações do solo.

2.4.5 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é amplamente utilizado para solos granulares. Os procedimentos dos ensaios triaxiais podem ser estabelecidos por texto de referência (Bishop e Henkel, 1957). Os ensaios triaxiais em solos reforçados são utilizados, principalmente, com o objetivo de analisar os mecanismos de interação entre solo e inclusão e difere dos outros ensaios devido as diferentes condições de fronteira estabelecida, sobretudo, devido ao eixo de simetria da carga ou condição de carregamento axissimétrico. Uma grande variedade de estudos avaliou por meio de ensaios triaxiais o comportamento de camadas de solo com diferentes inclusões: geotêxtil (Haeri et al., 2000, Naeini e Gholampoor, 2004, Noorzad e Mirmoradi, 2010, Nguyen et al., 2013, Goodarzi e Shahnazari, 2019), geocélulas (Bathurst e Karpurapu, 1993, Chen et al. 2013, Song et al., 2019) e geogrelhas (Wayne et al., 2011, Abu-Farsakh et al., 2012, Chen et al., 2014, Nair e Latha, 2015, Byun et al., 2019, Byun e Tutumluer, 2019, Han et al., 2019). A Tabela 2.2 mostra as principais conclusões gerais dos estudos que envolveram ensaios triaxiais em solo reforçado com geogrelha.

Tabela 2.2 – Estudos com ensaios triaxiais realizados em camadas de agregado em solo reforçado com geogrelha

| Referências | Dimensões (HxD) ¹ (mm) | Geogrelha (material) | Agregado (diâmetro médio, d ₅₀) | Tipo de ensaio | Principais conclusões gerais |
|---------------------------|-----------------------------------|------------------------------------|---|---|---|
| Wayne et al. (2011) | 150x 300 | Triangular (PP) | Britado de Kentucky (d ₅₀ = 15,2 mm) | Ensaio de carga repetida | <ul style="list-style-type: none"> O aumento da rigidez da camada de agregado melhora o desempenho a longo prazo e a vida útil à fadiga. A camada mecanicamente estabilizada oferece resistência à deformação permanente a longo prazo. É necessário um modelo apropriado para vincular o benefício de desempenho a longo prazo da camada estabilizada. Para as geogrelhas, os modelos de desempenho são normalmente desenvolvidos a partir dos resultados do ensaio acelerado de pavimento. |
| Abu-Farsakh et al. (2012) | 150 x 300 | Retangular e Triangular (PP e PET) | Calcário britado (d ₅₀ = 5mm) | Ensaio de carga repetida | <ul style="list-style-type: none"> A geogrelha ajudou a reduzir o acúmulo de deformação permanente das amostras de base granular sob os ensaios cíclicos. A melhoria foi considerada em função da resistência à tração da geogrelha, localização da geogrelha na camada menos afetada pela geometria da geogrelha. Dos diferentes fatores estudados (localização da geogrelha, geometria e resistência à tração), a localização da geogrelha provou ter maior influência na redução da deformação permanente. |
| Chen et al. (2014) | 300 x 600 | Retangular (PVC) | Lamito britado (d ₅₀ = 21 mm) | Taxa de deformação constante | <ul style="list-style-type: none"> O número de camadas de geogrelha não tem efeito notável sobre os coeficientes de pressão da água dos poros e a natureza solta da microestrutura do solo de granito degradado intemperizado e as grandes aberturas das geogrelhas são as razões para a estabilidade dos coeficientes de pressão da água dos poros. As camadas da geogrelha e a mobilização do comportamento de cisalhamento da interface da geogrelha determinam as formas de rotura das amostras. |
| Nair e Latha (2015) | 300 x 600 | Retangular (PP) | Grosso com alta angularidade (d ₅₀ = 10 mm) ² | Taxa de deformação constante e ensaio cíclico | <ul style="list-style-type: none"> A tensão desviatória de pico sustentada pelos sistemas reforçados pode ser quase três vezes a tensão de pico sustentada pelos sistemas não reforçados sob condições de carregamento estático. A amostra atingiu um ponto de saturação de reforço para seu tamanho em três camadas e qualquer reforço adicional não resultou em nenhum benefício extra. |

| | | | | | | |
|-------------------------|-----------|------------------------------|--|------------------|---|--|
| Byun et al. (2019) | 150 x 300 | Retangular e Triangular (PP) | Britado (d ₅₀ = 8,4 mm) | | Ensaio de carga repetida | <ul style="list-style-type: none"> Os perfis do módulo de cisalhamento estimados na metade superior da amostra forneceram as caracterizações da camada estabilizada mecanicamente e variaram de acordo com a tensão de confinamento e o tipo de geogrelha. Este estudo demonstrou que os perfis do módulo de cisalhamento estimados pela caracterização da onda de cisalhamento podem ser usados efetivamente para quantificar o aumento da rigidez local nos sistemas compostos de geogrelha-agregado. |
| Byun e Tutumluer (2019) | 150 x 300 | Retangular (PP) | Britado = 8,4 mm) | (d ₅₀ | Ensaio de carga repetida | <ul style="list-style-type: none"> O módulo de cisalhamento do meio da amostra estabilizada foi maior do que na extremidade superior da amostra estabilizada, enquanto os módulos de cisalhamento em ambas as alturas da amostra não estabilizada foram semelhantes entre si. Os resultados demonstraram que o módulo de cisalhamento mais alto no meio da amostra estabilizada correspondeu a uma zona mais rígida e, portanto, contribuiu para o menor acúmulo de deformação axial permanente e uma menor deformação lateral da amostra. |
| Han et al. (2019) | 150 x 300 | Retangular e Triangular (PP) | Britado de Tenessi (d ₅₀ = 4 mm) ² | | Ensaio de carga repetida e ensaio cíclico | <ul style="list-style-type: none"> O módulo de resiliência do ensaio de carga repetida e o módulo de cisalhamento da interface resiliente possui um grande potencial para caracterizar o material de base granular reforçado com geogrelha. Os resultados dos ensaio triaxiais cíclicos mostraram que as geogrelhas não teve um efeito significativo no comportamento resiliente das amostras reforçadas em comparação com as amostras não reforçadas. O ensaio triaxial cíclico em termos de módulo de resiliência pode não ser eficaz na avaliação dos efeitos do reforço de geogrelha em materiais granulares não ligados. |

¹(HxD) significa altura e diâmetro da amostra, respetivamente.

² Valores aproximados do diâmetro médio (d₅₀).

Inclusões multiorientadas foram utilizadas em investigações (Lawton et al., 1993, Zhang et al. 2006) para avaliar o comportamento mecânico de novos formatos de elementos de reforço. Zhang et al. (2006) descreveram que os resultados experimentais mostraram que o reforço em três dimensões (3D) não só confere uma coesão aparente ao solo, mas também aumenta significativamente o ângulo de atrito interno, especialmente com reforços 3D de dupla face. Além disso, a resistência ao cisalhamento do solo reforçado com inclusões 3D aumentaram com o aumento da altura dos reforços verticais. Os autores concluíram que os reforços verticais de lado duplo resultaram em maior aumento na resistência ao cisalhamento do que reforços de lado único, tendo em conta, as amostras com a mesma altura vertical.

A seguir são apresentados os principais conceitos introdutórios de modelação física, a teoria de modelação física para geogrelhas modelos, alguns estudos que avaliaram mecanismos e a resposta dos solos reforçados com geogrelhas modelos e estudos recentes que consideraram a tecnologia de impressão 3D em ensaios laboratoriais com solos.

2.5 Modelação física

A modelação física utilizada na engenharia geotécnica é fundamentada pela Teoria de Semelhança Física de Galileu. Esta técnica preocupa-se em replicar um evento comparável ao que pode existir em escala real. Uma característica especial da modelação geotécnica é a necessidade de reproduzir o comportamento mecânico do solo tanto em termos de resistência, quanto de rigidez. Segundo Taylor (1995) o modelo de centrífuga representa uma importante ferramenta à disposição do engenheiro geotécnico, pois permite o estudo e a análise de problemas de projeto com o uso de materiais geotécnicos. Análogos existem em outros ramos da engenharia civil: a prensa hidráulica na engenharia estrutural, o túnel de vento na engenharia aeronáutica, a calha na engenharia hidráulica e a célula triaxial na engenharia geotécnica. Em todos os casos, um modelo é testado e os resultados são extrapolados para uma situação de protótipo. Além disso, os modelos de centrífugas mantêm relações de proporcionalidade inversa entre o campo inercial gerado e as dimensões do protótipo. Dessa maneira, a técnica viabiliza a utilização de modelos menores e mais baratos. No entanto, a grande vantagem desse método para a geotecnia reside na aceleração dos efeitos dos fenômenos ligados ao adensamento. A escala de tempo no modelo é extremamente vantajosa, permitindo uma redução considerável em relação ao protótipo.

O comportamento do solo em um modelo geotécnico é regido, em grande medida, pelas tensões efetivas instaladas. As tensões num ponto no modelo devem ser as mesmas que as tensões no ponto correspondente no protótipo. Ao contrário dos solos, devido a condição de semelhança não é permitido o uso de materiais geossintéticos idênticos em estudos de modelo e protótipo. Dessa forma, a tecnologia de impressão 3D é uma tecnologia inovadora que facilita a fabricação de novos modelos e permite estudar as propriedades do geossintético modelo isolado (não confinado) e confinado no solo. A seguir são apresentados a teoria de modelação de geogrelhas e estudos recentes que consideraram a tecnologia de impressão 3D em ensaios laboratoriais com solos.

2.5.1 Teoria de modelação de geogrelhas

De acordo com Viswanadham e König (2004) uma grande dificuldade encontrada em estudos de modelos envolvendo materiais, como geogrelha é a seleção, modelação dos materiais ideais e a sua instrumentação. Dessa forma, antes de escolher o modelo geossintético, deve-se fazer um levantamento para controlar o efeito escala. Diversas pesquisas foram propostas que modelaram o reforço geossintético para compreender o comportamento de estruturas de solo reforçadas tanto em condições de gravidade normal $1g$, quanto em condições de gravidade acelerada N_g (N = fator de escala/nível de gravidade) (Ovesen, 1984; Bilvet et al., 1986; Love et al., 1987; Mitchell et al., 1988; Taniguchi et al., 1988; Li et al., 1991; Gourc et al., 1992; Springman et al., 1992; Porbaha e Goodings, 1994; Moghaddas-Nejad e Small, 1996; Mahmud e Zimme, 1997; Zornberg et al., 1997; Jackson e Craig, 1998; Sato et al., 1998; Pinto e Cousens, 1999).

O comportamento de estruturas de solo reforçadas em condições de gravidade normal e acelerada pode ser compreendido por estudos de modelos envolvendo materiais geossintéticos impressos em 3D. O material impresso selecionado da geogrelha modelo está associado às propriedades desejadas da geogrelha protótipo. De fato, o controlo dos parâmetros do modelo relacionados ao protótipo pode ser realizado principalmente por meio da técnica de modelação por centrífuga. Viswanadham e König (2004) forneceram um conjunto de diretrizes para a seleção de um modelo de geogrelha para estudos de modelo físico, especialmente em uma centrífuga geotécnica, para a qual foi realizada análise dimensional simples, os fatores de escala relevantes para modelação de materiais geossintéticos tanto para $1g$ quanto para ensaios de N_g . A Figura 2.13 ilustra as características da geogrelha do modelo idealizado.

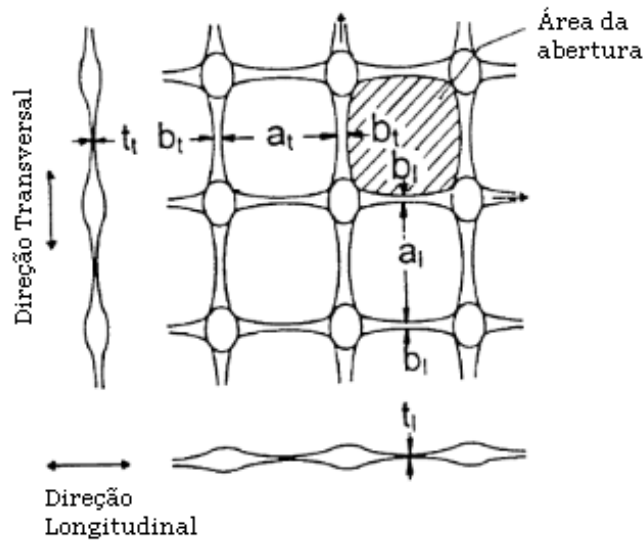


Figura 2.13 – Características da geogrelha modelo idealizado (adaptado de Viswanadham e König, 2004)

De acordo com Viswanadham e König (2004) a validade da condição de semelhança geométrica do modelo em relação ao protótipo, pode ser escrita da seguinte forma:

$$\frac{(a_t)_m}{(a_t)_p} = \frac{(b_l)_m}{(b_l)_p} = \frac{(t_l)_m}{(t_l)_p} = \frac{1}{N} \quad (2.6)$$

$$\frac{(a_l)_m}{(a_l)_p} = \frac{(b_t)_m}{(b_t)_p} = \frac{(t_t)_m}{(t_t)_p} = \frac{1}{N} \quad (2.7)$$

onde: a é a abertura da geogrelha, b a largura da nervura, t a espessura média, N o fator de escala, os sufixos l e t indicam a direção longitudinal e transversal, os sufixos m e p são usados para indicar o modelo e protótipo, respectivamente.

A fim de reduzir as dimensões das nervuras por um fator N; é necessário reduzir a área da secção transversal da nervura por unidade de comprimento (A') em ambas as direções longitudinal e transversal. Isto pode ser dado por:

$$(A')_l = \frac{b_l t_l}{a_t + b_t}$$

$$(A')_t = \frac{b_t t_t}{a_l + b_l}$$

Ao combinar a Equação (2.6) e (2.7) a razão da área da secção transversal da nervura e o somatório das dimensões da abertura medidas do centro ao centro das nervuras para o modelo e para as geogrelhas protótipo, em ambas as direções longitudinais e transversais podem ser escritas como:

$$\left(\frac{b_l t_l}{a_t + b_t}\right)_m = \frac{(b_l t_l / a_t + b_t)_p}{N} \quad (2.8)$$

$$\left(\frac{b_t t_t}{a_l + b_l}\right)_m = \frac{(b_t t_t / a_l + b_l)_p}{N} \quad (2.9)$$

A fim de evitar qualquer perda de contacto solo–geogrelha, também é necessário garantir o mesmo percentual de áreas abertas entre o modelo e o protótipo, sendo:

$$f_m = f_p \quad (2.10)$$

onde:

$$f = \left(\frac{a_l a_t}{(a_l + b_l) + (a_t + b_t)}\right)$$

A Figura 2.14 representa o comportamento mecânico à tração da geogrelha modelo e protótipo. Supondo que as tensões de tração na geogrelha são idênticas no modelo e protótipo, a lei constitutiva da geogrelha ($\sigma = E\varepsilon$) e as deformações são idênticas da geogrelha modelo e protótipo, o fator de escala para a resistência à tração da geogrelha modelo (T_g) pode ser deduzido para a condição N_g da seguinte forma:

$$\frac{(T_g)_m}{(T_g)_p} = \frac{E\varepsilon A'_m}{E\varepsilon (NA'_m)} = \frac{1}{N} \quad (2.11)$$

sendo:

$$T_g = \sigma A'$$

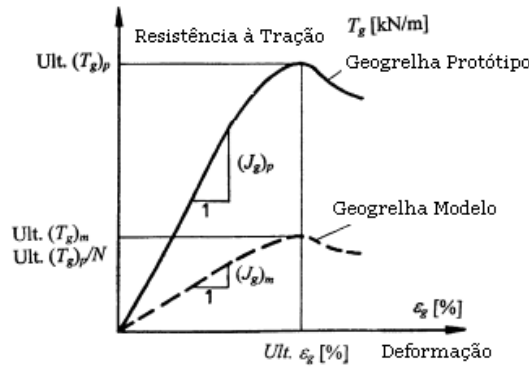


Figura 2.14 – Comportamento idealizado da resistência à tração–deformação de geogrelha protótipo e modelo (adaptado de Viswanadham e König, 2004)

Com base nas considerações acima, apresenta-se um resumo das relações de escala para modelar materiais geossintéticos modelo 1g e Ng (Tabela 2.5). Considerando as leis de escalonamento acima para estudos de 1g, a resistência à tração e a rigidez secante da geogrelha modelo devem ser $1/N^2$ vezes a resistência à tração e rigidez secante, da geogrelha protótipo. Portanto, embora o fator de escala seja baixo para estudos de modelos em condições de gravidade normal, é necessário considerar a geogrelha reduzida.

Tabela 2.3 – Fatores de escala para modelação de geogrelhas (adaptado de Viswanadham e König, 2004)

| Parâmetros | Fatores de escala | |
|---|-------------------|---------------------|
| | Modelo 1g | Modelo Ng |
| Deformação do geossintético ϵ_g (%) | 1 | 1 |
| Comprimento a, b e t (mm) * | 1/N | 1/N |
| Deslocamento δ (mm) | 1/N | 1/N |
| Secção transversal da área da nervura A (m ²) | 1/N ² | 1/N ² ** |
| Secção transversal da área da nervura/unidade de comprimento A' (m) | 1/N | 1/N |
| Resistência à tração T_g (kN/m) | 1/N ² | 1/N** |
| Módulo secante J_g (kN/m) | 1/N ² | 1/N |
| Força de arrancamento P (kN) | 1/N ³ | 1/N ² |
| Tensão de ligação τ_b (kN/m ²) | 1/N | 1 |
| Ângulo de atrito solo–geossintético ϕ_{sg} (°) | 1 | 1 |

* a, b, t: Dimensões geométricas nas direções longitudinal e transversal da geogrelha (Figura 2.14).

** $A_m / A_p = 1 / N^2$; $(T_g)_m = (T_g)_p = 1 / N$

Alguns estudos usaram os princípios da modelação física com geogrelhas modelos para quantificar o efeito do reforço da geogrelha (Balakrishnan e Viswanadham, 2016, 2019). Balakrishnan e Viswanadham (2016) investigaram um muro reforçado com geogrelha modelo em centrífuga com aceleração correspondente a 40 vezes da gravidade. Um solo de aterro periférico com 21% de finos foi escolhido no estudo. Dois tipos de geogrelhas

de rigidez diferente foram modeladas com base em considerações de escala. Os modelos foram preparados com umidade ótima para simular condições de aterro úmido. Os recalques superficiais dos modelos durante os testes em centrífugas foram monitorados com a ajuda de LVDTs. Interpretações dos resultados do teste do modelo de centrífuga revelam que a parede do solo reforçada com camadas de geogrelha de baixa rigidez foi deformada excessivamente e sofreu ruptura de arrancamento ao longo da interface solo-geogrelha. O fornecimento de camadas de geogrelha com maior rigidez limitou as deformações externas excessivas dos muros de solo reforçados com geogrelha em aterros periféricos. Além disso, neste estudo o efeito do teor de água de moldagem e da rigidez da geogrelha na mobilização da resistência ao arrancamento foi avaliado através de testes de arrancamento em laboratório.

2.5.2 Modelação com impressão 3D em ensaios geotécnicos

Os benefícios e desafios das técnicas de fabricação rápida em aplicações de geossintéticos foram relatados por Fowmes et al. (2017). O estudo comparou três técnicas de prototipagem, duas de adição: Fabricação de Filamentos Fundidos (FFF) e Sinterização Seletiva a Laser (SSL) e um método de subtração: Ablação Térmica a Laser (ATL). A pesquisa forneceu comparações de modelos com a geomembrana de referência utilizando um aparelho de cisalhamento modificado e descreveu algumas limitações das técnicas de impressão. As técnicas aditivas representaram o comportamento da interface da geomembrana texturizada com precisão suficiente para ser benéfico para investigação. A técnica SLS foi a que melhor se correlacionou com a geomembrana de referência provavelmente devido a melhor qualidade de impressão e melhor ligação entre camadas. A técnica FFF resultou em uma superfície mais áspera e, portanto, foi notado um maior desenvolvimento de tensão de cisalhamento na interface. Neste estudo a técnica de subtração ATL obteve menos sucesso, porém, apresentaram benefícios do tipo de polímero e da estrutura interna.

Stathas et al. (2017) mostraram técnicas de impressão 3D para reduzir geogrelhas comerciais em modelos, a fim de utilizar para estudos geotécnicos. Os autores prepararam um modelo de geogrelha biaxial para condições de ensaio tração uniaxial, de modo que a resistência à tração fosse aumentada, dessa forma os autores mudaram a espessura da geogrelha, tornando-a mais espessa do que a espessura do projeto atual. Os modelos impressos em 3D apresentaram uma menor resistência à tração para deformações maiores que 5% que as geogrelhas em escala real. No entanto, essa incompatibilidade não afetaria os resultados dos ensaios de modelo de solo reforçado

significativamente, uma vez que estudos anteriores mostraram que o desempenho das estruturas de solo reforçado com geossintéticos é governado pelas respostas do solo e do reforço dentro de níveis baixos a moderados de deformação (até 3%) e, portanto, as estruturas iriam falhar antes mesmo de uma grande deformação ter se desenvolvido nas geogrelhas. Esta pesquisa abordou a influência da direção de impressão na resistência à tração dos modelos. A Figura 2.15 representa as relações tensão-deformação de duas geogrelhas uniaxiais, onde uma foi impressa em paralelo à direção da extensão (U-END0505_PD) e a outra foi impressa normal à extensão (U-END0505_ND).

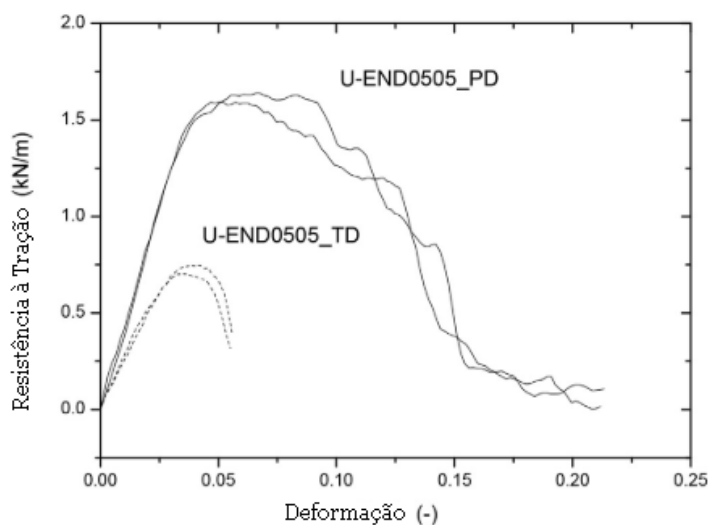


Figura 2.15 – Efeito da direção de impressão nos modelos de geogrelhas uniaxiais (adaptado de Stalthis et al., 2017)

As propriedades mecânicas dos materiais impressos para incentivar seu uso para ensaios de laboratório em solos, foi revisado por Yoneda (2019). Neste estudo, foram utilizados ensaios fundamentais, para aplicar uma impressora 3D do tipo *desktop* ao ensaio de laboratório. Os gabaritos foram produzidos pelas impressoras com tecnologias de Modelação por Deposição Fundida (MDF) e Aparelho de Estereolitografia (AEL) convencionais. O estudo constatou que a molhabilidade do material de impressão testado não foi tão boa quanto a do quartzo. Devido ao limite de resolução da impressora 3D de mesa, a areia impressa real é dez vezes maior do que a areia real, o que é confirmado por tomografia computadorizada de raios-X. O estudo foi limitado pela qualidade da impressão 3D, já que a permeabilidade do modelo de protótipo estudado (solo) afetou os resultados.

Além dos ensaios laboratoriais para avaliar a resistência da interface solo-geogrelha, as simulações numéricas foram utilizadas por pesquisadores para analisar o efeito do

reforço nas estruturas de solos reforçados e comparar com os dados obtidos em laboratório. Assim como os ensaios realizados em laboratório, nas simulações numéricas são estabelecidas condições que envolvem por exemplo: parâmetros para os dados de entradas dos materiais do solos, condições de fronteiras, além de outros parâmetros intrínsecos ao tipo de simulação a ser realizada. A seguir são apresentados estudos com modelos numéricos que se preocuparam em avaliar os mecanismos e a resposta dos solos reforçados com geogrelhas.

2.6 Modelação numérica

Conforme Potts e Zdravkovic (1999) com o Método do Elementos Finitos (MEF) é possível entender os principais fundamentos teóricos e matemáticos que modelam o comportamento em vários problemas geotécnicos. A obtenção de uma solução teórica para um problema geotécnico tem de satisfazer certas condições que são compiladas em um sistema geral de equações de equilíbrio; compatibilidade de esforços e deslocamentos; comportamento segundo os modelos constitutivos dos materiais e condições fronteira. Além disso, algumas das principais grandezas obtidas por este método em problemas geotécnicos são: os deslocamentos e as tensões nos elementos finitos da estrutura, as superfícies de rotura, os parâmetros de consolidação do solo e os fatores de segurança.

Varadarajan et al. (1999) realizaram ensaios triaxiais drenados em areia natural e reforçada sob vários caminhos de tensões. O estudo investiga os efeitos de dois tipos de reforço, geotêxtil tecido e não tecido, além do número de camadas de reforço. Os autores utilizaram um modelo hierárquico de superfície única para descrever o comportamento do solo natural e reforçado, tratando o solo como um único material composto e considerando o solo, o reforço e a interface como elementos independentes. Além disso, foi mostrado que os parâmetros do material foram muito afetados pelo tipo e pelo número de camadas de reforço.

Hong e Wu (2013) avaliaram as respostas de colunas de areia reforçadas internamente com camadas horizontais de geotêxtil, comparando os resultados experimentais com aqueles obtidos com o uso de um método numérico. A areia na coluna foi modelada usando uma regra de fluxo de plasticidade não associada. Os resultados numéricos foram validados através de ensaios laboratoriais de compressão triaxial realizados em colunas de areia de 70 mm de diâmetro e reforçadas com 4, 6 e 8 camadas de geotêxtil. Os resultados numéricos e experimentais foram comparados para tensões desviatórias e

deformações volumétricas. A análise numérica também forneceu uma visão sobre o mecanismo de reforço. Estudos paramétricos sobre as influências das propriedades de reforço, espaçamento da camada de reforço e diâmetro do provete quanto à resposta de colunas de areia reforçadas foram examinados.

Na Figura 2.16 são apresentados alguns dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais e nas modelações numéricas realizadas nas colunas de areia reforçada com seis camadas de geotêxtil (Hong e Wu, 2013).

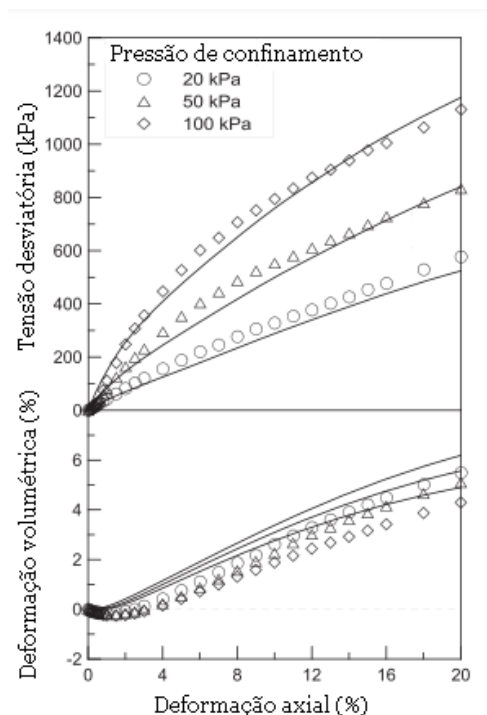


Figura 2.16 – Resultados dos ensaios triaxiais e das modelações numéricas realizadas para as colunas de areia reforçada com seis camadas de geotêxtil (adaptado de Hong e Wu , 2013)

Os resultados do teste mostram que a tensão desviatória aumenta com o aumento da deformação axial e que as amostras reforçadas não atingem suas tensões de compressão máximas em uma alta deformação axial (20%). Além disso, os resultados experimentais mostraram que a tensão desviatória para as colunas com seis reforços pode amolecer em altas tensões axiais; onde a análise numérica detetou a cedência da armadura nestes casos. Os resultados experimentais apresentam sinais mais claros de suavização de tensões do que os resultados calculados, uma vez que ocorre a cedência do geotêxtil. Segundo os autores isto pode ser atribuído à suposição do modelo (elástico-perfeitamente plástico) do geotêxtil de reforço empregado na análise numérica.

Carlos (2016) realizou modelação numérica de ensaios triaxiais em solos e solos reforçados (Figura 2.17). Devido a forma simétrica da amostra, o modelo empregado possuiu a largura igual a $D/2$ e uma altura igual a H . O solo foi modelado com elementos triangulares com 15 nós e os reforços com elementos lineares específicos.

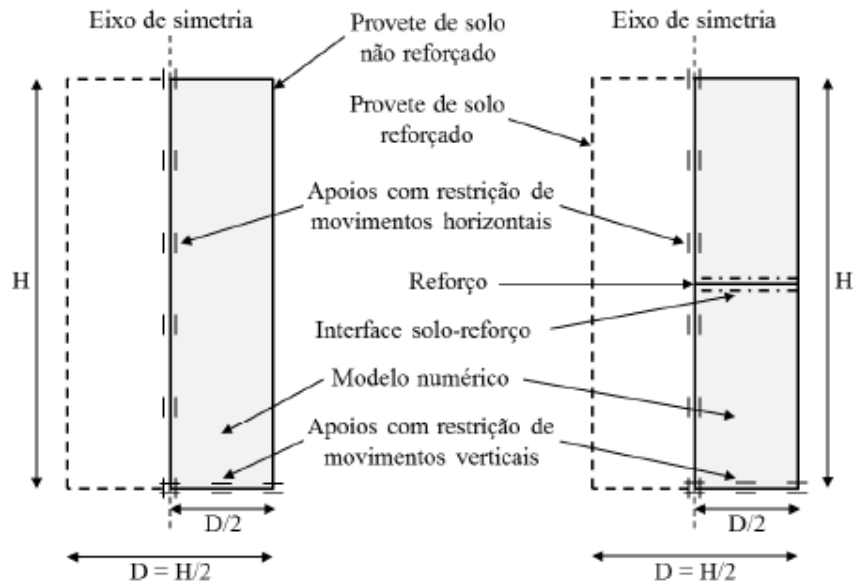


Figura 2.17 – Perfil dos modelos numéricos considerados na modelação das amostras de solo homogêneo e reforçado (Carlos, 2016)

A interação entre o solo e o reforço foi modelada com dois elementos de interface (um superior e outro inferior). Apoios que restringiram os movimentos horizontais foram considerados na fronteira vertical e apoios que impediram os movimentos verticais e horizontais foram empregados na base do modelo. A malha de elementos finitos foi definida de forma automática pelo programa PLAXIS. A modelação de cada ensaio foi dividida em duas etapas de cálculo. Na primeira etapa foram aplicadas as tensões de confinamento na face superior e na face lateral direita das amostras. Na segunda etapa manteve-se a tensão de confinamento e aplicou-se uma carga distribuída na face superior da amostra suficiente para provocar sua rotura.

Neste estudo o autor incluiu uma fase de estudo prévio sobre a influência de vários parâmetros nos resultados das modelações. Os principais parâmetros avaliados foram: as dimensões e a configuração global dos modelos numéricos, o refinamentos da malha de elementos finitos, o coeficiente de interação solo-geossintético e a anisotropia das propriedades dos geossintéticos. Além disso, para analisar a influência do efeito da introdução do reforço, a pressão de confinamento, a densidade do solo, o teor em água e

o tipo de solo no comportamento mecânico interno das amostras foram realizadas modelações numéricas dos ensaios triaxiais. O autor chama atenção para o facto de algumas características dos modelos numéricos terem sido definidas com base em informações obtidas de forma iterativa em análises prévias que não são apresentadas, por exemplo, verificar o tipo de refinamento e dimensões dos elementos que deveriam ser consideradas para a modelação das amostras.

Além do Método dos Elementos Finitos (MEF), O Método dos Elementos Discretos (MED) foi utilizado para elaborar modelos numéricos de ensaios de compressão triaxial em camadas de agregado reforçado com geogrelha (McDowell et al., 2006, Bhandari e Han, 2010, Qian et al., 2015, 2018). Qian et al. (2015) desenvolveram estudos com ensaios triaxiais em laboratório associados com análise numérica pelo MED em camadas de agregado reforçada com inclusões. Os autores concluíram que os maiores valores de resistência ao cisalhamento foram obtidos para amostras de agregado reforçadas usando geogrelha de abertura retangular (Figura 2.18).

Entretanto os autores recomendam que pesquisas adicionais são necessárias para investigar completamente os efeitos da forma da abertura do geossintético no mecanismo de reforço. Além disso, as amostras preparadas com material agregado degradado sem finos produziram os maiores valores de resistência ao cisalhamento em configurações não reforçadas e reforçadas com geogrelha. A Figura 2.19 ilustra a amostra após a simulação do ensaio triaxial com o método dos elementos discretos em uma camada de agregado reforçada.

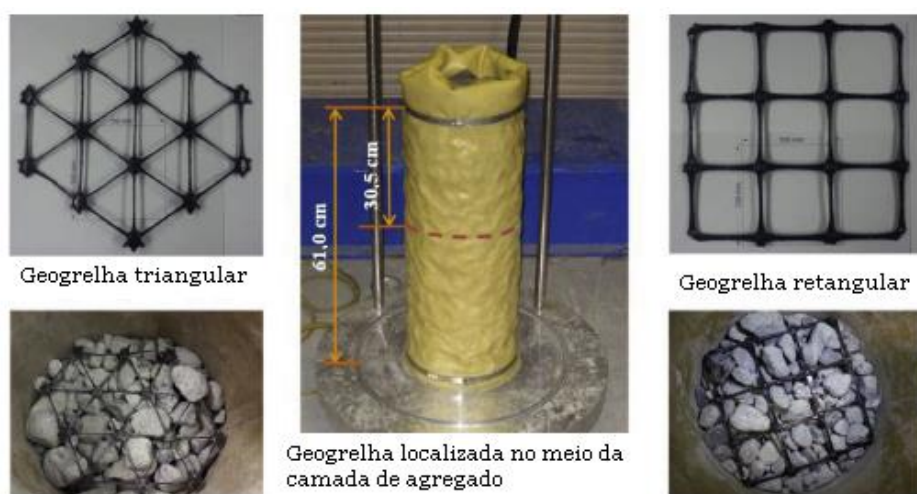


Figura 2.18 – Abertura triangular e retangular da geogrelha (adaptado de Qian et al., 2015)

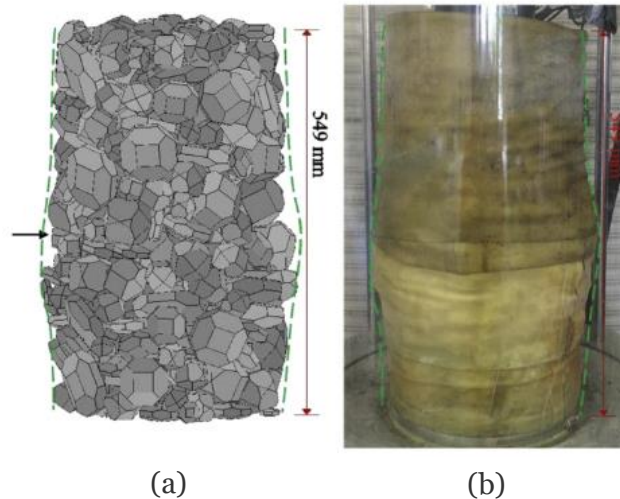


Figura 2.19 – Configuração da amostra de lastro deformado reforçado com geogrelha de abertura triangular (sem finos): (a) Simulação DEM (b) Teste de laboratório (Qian et al., 2015)

2.7 Modelos constitutivos do comportamento

Na engenharia geotécnica os modelos constitutivos que têm sido amplamente utilizados para modelar numericamente solos granulares como, por exemplo, aqueles desenvolvidos tendo como base o modelo hiperbólico de Duncan e Chang (PLAXIS, 2019). Lade (2005) descreveu que qualquer tipo de solo pode ser modelado, seja o solo plástico ou não plástico, bem ou mal graduado e de granulação grossa ou fina. Contudo, deve-se utilizar modelos apropriados e com parâmetros de entrada propícios. Os modelos constitutivos de solo influenciam o resultado e a precisão de qualquer análise numérica. Os modelos simples estão associados diretamente a ensaios laboratoriais de rotina. Entretanto, para modelos avançados, a identificação e interpretação dos valores dos parâmetros impõe um desafio significativo. A seguir é apresentada a teoria por trás da homogeneização das camadas de solo que foi utilizada para prever a rigidez (homogeneizada) das camadas de solo e, neste caso, ser aplicada no modelo hiperbólico de Duncan e Chang e modelo elastoplástico de Lade e Kim. A aplicação dos modelos estima o comportamento mecânico das camadas de solo reforçado com geogrelha modelo, que será abordado no Capítulo 4 desta tese. Em seguida são apresentados estudos desenvolvidos em ensaios triaxiais que abordaram modelos de cálculo para previsão do comportamento.

2.7.1 Homogeneização de solos em camadas

O ensaio triaxial é extensivamente aplicado na prática e pesquisa de engenharia para investigar a relação tensão-deformação de amostras homogêneas de solos não

perturbados e remodelados. Os parâmetros de Mohr-Coulomb são usados por softwares de engenharia geotécnica para quantificar a resistência do solo. Solos em camadas naturais ou artificiais não são comumente estudados devido à complexidade na medição de deformações. A primeira investigação de deformações detalhadas em solos em camadas foi realizada em ensaio de compressão triaxial drenado (Arthur e Phillips, 1975). Este estudo mostrou que a relação tensão-dilatância para a razão de tensão máxima suportada por amostras homogêneas no ensaio triaxial que foi linear e independente da anisotropia e porosidade inerentes do solo. Essa relação foi usada para prever as razões de tensão máxima em amostras reforçadas e em camadas. Além disso, o autor também concluiu que a areia solta em solo em camadas dilata-se a uma taxa muito maior do que é alcançado em ensaios drenados em amostras homogêneas de mesma porosidade. Analogamente, a dilatação das amostras em camadas é muito mais próxima das amostras de areia (homogêneas) densas.

No campo geotécnico que envolve massas rochosas ou de solo constituídas por numerosas camadas nos quais são aplicadas muitas cargas (normal, cisalhamento ou rotacional), em qualquer análise seria uma operação extremamente complexa levar em conta as propriedades individuais de cada uma dessas camadas. No entanto, sob certas condições, o sistema de camadas pode ser substituído por um material isotrópico transversalmente. Na mecânica do solo, o material isotrópico transversalmente foi abordado em alguns estudos como (Atkinson 1975, Gazetas 1981, Gibson 1974, Poulos e Davis 1974). Salamon (1968) descreveu as camadas de solos são homogêneas, isotrópicas transversalmente e que sua espessura e propriedades elásticas variam aleatoriamente com a profundidade abaixo da superfície. Algumas considerações importantes deste estudo apontam que o maciço permanece contínuo após a deformação e nenhum deslocamento relativo ocorre nas interfaces entre as camadas.

Guo e Stolle (2017) propuseram uma abordagem de homogeneização para determinar as propriedades elásticas “equivalentes” para um meio em camadas, com cada camada sendo um material isotrópico elástico linear. Os autores demonstraram que o caminho da tensão (ou deformação) sob compressão K_0 , compressão de deformação plana e compressão sob pressão hidrostática são suficientes para determinar cinco constantes elásticas independentes do solo isotrópico transversalmente. Os princípios da homogeneização de solo de duas camadas proposto por Guo e Stolle (2017) é constituído pela teoria do solo isotrópico transversalmente. Em Skrzypek e Ganczarski (2015), os autores representaram a forma de matriz na qual a relação tensão-deformação pode ser

expressa para comportamento elástico linear e isotrópico transversalmente quando o eixo z é perpendicular aos planos de camada a Equação 2.12 é dada por:

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ \varepsilon_{zz} \\ \gamma_{xy} \\ \gamma_{yz} \\ \gamma_{zx} \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1/E_h & -\nu_{hv}/E_h & -\nu_{vh}/E_v & & & \\ -\nu_{hh}/E_h & 1/E_h & -\nu_{hh}/E_v & & & \\ -\nu_{hv}/E_h & -\nu_{hv}/E_h & 1/E_v & & & \\ & & & 1/G_{hh} & & \\ & & & & 1/G_{hv} & \\ & & & & & 1/G_{vh} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \tau_{xy} \\ \tau_{yz} \\ \tau_{zx} \end{pmatrix} \quad (2.12)$$

onde E_h e E_v são os módulos elásticos nas direções horizontal e vertical, respectivamente, ν_{vh} é o coeficiente de Poisson para o efeito da deformação vertical na deformação horizontal e ν_{hv} é o coeficiente de Poisson para o efeito da deformação horizontal na deformação vertical, ν_{hh} é a principal razão de deformação de Poisson na direção horizontal causada pela deformação na direção horizontal. G_{hh} , G_{hv} e G_{vh} são módulos de cisalhamento em cada plano, τ é a tensão de cisalhamento, γ é a deformação de cisalhamento, ε é a deformação normal e σ é a tensão normal. A simetria na matriz produz o resultado importante de que o G_{hh} não é independente, o que implica que as cinco constantes elásticas (E_h , E_v , ν_{vh} , ν_{hh} e ν_{hv}) estão relacionadas por:

$$G_{hh} = \frac{nE_v}{2(1 + \nu_{hh})} \quad (2.13)$$

sendo,

$$n = \frac{\nu_{hv}}{\nu_{vh}} = \frac{E_h}{E_v}$$

De acordo com Barden (1963) a isotropia é o caso especial da isotropia transversal com $\nu_{vh} = \nu_{hh} = \nu_{hv} = \nu$ e $n = 1$. No entanto, as limitações são colocadas nos valores das constantes elásticas cuja função de energia de deformação deve ser positiva, dessa forma:

$$1 > \nu_{hh}^2 + 2\nu_{hv}\nu_{vh} + 2\nu_{hh}\nu_{hv}\nu_{vh}$$

$$1 > \nu_{hh} + 2\nu_{hv}\nu_{vh}$$

Como foi dito anteriormente, a abordagem de homogeneização foi usada para determinar as propriedades elásticas do solo em camadas, no caso especial de dois materiais constituintes (Guo e Stole 2017). Os autores correlacionaram propriedades

elásticas equivalentes de um meio multicamadas contendo dois materiais constituintes, onde φ_1 e φ_2 são as espessuras normalizadas (ou frações de volume) e variam de 0 a 1. As propriedades elásticas do meio em camadas com dois materiais constituintes podem ser relacionadas a partir da Equação 2.12, como:

$$v_{hh} = \frac{\frac{E_1}{E_2} \varphi_1 v_1 (1 - v_1^2) + \varphi_2 \varphi_2 (1 - v_1^2)}{\frac{E_1}{E_2} \varphi_1 (1 - v_1^2) + \varphi_2 (1 - v_1^2)} \quad (2.14)$$

$$v_{hv} = (1 - v_{hh}) \left(\frac{\varphi_1 v_1}{1 - v_1} + \frac{\varphi_2 v_2}{1 - v_2} \right) \quad (2.15)$$

$$E_h = (1 - v_{hh}^2) \left(\frac{E_1 v_1}{1 - v_1^2} + \frac{E_2 v_2}{1 - v_2^2} \right) \quad (2.16)$$

$$\frac{1}{E_v} = \frac{\varphi_1}{E_1} \left(1 - \frac{2v_1^2}{1 - v_1} \right) + \frac{\varphi_2}{E_2} \left(1 - \frac{2v_2^2}{1 - v_2} \right) + \frac{2v_{hv}^2}{(1 - v_{hh})E_h} \quad (2.17)$$

$$\frac{1}{G_{hv}} = \frac{1}{2} \left[\frac{\varphi_1}{E_1} (1 + v_1) + \frac{\varphi_2}{E_2} (1 + v_2) \right] \quad (2.18)$$

2.7.2 Modelo hiperbólico de Duncan e Chang

Duncan e Chang (1970) elaborou um modelo hiperbólico usado para simular a resposta não linear de tensão-deformação de solos, frequentemente usado com técnicas de solução numérica, como o método dos elementos finitos. O uso de hipérboles foi proposto para representar o comportamento mecânico dos solos coesivos e solos sem coesão (Kondner, 1963, Kondner e Zelasko., 1963). De acordo com Duncan e Chang (1970). A equação hiperbólica proposta por Kondner foi importante para conhecer a não linearidade do comportamento tensão-deformação do solo. Hansen (1963) discutiu o estudo de Kondner (1963) e propôs uma modificação do modelo, já que o comportamento de tensão– deformação do solo depende da pressão confinante. Duncan e Chang (1970) incorporaram esse efeito e usaram a hipérbole em conjunto com a relação entre o módulo de elasticidade e a pressão de confinamento proposto por Janbu (1963).

Duncan et al. (1980) analisaram parâmetros hiperbólicos para cerca de 150 solos diferentes, o relatório estava preocupado com o uso de valores do módulo de deformabilidade volumétrica e módulo de elasticidade para representar o

comportamento de mudança de volume e resistência ao cisalhamento não linear dos diferentes tipos solos, ou seja o modelo proposto foi definido por um módulo de elasticidade variável e um módulo de deformabilidade volumétrica variável. O modelo usa relações isotrópicas de tensão linear-elástica, mas com os parâmetros elásticos variando de acordo com o estado de tensões. Uma formulação tangente é usada para o módulo de elasticidade, o que torna este modelo mais adequado para simulações incrementais. Neste estudo foi constatado que o módulo de elasticidade aumenta com o aumento da pressão de confinamento e diminui com o aumento da tensão de cisalhamento. Além disso, o módulo de deformabilidade volumétrica também aumenta com a pressão confinante e está relacionado com a pressão de confinamento.

2.7.3 Modelo elastoplástico de Lade e Kim

Kim e Lade (1988), Lade e Kim (1988a), Lade e Kim (1988b) desenvolveram um modelo constitutivo com base na avaliação de dados experimentais, para materiais friccionais, como o betão, areia e rocha. A lei de fluxo é não associativa e a lei de endurecimento-amolecimento é definida com base numa medida de trabalho plástico. Este modelo considera apenas uma superfície de plastificação em forma de lágrima axissimétrica com o ápice pontiagudo na origem dos eixos de tensões principais. Esta superfície depende de três invariantes de tensão e descreve o local no qual o trabalho plástico é constante. O trabalho plástico é usado para definir a forma e localização da superfície de plastificação. Ao todo o modelo possui onze parâmetros para solos sem coesão: K_{ur} , v e n para o incremento de deformação elástica; η_1 e m para o critério de rotura; C e p para a função de endurecimento; ψ_2 e μ para a definição de potencial plástico e, finalmente, h e q para a superfície de escoamento. Os parâmetros citados podem ser determinados a partir de ensaios triaxiais e ensaios de compressão hidrostática.

2.7.4 Modelos para solos reforçados

Wang (2003) realizou ensaios de compressão triaxial para estudar as diferentes características de deformação e rotura de amostras reforçadas com diferentes números de geotêxteis feitos de polipropileno. Os resultados experimentais mostraram que a resistência ao cisalhamento foi melhor com mais camadas de reforços. O autor relatou que o reforço pode aumentar significativamente o valor da coesão da areia de rejeitos, mas tem pouco efeito no ângulo de atrito interno. No final, este artigo mostra que a lei da tensão e deformação da areia residual pode ser representada pelo modelo hiperbólico

de Duncan-Chang, e alguns parâmetros computacionais foram dados para estimar a deformação da areia residual reforçada.

Yi e Du (2020) realizaram ensaios triaxiais em rejeitos de solos reforçados com geogrelhas e geotêxteis e aplicou o modelo de Duncan-Chang para previsão do comportamento mecânico destes solos. Com o intuito de avaliar as propriedades de cisalhamento de rejeitos reforçados foram realizados ensaios triaxiais com zero, uma, duas e quatro camadas de reforços. As curvas de tensão-deformação da geogrelha apresentaram características de endurecimento, enquanto as curvas de tensão-deformação do geotêxtil apresentaram propriedades de amolecimento durante a deformação. O estudo demonstrou que as curvas de tensão-deformação de rejeitos reforçados sob diferentes camadas reforçadas podem ser ajustadas pelo modelo de Duncan-Chang, que indica que a pseudo-coesão do índice de resistência ao cisalhamento aumenta linearmente, enquanto o ângulo de atrito permanece basicamente inalterado com o aumento das camadas reforçadas. Embora a resistência dos rejeitos reforçados aumente substancialmente em altos confinamentos, o efeito do reforço é mais significativo em uma baixa pressão de confinamento.

Entretanto, sem levar em consideração algumas correções, a razão da força axial medida pela célula de carga e a área corrigida da amostra representa a tensão desviatória calculada dos ensaios laboratoriais. Dessa forma, os estudos de Yi e Du (2020) e Wang (2003) não avaliaram durante os ensaios triaxiais as diferentes taxas de variação do diâmetro das amostras e, conseqüentemente, as diferentes áreas corrigidas para as amostras com diferentes camadas de reforço. Isto leva a crer que há uma imprecisão nos resultados da tensão desviatória e até mesmo do comportamento de endurecimento e amolecimento dos solos reforçados apresentados por estes autores.

Além da aplicação de modelos de cálculo para solos reforçados com geogrelhas e geotêxteis, outros estudos realizados em solos reforçados com geocélulas aplicaram diferentes modelos de cálculo para previsão do comportamento destes solos em ensaios triaxiais (Bathurst e Karpurapu, 1993, Chen et al., 2013, Song et al., 2019).

Capítulo 3

Materiais e Métodos

Este Capítulo apresenta os trabalhos realizados para analisar o comportamento de camadas de agregado reforçadas na base com geogrelha. Dada a complexidade das interações solo-geogrelha e os fatores de influência do comportamento mecânico da camada de agregado reforçada na base com geogrelhas, referidos no Capítulo 2, não é possível prever o comportamento mecânico, à luz do atual estado do conhecimento, sem o recurso do estudo laboratorial. Descreve-se o programa experimental realizado tendo em vista a análise da interação agregado-geogrelha, sob carregamento axissimétrico. O fluxograma da Figura 3.1 mostra as atividades desenvolvidas, isto inclui os ensaios realizados em laboratório, os modelos de cálculo para análise do comportamento de solos em camadas e as simulações numéricas com o método dos elementos finitos.

Nos pontos seguintes descrevem-se os equipamentos utilizados, a caracterização dos materiais envolvidos no estudo de solos em camadas reforçadas com geogrelhas, os procedimentos de ensaio triaxiais em solos em camadas e resumem-se as condições experimentais analisadas. O programa experimental envolveu a utilização de geogrelhas instrumentadas, com o objetivo de definir curvas de transferência de carga na interface e analisar certos parâmetros que a influenciam. Por fim descreve-se o procedimento de parametrização dos modelos de previsão do comportamento e o modelo numérico utilizado, incluindo o procedimento de implementação e sua validação.

3.1 Equipamento e instrumentação

No presente estudo experimental foi utilizado o sistema de ensaio de corte triaxial de amostras de solo existente no Laboratório de Mecânica dos Solos do DECA-UBI. De entre os equipamentos utilizados, destacam-se os seguintes: prensa WFI Trittech 50 kN e câmara triaxial de elevada capacidade, para amostras de 100 mm de diâmetro, na qual são instalados sistemas automáticos de controlo e aquisição de dados, controlados por computador, através do software GDSLAB.

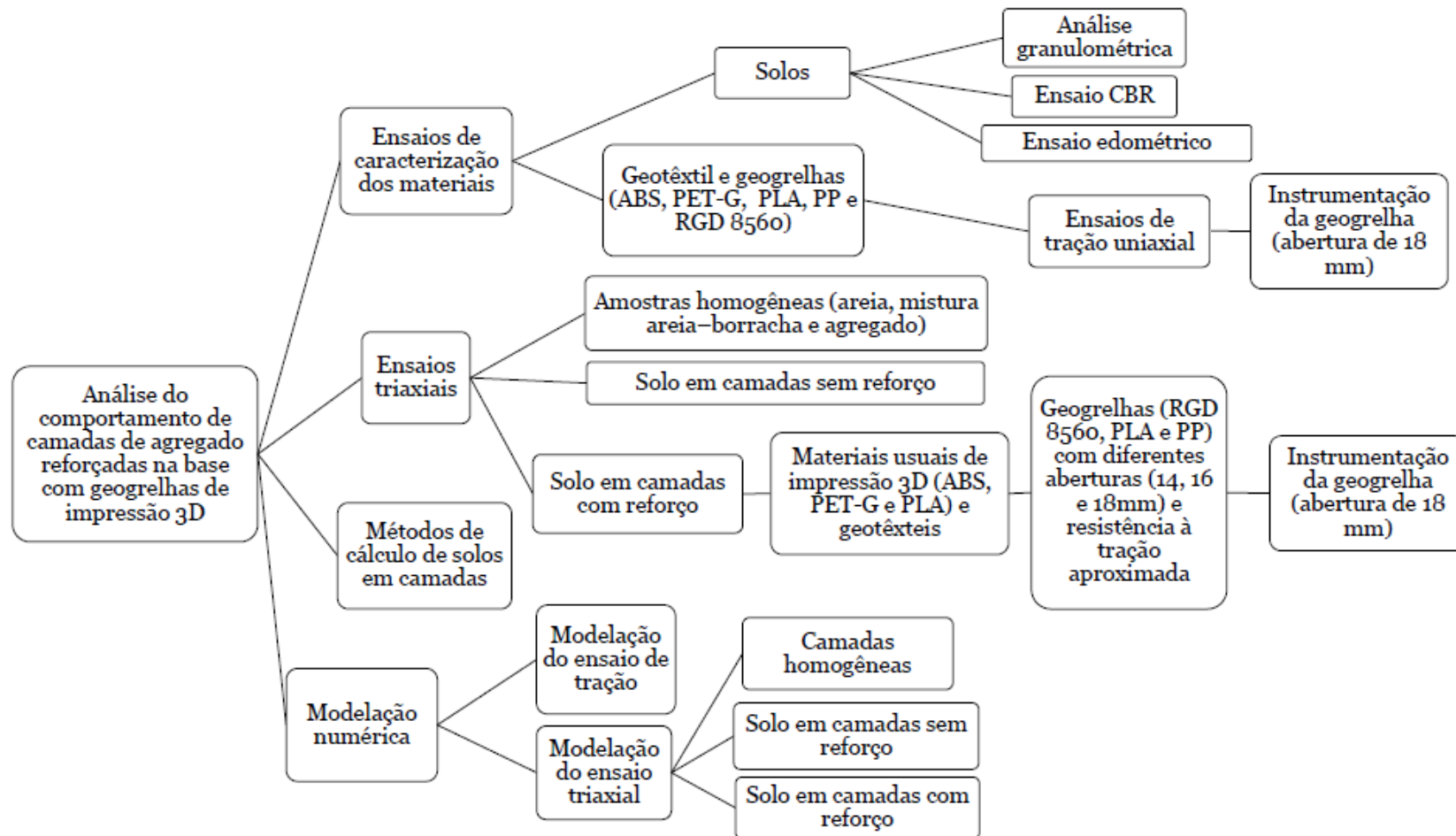


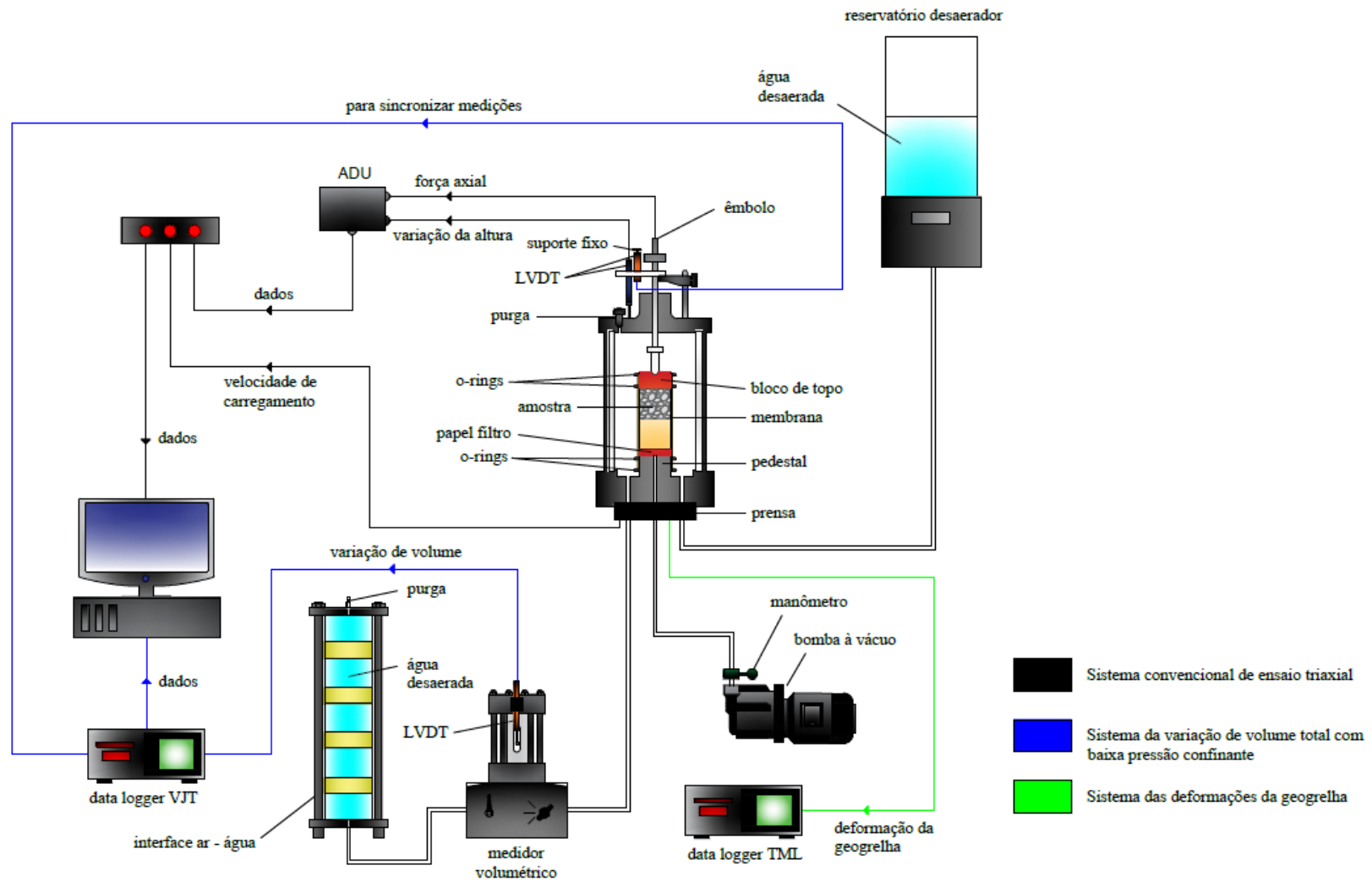
Figura 3.1 – Fluxograma com as atividades desempenhadas

Resumidamente, a câmara triaxial permite o controlo independente da pressão, da força axial e da poro-pressão na amostra. A medição destas grandezas, assim como da variação da altura e do volume da amostra é efectuada por meio de instrumentos (célula de carga, transdutores de deslocamento e de pressão) ligados a um computador através de um conversor de sinal analógico-digital. Os valores medidos, registados em intervalos de tempo pré-definidos, são convertidos em unidades de engenharia mediante a aplicação de calibrações prévias.

No âmbito deste estudo, de modo a aplicar baixa pressão radial às amostras e permitir a instrumentação das geogrelhas, introduziram-se modificações na instalação dos sistemas automáticos de controlo e aquisição de dados convencional. A seguir descreve-se o sistema de ensaio adaptado, que se encontra esquematizado na Figura 3.2, numa perspectiva do todo para as partes. A vantagem da adaptação implementada está nas possibilidades que o sistema de ensaio faculta para controlar baixos valores da pressão de confinamento e para medir variações de volume das amostras com boa precisão.

O dispositivo de carregamento axial utilizado é uma prensa com capacidade de reacção de 50 kN. A velocidade controlada da prensa está dentro de uma faixa de 0,00001 mm/min a 5,99999 mm/min. A câmara triaxial, modelo da Wykeham Farrance, é composta por uma estrutura de liga leve e parede de acrílico reforçada com anéis de fibra de vidro, cuja transparência permite acompanhar visualmente a evolução da configuração deformada da amostra durante o ensaio.

A pressão máxima que a célula pode suportar é de 1700 kPa. O bloco de topo utilizado foi de liga leve com uma superfície plana de contacto com a amostra e secção transversal circular. O pedestal da base também constava com uma superfície plana de contacto com a amostra e uma secção transversal circular. O bloco de topo e o pedestal possuíam um diâmetro igual ao diâmetro inicial da amostra.



- Sistema convencional de ensaio triaxial
- Sistema da variação de volume total com baixa pressão confinante
- Sistema das deformações da geogrelha

Figura 3.2 – Representação esquemática do sistema de ensaio triaxial

A Figura 3.3 representa a câmara triaxial com indicação dos instrumentos instalados para medição e controlo das variáveis do ensaio.

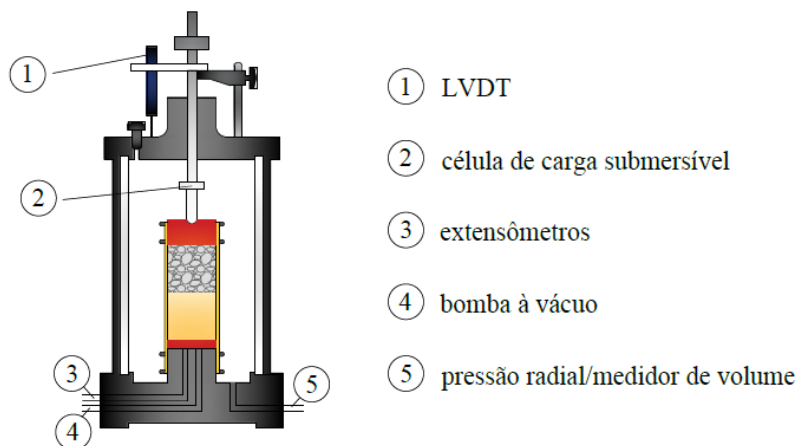


Figura 3.3 – Pormenor da câmara triaxial e instrumentação

O instrumento de medição externa da deformação axial da amostra foi um transdutor de deslocamento variável linear (LVDT) que possui um limite de 50 mm com a resolução de 0,01 mm. O dispositivo de medição interna da força axial foi uma célula de carga eletrônica submersível tem uma capacidade de 16 kN e uma precisão de 0,1% em cada leitura. Os controladores de pressão e volume possuem uma capacidade volumétrica de 200 ml, com capacidade de 1000 kPa e resoluções de 1 kPa e 0,001 ml. Os controladores de pressão não foram utilizados no estudo experimental devido as baixas pressões de confinamento aplicadas.

Para permitir a preparação das amostras diretamente no pedestal e a aplicação da pressão radial às amostras secas ao longo do curso dos ensaios, foi utilizada uma bomba à vácuo de palhetas rotativas, capaz de produzir 2,2 m³/h de deslocamento de ar livre. Este aparelho foi equipado com regulador à vácuo, com sensibilidade de resposta menor que 0,2 kPa. Dessa forma, optou-se por controlar a pressão de confinamento aplicando sucção na base da amostra, através de um aparelho de controlo de vácuo, como contrapressão, o que possibilitou simplificar consideravelmente a execução do ensaio. Além disso, junto com o sistema de sucção e no final do enchimento da câmara triaxial com água desaerada, a diferença entre o nível da água no reservatório e o da meia altura da amostra (nível de referência) foi limitada a 1 m ±0,5.

A variação volumétrica foi medida por meio da variação do volume de água na câmara triaxial, utilizando um medidor volumétrico com capacidade de 100 ml e capaz de detectar variações de volume de cerca de 0,05 ml, à temperatura ambiente sob uma

pressão de 10kPa. Um LVDT foi instalado no topo da câmara triaxial com o intuito de sincronizar as medições da variação de volume e medição da variação da altura da amostra. Para medir a extensão localizada nas geogrelhas, foram utilizados extensómetros de resistência elétrica da marca Tokyo Measuring Instruments Lab. (TML) de configuração uniaxial, do tipo folha, com 120 Ω de resistência e um fator de ganho de 2,11, e com limite máximo de alongamento de 5%. Os fios de ligação aos terminais do extensómetros possuem 0,11 mm² de secção transversal e foram soldados em fábrica tendo uma resistência elétrica de 0,32 Ω / m. Segundo o fabricante, um adesivo de cianoacrilato é recomendado para materiais compósitos, o tempo de cura em temperatura ambiente é de cerca de 20 a 60 segundos. Uma lixa grão de 180 foi usada levemente para polir a superfície da geogrelha e remover possíveis graxas e pó. Em seguida, foi feita a marcação do local, colagem e por último foi aplicado um revestimento recomendado pelo fabricante à prova d'água, flexível e que amplia a temperatura operacional do extensómetro.

O pedestal da câmara triaxial possui dois orifícios que possibilitam o acesso à amostra externamente, sem passar pelo fluido, neste caso água desaerada. Um orifício do pedestal foi utilizado pela sucção da amostra, isto é, pela pressão negativa que a bomba à vácuo exerce, a fim de possibilitar a preparação de amostras não coesivas. O segundo orifício, que no caso de uma amostra convencional é utilizado para medição da poropressão, porém, neste estudo foi utilizado para passagem dos fios do extensómetro colados nas amostras de geogrelha. A Tabela 3.1 reúne outras características relevantes do extensómetro e do suporte eletricamente isolante onde foi fixado.

Tabela 3.1 – Características básicas dos extensómetros.

| Extensómetro | | | Suporte do extensómetro | | |
|--------------|------------------|--------------|-------------------------|------------------|--------------|
| Material | Comprimento (mm) | Largura (mm) | Material | Comprimento (mm) | Largura (mm) |
| Liga Cu-Ni | 1,0 | 0,7 | Plástico especial | 4,5 | 1,4 |

3.2 Materiais de ensaio

A seguir são apresentadas as características dos materiais (agregado, areia e borracha) considerados na análise experimental, os procedimentos para impressão das geogrelhas em tecnologia 3D e as propriedades das geogrelhas utilizadas.

3.2.1 Solos

Esta pesquisa utilizou a camada de agregado, assim como é utilizado em estradas não pavimentadas para aumentar a capacidade de suporte da camada fraca. Duas camadas fracas com diferentes propriedades foram simuladas, mistura areia–borracha e areia. A seguir são apresentadas as principais características do agregado, areia e borracha que foram utilizados (Figura 3.4).



Figura 3.4 – Materiais utilizados nos ensaios (agregado, borracha e areia)

O agregado de granito britado foi obtido a partir de uma brita comercial, Brita 5/15, fornecida por uma pedreira da região (pedreira de Meimoa), onde aflora um granito de duas micas de grão médio a grosso, com cor cinza e muito compacto, cuja fratura dá origem a partículas ligeiramente alongadas, apresentando-se sem alteração e com resistência à compressão na ordem dos 10^6 N/m². A brita foi peneirada para obter a fração necessária de 8 - 15 mm, classificada como GP - cascalho mal graduado, de acordo com o Sistema de Classificação Unificada de Solos (ASTM D2487). A boa dureza do agregado de granito minimizou a quantidade de esmagamento de partículas durante o cisalhamento. As partículas de agregado apresentaram, preponderantemente, um formato cúbico, com faces planas e superfícies rugosas. Para minimizar o efeito de escala, à luz da Mecânica dos Meios Contínuos, o diâmetro das maiores partículas foi limitado a 1/6 do diâmetro da amostra que a câmara triaxial pode alojar. Assim, as partículas com diâmetro superior a 15 mm foram separadas e rejeitadas.

A distribuição granulométrica do agregado (Figura 3.5) foi determinada tendo em consideração o tamanho das aberturas das geogrelhas descritas, a seguir, na subsecção 3.2.2. Para tal, definiu-se um diâmetro mediano das partículas a partir dos valores de referência para a relação S_g/d_{50} (subsecção 2.3.2), excluindo as partículas com diâmetro inferior a 8 mm. Os resultados da análise granulométrica do agregado encontram-se na Tabela 3.2.

A areia de sílica apresenta-se lavada, com partículas arredondadas de diâmetro entre 0,6 e 1,2 mm, classificada como SP – areia uniforme mal graduada de acordo com o Sistema de Classificação Unificada de Solos.

O granulado de borracha de pneu apresenta granulometria entre 2 e 6 mm. Este material é resultante de uma tecnologia em processos de reciclagem por trituração mecânica à temperatura ambiente e foi fornecido pela Biogoma Lda. O granulado de borracha não apresentou consideráveis resíduos de metais, resíduos têxteis ou outros inertes. A areia e o granulado de borracha foram selecionados de modo a verificarem uma relação dos diâmetros medianos das partículas o mais próximo possível de 1:10, conforme a subseção 3.3.1. A Tabela 3.2 mostra as principais propriedades físicas e a Figura 3.5 apresenta as curvas de distribuição de tamanho de grão dos três materiais que foram usados na preparação das amostras.

Tabela 3.2 – Propriedades dos materiais utilizados nas camadas de solo

| Propriedade dos materiais | Agregado | Areia | Borracha |
|--|----------|-------|----------|
| Densidade relativa, G_s | 2,63 | 2,65 | 1,16 |
| Diâmetro mediano das partículas, d_{50} (mm) | 12,82 | 1,04 | 3,57 |
| Diâmetro geométrico, d_g (mm) | 12,58 | 0,91 | 4,25 |
| Moda | 13,23 | 1,30 | 3,10 |
| Coefficiente de uniformidade, C_u | 1,3 | 2,4 | 1,8 |
| Coefficiente de curvatura, C_c | 1,0 | 1,0 | 0,9 |
| Índice de forma, SI (%) | 9 | - | - |
| Índice de achatamento, FI (%) | 7 | - | - |

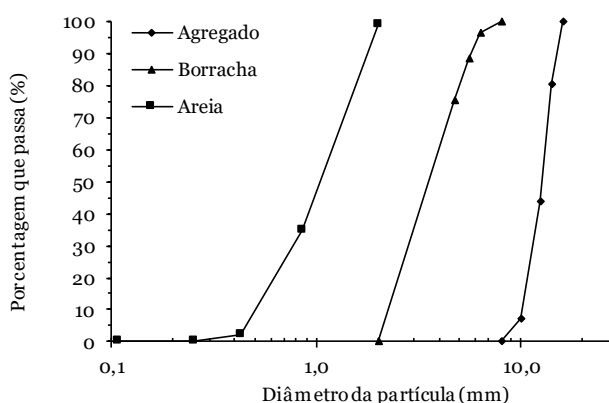


Figura 3.5 – Curva granulométrica dos materiais utilizados nas camadas de solo

3.2.2 Geogrelhas

A seguir descrevem-se as geogrelhas, incluindo os procedimentos de impressão 3D. Primeiramente, foram produzidas geogrelhas de materiais usuais de impressão 3D. As geogrelhas de polímero termoplástico (ABS, PLA e PET-G) foram impressas por extrusão em uma impressora de mesa com a tecnologia de Modelação por Deposição Fundida (MDF). Os modelos foram criados em softwares CAD, reproduzindo a geometria de uma amostra de geogrelha biaxial extrudada, cedida pelo fabricante, mas sem o controlo dos efeitos de escala. As geogrelhas foram produzidas em dois formatos: retangular para a realização de ensaios de caracterização mecânica e circular para o programa experimental. A Figura 3.6 ilustra a impressão da geogrelha retangular (10 x 10 cm) de PLA para a realização do ensaio de tração.



Figura 3.6 – Impressão 3D de geogrelha (10 x 10 cm) para ensaio de tração uniaxial

Assim como foi comentado anteriormente no Capítulo 2, a direção de impressão tem efeitos significativos na rigidez e resistência à tração da geogrelha, e uma direção de 45° foi adotada para obter uma impressão 3D uniforme. Além disso, para facilitar as análises dos efeitos do carregamento axissimétrico no ensaio triaxial as geometrias são iguais na direção transversal e longitudinal. A Figura 3.7a e a Figura 3.7b mostram o planeamento de uma camada intermediária das geogrelhas e a ordem de impressão da camada intermediária. O primeiro trajeto da cabeça de impressão (cor ciano) representa o perímetro das junções, o segundo trajeto (cor azul) fornece o perímetro externo de todo o modelo, o próximo trajeto pela cor verde escuro (nervuras) e por último pela cor verde claro (junções).

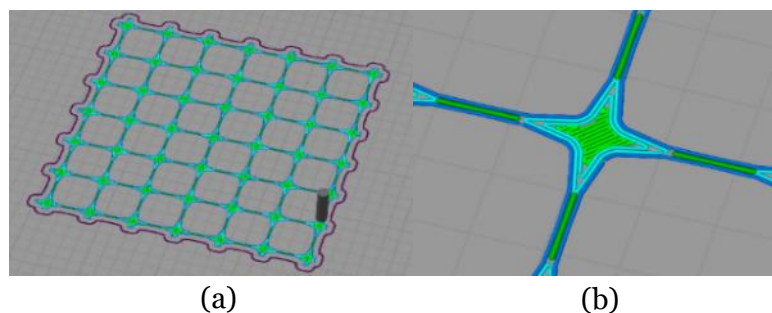


Figura 3.7 – *Layout* de impressão 3D da geogrelha (10 x 10 cm) de materiais usuais (ABS, PLA e PET-G):
 (a) Camada intermediária (b) Pormenor da camada intermediária

A Figura 3.8 ilustra geogrelhas de diferentes materiais usuais de impressão 3D. O tamanho da abertura das geogrelhas foi de aproximadamente 10 mm. Neste caso, devido ao diâmetro mediano das partículas de agregado ser maior que a abertura das geogrelhas, não foi utilizado, juntamente às geogrelhas, um geotêxtil para separação da camada de agregado e camada fraca de solo. A Tabela 3.3 apresenta as principais características físicas das geogrelhas de materiais usuais de impressão 3D.

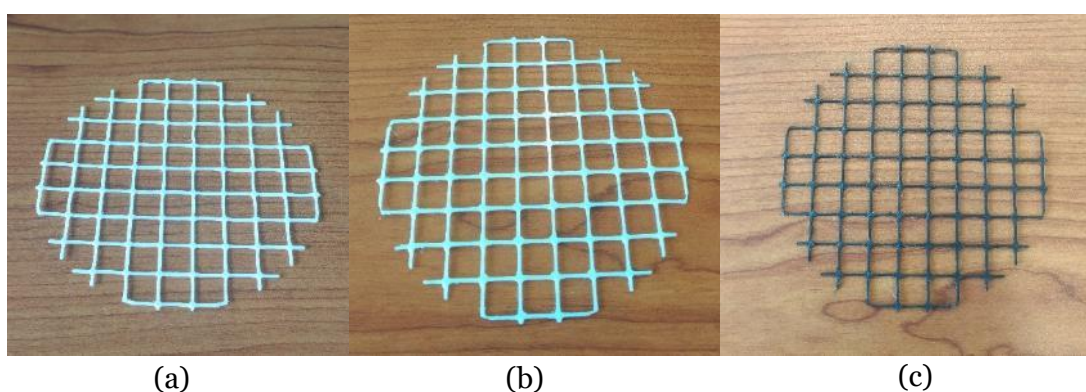


Figura 3.8 – Geogrelhas: (a) ABS (b) PLA (c) PET-G

Tabela 3.3 – Propriedades físicas das geogrelhas (ABS, PLA e PET-G)

| Parâmetros | ABS | PLA | PET-G |
|--|-----------|-----------|-----------|
| Tamanho de abertura (mm) ^b | 10 | 10 | 10 |
| Dimensões das nervuras (mm) ^{a,b} | 1,0 x 1,0 | 0,8 x 0,8 | 0,8 x 0,8 |
| Espessura das junções (mm) ^b | 1,2 | 1,1 | 1,1 |
| Massa (g) | 1,12 | 1,44 | 1,38 |
| Volume (mm ³) ^c | 1176 | 1371 | 1562 |

^a (t x b) espessura e largura, respetivamente

^b foi aferido com o paquímetro

^c foi determinado pelo software CAD

Como parte do desenvolvimento da metodologia experimental, diferentes geogrelhas (RGD 8560, PLA e PP) foram desenhadas em softwares CAD, e.g., Rhinoceros v5.0

(Figura 3.9), e impressas em escalas definidas, com o intuito de controlar o parâmetro de resistência à tração. Foi utilizada a teoria de modelação física para geogrelhas, referida na subsecção 2.5.1, e foram considerados os fatores de escala para modelação de geogrelhas propostos por Viswanadham e König (2004). Dessa forma, um método foi usado para três geogrelhas impressas com o mesmo material de impressão e resistência à tração aproximada, mas com propriedades diferentes: tamanho da abertura, largura e espessura das nervuras. As propriedades geométricas da geogrelha são importantes para ensaios laboratoriais, sobretudo, para controlar o grau de interação solo-geogrelha. Em um ensaio de tração uniaxial de uma geogrelha biaxial, a tensão máxima que a geogrelha resiste está associada à menor secção transversal da geogrelha. Neste estudo, a referida secção transversal está localizada em um plano equidistante das junções da geogrelha (Figura 3.10).

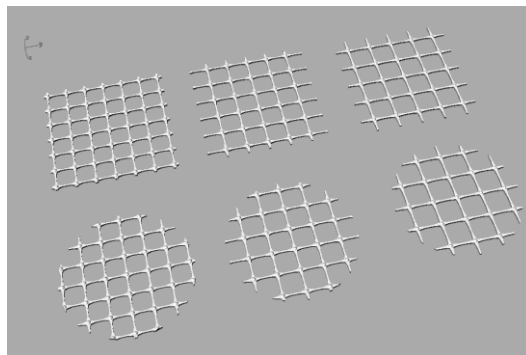


Figura 3.9 – Geogrelhas desenhadas no software CAD com dimensões 10 x 10 cm (retangulares) e diâmetro de 10 cm (circulares)

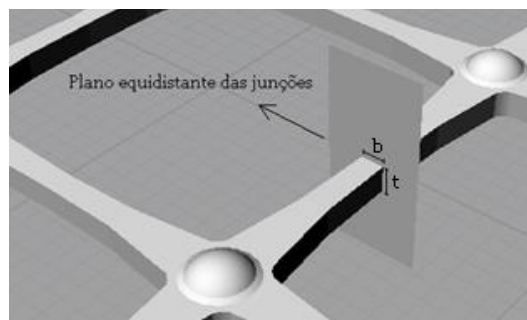


Figura 3.10 – Plano equidistante das junções das geogrelhas

O método foi empregado de modo a variar a espessura (t) e largura (b) das nervuras, variando o número de elementos a serem tracionados (N_s), nas geogrelhas de diferentes aberturas, mantendo a área de tração total equivalente (A_{eq}) traduzida pela Equação 3.1. A Equação 3.2 é uma simplificação da Equação 3.1, quando cada elemento de tração tem as mesmas dimensões. As Tabelas 3.4, 3.5 e 3.6 apresentam as características físicas encontradas após controlar a resistência à tração das geogrelhas com diferentes

aberturas, secções transversais e aproximadas áreas de tração total equivalente. O percentual de aberturas foi obtido pelo software CAD antes da impressão da geogrelha a partir da formulação apresentada na subsecção 2.5.1.

Usando a notação da presente tese, a área total equivalente é:

$$A_{eq} = N_s \left(\sum_{i=1}^{N_s} b_i t_i \right) \quad (3.1)$$

De modo geral, considerando a espessura e largura coma as mesmas dimensões, então:

$$A_{eq} = N_s b t \quad (3.2)$$

Tabela 3.4 – Propriedades físicas das geogrelhas de PLA

| Parâmetros | Tamanho das aberturas (mm) ^b | | |
|---|---|-------------|-------------|
| | 13,9 | 15,9 | 17,9 |
| Dimensões das nervuras (mm) ^{a,b} | 1,00 x 1,40 | 1,15 x 1,40 | 1,20 x 1,55 |
| Secção transversal das nervuras (mm ²) | 1,40 | 1,61 | 1,86 |
| Número de elementos tracionados | 7 | 6 | 5 |
| Área de tração total equivalente (mm ²) | 9,8 | 9,66 | 9,3 |
| Espessura das junções (mm) ^b | 2,0 | 2,0 | 2,0 |
| Percentual de área aberta (%) ^c | 77,7 | 78,6 | 80,2 |
| Massa (g) | 2,36 | 2,07 | 1,99 |
| Volume (mm ³) ^c | 2383 | 2075 | 1998 |

^a (t x b) espessura e largura, respetivamente

^b foi aferido com o paquímetro

^c foi determinado pelo software CAD

Tabela 3.5 – Propriedades físicas das geogrelhas de PP

| Parâmetros | Tamanho das aberturas (mm) ^b | | |
|---|---|-------------|-------------|
| | 14,0 | 16,1 | 18,0 |
| Dimensões das nervuras (mm) ^{a,b} | 1,05 x 1,35 | 1,20 x 1,35 | 1,35 x 1,45 |
| Secção transversal das nervuras (mm ²) | 1,42 | 1,62 | 1,96 |
| Número de elementos tracionados | 7 | 6 | 5 |
| Área de tração total equivalente (mm ²) | 9,92 | 9,72 | 9,8 |
| Espessura das junções (mm) ^b | 2,1 | 2,1 | 2,1 |
| Percentual de área aberta (%) ^c | 78,3 | 80,1 | 80,8 |
| Massa (g) | 2,08 | 1,97 | 1,63 |
| Volume (mm ³) ^c | 2343 | 2218 | 1832 |

^a (t x b) espessura e largura, respetivamente

^b foi aferido com o paquímetro

^c foi determinado pelo software CAD

Tabela 3.6 – Propriedades físicas das geogrelhas de RGD 8560

| Parâmetros | Tamanho das aberturas (mm) ^b | | |
|---|---|-------------|-------------|
| | 14,3 | 16,3 | 18,3 |
| Dimensões das nervuras (mm) ^{a,b} | 1,20 x 1,10 | 1,30 x 1,20 | 1,45 x 1,25 |
| Secção transversal das nervuras (mm ²) | 1,32 | 1,56 | 1,81 |
| Número de elementos tracionados | 7 | 6 | 5 |
| Área de tração total equivalente (mm ²) | 9,24 | 9,36 | 9,06 |
| Espessura das junções (mm) ^b | 2,3 | 2,3 | 2,3 |
| Percentual de área aberta (%) ^c | 79,5 | 80,9 | 81,3 |
| Massa (g) | 3,11 | 2,60 | 2,66 |
| Volume (mm ³) ^c | 2849 | 2357 | 2433 |

^a (t x b) espessura e largura, respetivamente

^b foi aferido com o paquímetro

^c foi determinado pelo software CAD

As geogrelhas de polímero termoplástico (PLA e PP) foram impressas por extrusão em uma impressora de mesa com tecnologia de Modelação por Deposição Fundida (MDF). As geogrelhas de material digital RGD 8560 foram impressas pela Stratasys Objet 500 Connex 3. A tecnologia AEL (Aparelho de Estereolitografia) foi usada para imprimir a geogrelha com o material digital da Stratasys. O material digital RGD8560 foi uma mistura dos materiais Veroblackplus e TangoPlus através do processo de fotopolimerização, basicamente, esses materiais são constituídos por uma resina base que se solidifica após a exposição à radiação ultravioleta. A Figura 3.11 ilustra a bandeja de impressão da impressora Objet 500 Connex 3 e a seleção do material digital. As camadas intermediárias na impressão das geogrelhas de RGD 8560 estão ilustradas na Figura 3.12.

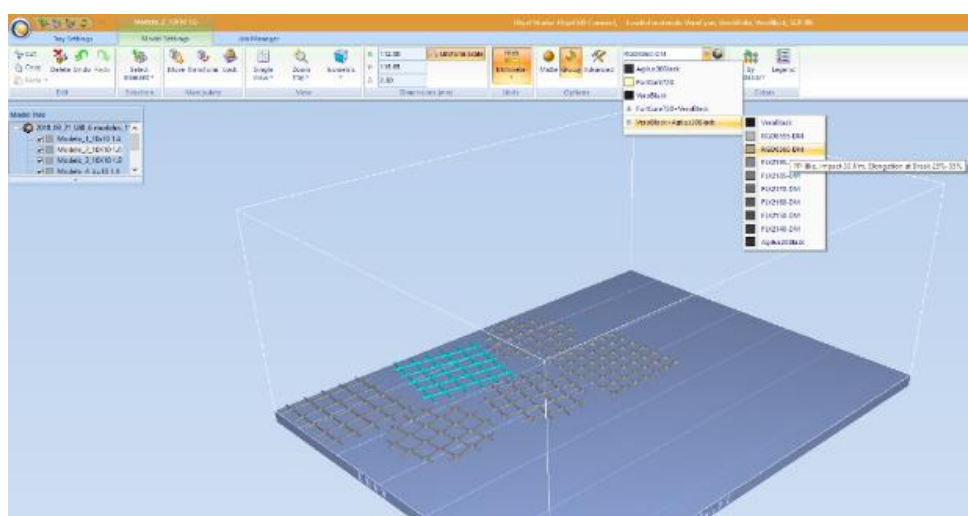


Figura 3.11 – Bandeja de impressão da Objet 500 Connex antes da impressão das geogrelhas de RGD 8560

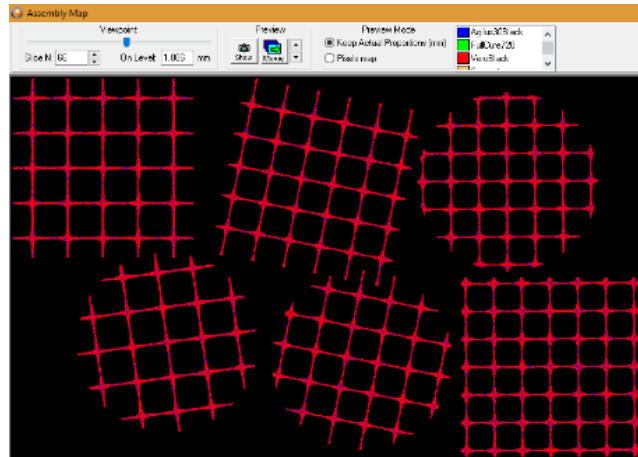


Figura 3.12 – Camadas intermediária das geogrelhas de RDG 8560

Um geotêxtil de separação (GTX 1) de baixa resistência à tração e massa por unidade de área de 150 g/m², foi colado à geogrelha, utilizando uma pistola de cola quente; a cola quente foi aplicada apenas nas junções das geogrelhas. Ao colar o geotêxtil na geogrelha evita-se o deslizamento na interface. A Figura 3.13 ilustra geocompósitos utilizados no programa experimental.



Figura 3.13 – Geocompósitos com diâmetro de 10 cm (ordem de cima para baixo: PP, PLA e RGD 8560)

As propriedades de tração da geogrelha foram determinadas a partir dos resultados de ensaio de tração realizado seguindo o procedimento da NP-EN ISO 10319, 2015, com as adaptações consideradas pertinentes em relação ao tamanho do provete e garra, dado que ainda não foi desenvolvido um método de ensaio de tração para geogrelhas de impressão 3D. Ensaio de tração foram realizados em geogrelha produzidas com diferentes materiais usuais de impressão ABS, PLA, PET-G. Além disso, ensaios de tração em geogrelha modelo e tiras de PLA, PP e RGD 8560 e geotêxtil de separação (GTX1) foram realizados, incluindo ensaios de tração em tiras instrumentadas. A

utilização de tiras instrumentadas com extensômetros tem em vista o estabelecimento de curvas de calibração para cada material de impressão 3D e a determinação de relações de conversão da extensão local em força mobilizada nas geogrelhas.

A Figura 3.14 ilustra o equipamento e o tipo de garra (compressiva de aperto manual) utilizada no ensaio de tração nas tiras de geogrelhas instrumentadas, geogrelhas e geotêxtil de separação. As amostras de geogrelha foram fixadas nas garras do equipamento de tração separadas com uma distância inicial de 50 mm. O aperto das garras nas geogrelhas se preocupou, principalmente, em aplicar um torque suficiente para não danificar o material e não permitir o seu deslizamento durante a execução do ensaio, além disso foram utilizadas borrachas para acolchoar as faces serradas das garras. O comprimento nominal de 50 mm foi adotado para garantir uma adequada fixação da amostra e a largura de 100 mm foi adotada para garantir um número mínimo de elementos a serem tracionados. A máquina foi ajustada para operar a uma velocidade de tração constante de 1,0 mm/min (2,0%/min), a mesma velocidade adotada nos ensaios triaxiais (subsecção 3.4.1). As células de carga de 200 N e 1000 N foram selecionadas para os ensaios de tração nas tiras e geogrelhas, respectivamente, as leituras foram realizadas com uma precisão de 0,01 mm para a extensão e 0,1 N para a força medida. As Figuras 3.15 e 3.16 representam as curvas típicas força-extensão de tração para as geogrelhas e para o GTX1. O procedimento padrão foi adaptado para determinar as propriedades de tração das geogrelhas (Tabela 3.7, 3.8 e 3.9).

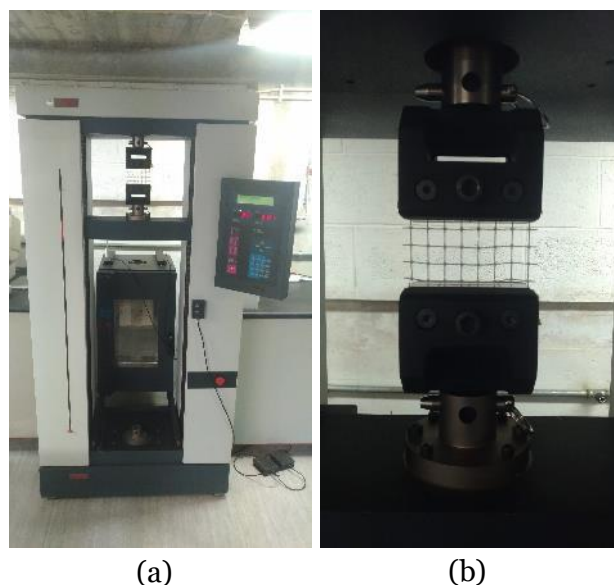


Figura 3.14 – Ensaio de tração de geogrelhas e geotêxtil de separação (GTX1): (a) Equipamento (b) Garras compressivas

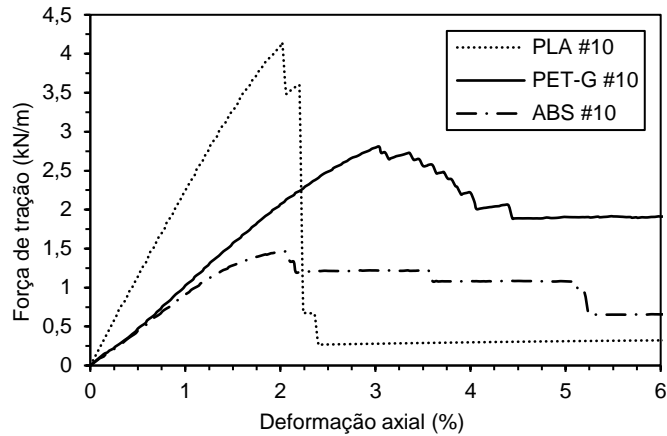


Figura 3.15 – Resultados do ensaio de tração em geogrelhas diferentes materiais com 10 mm de abertura

A Figura 3.16 evidenciou a baixa resistência à tração do geotêxtil não tecido e, portanto, o objetivo de utilizar estes materiais nos geocompósitos manufacturados foi, exclusivamente, para separação dos materiais. A Figura 3.16 apresenta o comportamento da resistência à tração das geogrelhas modelo. As geogrelhas de RGD 8560 apresentaram um comportamento muito variável após o pico de resistência, isto foi devido as diferentes áreas das secções transversais das nervuras o que ocasionou diferentes extensões de rotura. O mesmo comportamento pode ser observado nas geogrelhas com material de PLA, o estreitamento da secção transversal devido a tração tem efeitos mais significativos nas geogrelhas com menor secção transversal, neste caso PLA #14.

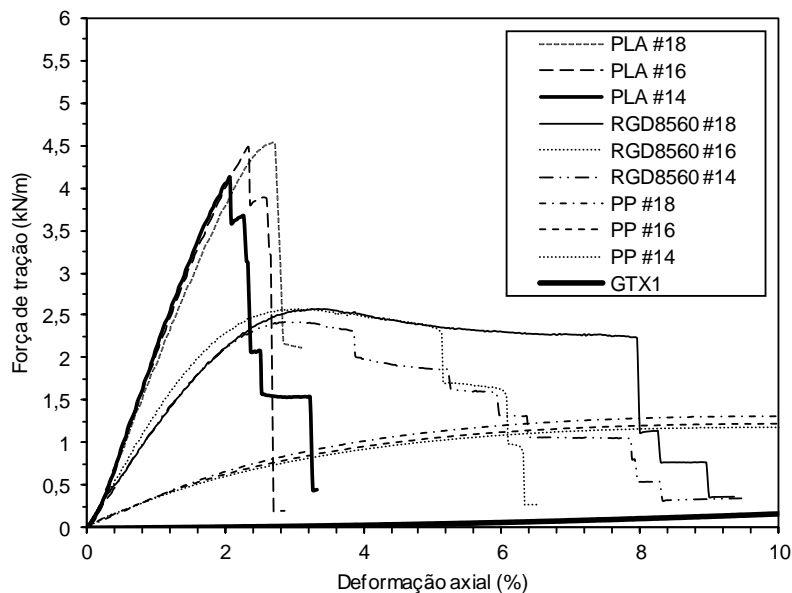


Figura 3.16 – Resultados do ensaio de tração em geogrelhas de impressão 3D

A Tabela 3.7 apresenta os valores dos parâmetros para geogrelhas com 14mm de abertura.

Tabela 3.7 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 14 mm

| Parâmetros | Geogrelhas | | |
|--|------------|--------|---------|
| | PLA #14 | PP #14 | RGD #14 |
| Extensão na força máxima, ϵ_u (%) | 2,1 | 9,1 | 3,1 |
| Resistência à tração, T_u (kN/m) | 4,1 | 1,1 | 2,4 |
| Módulo de rigidez secante em $\epsilon_g = 2\%$, $J_{2\%}$ (kN/m) | 209,0 | 29,9 | 105,5 |

A Tabela 3.8 apresenta os valores dos parâmetros para geogrelhas com 16mm de abertura.

Tabela 3.8 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 16 mm

| Parâmetros | Geogrelhas | | |
|--|------------|--------|---------|
| | PLA #16 | PP #16 | RGD #16 |
| Extensão na força máxima, ϵ_u (%) | 2,3 | 9,6 | 2,9 |
| Resistência à tração, T_u (kN/m) | 4,5 | 1,2 | 2,6 |
| Módulo de rigidez secante em $\epsilon_g = 2\%$, $J_{2\%}$ (kN/m) | 209,2 | 31,1 | 114,9 |

A Tabela 3.9 apresenta os valores dos parâmetros para geogrelhas com 18 mm de abertura.

Tabela 3.9 – Parâmetros das geogrelhas de diferentes materiais e abertura de 18 mm

| Parâmetros | Geogrelhas | | |
|--|------------|--------|---------|
| | PLA #18 | PP #18 | RGD #18 |
| Extensão na força máxima, ϵ_u (%) | 2,7 | 9,3 | 3,4 |
| Resistência à tração, T_u (kN/m) | 4,5 | 1,3 | 2,6 |
| Módulo de rigidez secante em $\epsilon_g = 2\%$, $J_{2\%}$ (kN/m) | 203,9 | 32,5 | 105,6 |

As Tabelas 3.7 a 3.9 apresentam as propriedades mecânicas das geogrelhas modelo de diferentes materiais de impressão 3D, variando a dimensão da malha. Observa-se que os valores da extensão na força máxima são inferiores aos respectivos valores médios das geogrelhas protótipos, em particular para o PLA e RGD 8560, aos quais correspondem rigidezes secantes substancialmente superiores. Os resultados das tiras de geogrelhas instrumentadas foram apresentados no Capítulo 5 desta tese (subsecção 5.1).

3.3 Preparação das amostras

Conforme Goto e Tatsuoka (1988) um dos problemas clássicos dos ensaios triaxiais em solo é avaliar os efeitos das condições de fronteira da amostra nas características de deformação e resistência à compressão triaxial. Além das condições impostas pelo ensaio, a preparação das amostras é de extrema importância devido a enorme quantidade de erros associados. A seguir são apresentados os procedimentos desenvolvidos para preparação das amostras homogêneas e solos em camadas e a preparação dos solos em camadas reforçadas com geogrelha instrumentada, incluindo os procedimentos para evitar ou limitar fontes de erros capazes de afetar os resultados dos ensaios.

3.3.1 Amostras homogêneas

A amostra de mistura foi preparada por arranjo em camadas finas para evitar a segregação dos componentes e obter um material homogêneo. Partindo do estudo realizado por Kim e Santamarina (2008), calculou-se a composição da mistura, com o propósito de preparar amostras de granulado de borracha com os espaços vazios preenchidos por areia, a qual foi otimizada experimentalmente, obtendo-se uma porosidade mínima de 33% e uma fração volúmica de partículas de borracha de 55%. Assim, efetuaram-se os cálculos para a determinação das quantidades de areia e de borracha necessárias para cada ensaio, que foram pesadas com uma precisão de 0,1 g, procedendo-se em seguida à subdivisão das frações em pequenas porções de modo a possibilitar a preparação da amostra de mistura. A amostra de areia foi preparada por um arranjo de camadas finas que foram previamente pesadas, foi utilizado um cone para melhor distribuir as partículas de areia no molde e em seguida um compactador manual para uniformizar as camadas. Assim como as demais amostras homogêneas, durante a preparação da amostra de areia, foram feitas medições à meia altura da amostra para controle da compactação manual e índice de vazios. A preparação das amostras de agregado foi realizada com a colocação de cinco camadas e compactação manual por camada, o controle da altura da amostra foi realizado à meia altura e ao final da preparação da amostra. Os parâmetros característicos dos três materiais empregues no estudo experimental (mistura, areia, agregado) foram determinados a partir dos resultados de ensaios de deformação unidimensional, ensaios de corte por compressão triaxial (para pressões de confinamento de 15, 30 e 60 kPa) e ensaios CBR (LNEC E198, 1967). A Tabela 3.10 apresenta um resumo das propriedades relevantes.

Tabela 3.10 – Propriedades mecânicas relevantes das amostras homogêneas de solos

| Parâmetros | Solos | | |
|--|---------|-------|----------|
| | Mistura | Areia | Agregado |
| Índice de vazios inicial e_0 | 0,49 | 0,60 | 0,80 |
| Peso volúmico seco γ_d (kN/m ³) | 12,05 | 16,23 | 14,33 |
| Módulo de Elasticidade E (kN/m ²) ^a | 3013 | 7400 | 18220 |
| Ângulo de atrito ϕ (°) ^b | 32 | 38 | 49 |
| Coesão c (kN/m ²) ^b | 15 | 3 | 0 |
| Dilatância Ψ (°) | 13,48 | 6,76 | 10,54 |
| CBR (%) | 2 | 7 | 36 |

^a 30 kPa de pressão de confinamento

^b Os parâmetros de resistência foram calculados no estado crítico

De modo geral, a montagem das amostras preocupou-se em evitar erros associados, como vazamento de água devido a furos em membranas de borracha, inclinação do bloco de topo, desalinhamento vertical da amostra e extremidades de fricção. Os materiais são então colocados num molde de 103 mm de diâmetro interno e 200 mm de altura, previamente revestido com uma membrana de borracha, nivelado e fixado ao pedestal para manter o alinhamento vertical da amostra. O procedimento de montagem das amostras homogêneas é análogo ao procedimento adotado para solos em camadas, descrito a seguir na subsecção 3.3.2, para maximizar a repetibilidade dos resultados.

3.3.2 Solos em camadas

O procedimento de preparação dos solos em camadas consistiu em:

- determinar as quantidades de areia e borracha (quando aplicável) (Figura 3.17a) e colocar o material na metade inferior do molde como descrito em 3.3.1, compactar manualmente através de um pilão de borracha e controlar a altura da amostra (Figura 3.17b);
- colocar o agregado na metade superior do molde em cinco camadas iguais. A extremidade da camada de agregado foi nivelada para evitar erros de inclinação e assentamento do bloco de topo;
- colocar o bloco de topo juntamente com dois discos de membrana de borracha de 2mm de espessura para diminuir o atrito da extremidade superior; um lubrificante inerte em plásticos foi utilizado nas duas membranas, conforme a Figura 3.18;
- remover o molde aplicando vácuo dentro da amostra, o suficiente para manter sua geometria;

- colocar os anéis de vedação para selar a amostra e de modo a não introduzir extensão axial na membrana.

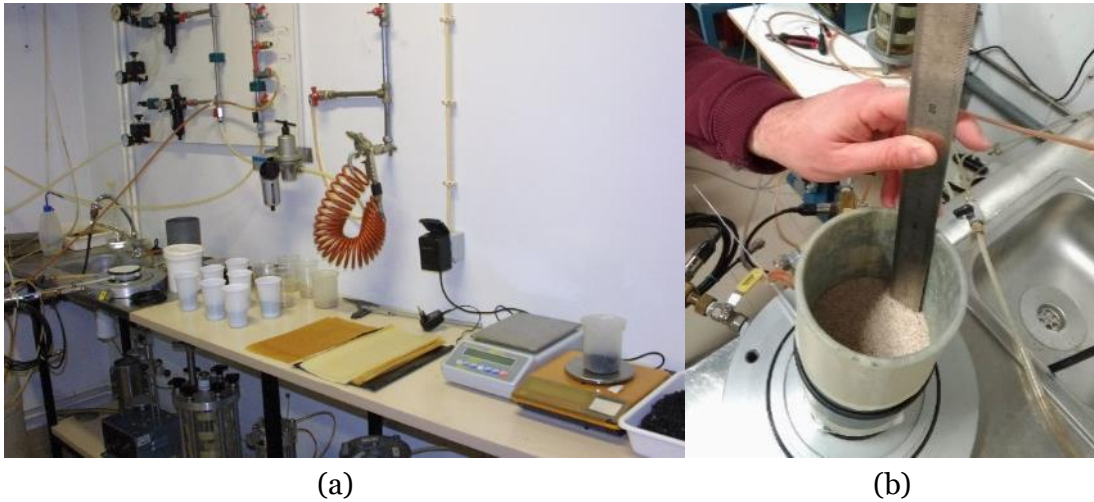


Figura 3.17 – Preparação da amostra de mistura: (a) Subdivisão da quantidade de material por camada (b) Controle da altura da amostra



Figura 3.18 – Membrana de borracha com lubrificante utilizada no bloco de topo

Em ensaios de corte por compressão triaxial a altura da amostra deve ser cerca de duas vezes o diâmetro da amostra ($H= 2D$), como recomendado no Eurocódigo 7 e usado de um modo geral, para que os efeitos da restrição da deformação nos topos da amostra (contenção de extremidades) possam ser desprezados. Segundo o Princípio de Saint-Venant, os efeitos localizados causados por qualquer carga que age sobre um corpo serão dissipados em regiões suficientemente afastadas do ponto de aplicação da carga. Dessa forma, estudos anteriores (Bishop e Green, 1965) comprovaram que o afastamento de duas vezes o diâmetro do mesmo é suficiente para evitar as deformações e tensões localizadas nas extremidades, portanto, ao considerar esta altura padronizada, a tensão desviatória calculada na amostra não é influenciada significativamente pelas tensões e deformações localizadas que agem nas extremidades da amostra.

3.3.3 Solos em camadas com geogrelha instrumentada

Nesta subsecção são apresentados os procedimentos utilizados para incorporar as geogrelhas na interface, incluindo a instrumentação das geogrelhas. As geogrelhas foram colocadas a meia altura da amostra, na base da camada de agregado. Não foi necessário corrigir a quantidade de agregado uma vez que o volume ocupado pelas geogrelhas é da ordem de grandeza do volume da partícula cujo diâmetro ocorre com maior frequência e as dimensões das malhas permitem acomodar as partículas de agregado.

A Figura 3.19a ilustra os geocompósitos instrumentados utilizados nos ensaios triaxiais. Os pontos instrumentados estão situados no plano equidistante das junções. O extensómetro foi colado na face inferior da geogrelha (Figura 3.19b). A zona da geogrelha escolhida para colocar o extensómetro está dentro da área de interesse para medir as deformações, evitou-se colar os extensómetros nas pontas, devido a geometria não simétrica das grelhas (Skuodis et al., 2020).

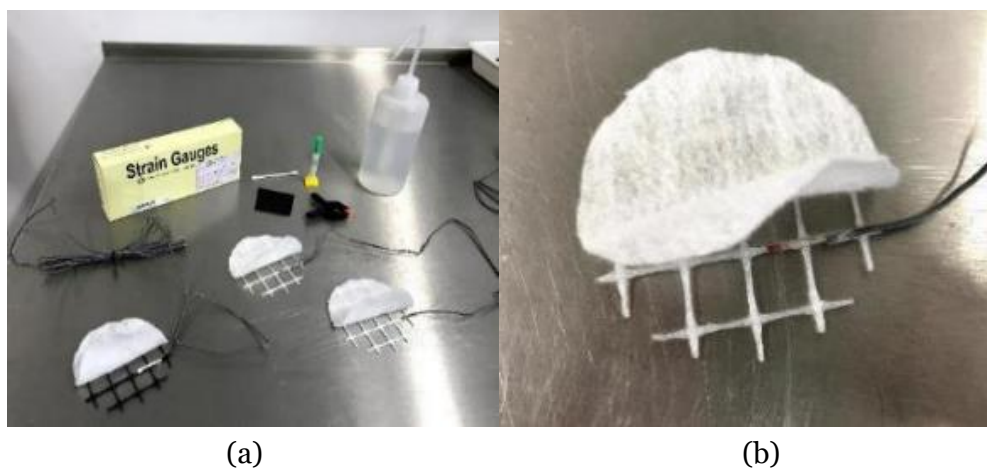


Figura 3.19 – Geogrelhas instrumentadas com extensómetros: (a) Materiais utilizados na colagem (b) Vista de perto da geogrelha instrumentada com extensómetro

A preparação da amostra foi possível graças a utilização de um tubo de plástico de pouca resistência colado ao disco de papel filtro colocado sobre o pedestal da câmara triaxial (Figura 3.20). O tubo de plástico facilitou a colocação do geocompósito na interface mesmo após a colocação do solo na metade inferior da amostra. Dessa forma foi possível puxar, paulatinamente, o fio do extensómetro e, conseqüentemente, colocar o geocompósito sobre a camada de solo fraco.

A Figura 3.21a ilustra o ensaio triaxial sendo realizado com o extensómetro dentro da câmara triaxial. A Figura 3.21b ilustra o dispositivo utilizado para evitar a entrada de ar

dentro da amostra, ou seja, devido a aplicação da sucção, realizada pela bomba à vácuo para confinamento da amostra, o ar tenta entrar pelo orifício de passagem do fio, já que não é possível fechar a válvula, caso contrário cortaria o fio, o dispositivo foi adaptado com uma mangueira de borracha e um aparato que pressiona a mangueira contra o fio. O fio (composto por três fios condutores) foi ligado ao *data logger* através de uma montagem em 1/4 de ponte de Wheatstone de modo a anular o efeito da alteração da resistência nos fios em que há fluxo de corrente.



Figura 3.20 – Montagem para a preparação das amostras instrumentadas e sistema para medir extensões na geogrelha

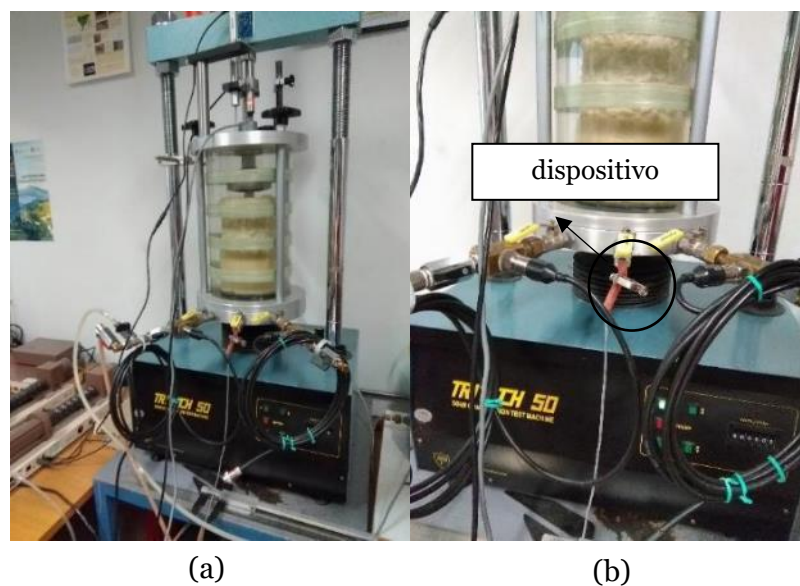


Figura 3.21 – Ensaio triaxial com geogrelha instrumentada: (a) Câmara triaxial sobre a prensa ao decorrer do ensaio (b) Vista de perto do fio do extensómetro com dispositivo para evitar a perda de confinamento

3.4 Procedimentos e programa experimental

A seguir nesta secção são apresentados: o procedimento utilizado para realização dos ensaios laboratoriais de compressão triaxial, os procedimentos para o tratamento dos dados devido aos erros associados aos ensaios, além do programa experimental.

3.4.1 Ensaio de compressão triaxial

Os ensaios triaxiais de amostras cilíndricas de solo começaram na década de 1930. O ensaio de compressão triaxial é amplamente utilizado tanto na pesquisa para compreensão e modelação dos fundamentos do comportamento do solo quanto na prática da engenharia para determinar as propriedades de resistência e rigidez dos solos. O procedimento convencional normalmente envolve a submissão de uma amostra de solo cilíndrica a uma tensão de compressão axial enquanto uma pressão radial efetiva é mantida. Neste trabalho, o procedimento do ensaio compreendeu duas fases importantes: aplicação da pressão de confinamento e aplicação da deformação axial.

Como dito anteriormente na secção 3.1, o confinamento das amostras foi realizado através do sistema de sucção, conjuntamente, com o sistema de pressão hidrostática (diferença entre o nível da água no reservatório e a meia altura da amostra limitada de 1 metro). Para as amostras com pressão radial efetiva de 30 kPa, foi aplicado uma sucção de -20 kPa no interior da amostra e a pressão hidrostática de 1 metro de coluna d'água ou 10 kPa no exterior da amostra. A pressão de confinamento de 30 kPa foi adotada para replicar as condições de campo. Com base em resultados de ensaios realizados com diferentes pressões de confinamento, verificou-se que a rigidez do solo ensaiado é pouco influenciada quando a pressão de confinamento é igual ou superior a 30 kPa (Fannin e Sigurdsson, 1996).

O Anexo II apresenta ensaios realizados com diferentes pressões de confinamento em amostras homogêneas. Os valores dos parâmetros de resistência no estado crítico das amostras homogêneas de areia e mistura se aproximaram mais do que os valores obtidos para a camada de agregado. Portanto, o parâmetro de resistência da camada de agregado para uma baixa pressão confinante foi obtido para um único nível de confinamento no estado crítico, a partir de uma formulação usada para a obtenção do ângulo de atrito para solos não coesivos

Segundo a ISO 17892-9 na fase de cisalhamento da amostra, é aconselhado utilizar uma determinada taxa de deformação axial da amostra. A norma prevê um valor máximo para esta taxa que depende: da altura da amostra após a consolidação (H_c), da deformação axial na rotura (ε_{vf}), de uma constante (M) que depende da condição de drenagem durante a consolidação, neste caso $M = 34$ e por último, do tempo requerido para 50% da consolidação acontecer (t_{50}) (Equação 3.5).

$$v_{max} = \frac{H_c \times \varepsilon_{vf}}{M \times t_{50}} = \frac{198 \text{ mm} \times 0,1}{34 \times 0,5 \text{ min}} \cong 1,17 \text{ mm/min} \quad (3.5)$$

Dessa forma, cada amostra foi testada em condições de deformação controlada, impondo a taxa de deformação axial constante de 1 mm/min, até que uma extensão axial de 20% fosse alcançada. Neste estudo, a cada dez segundos durante a realização do ensaio triaxial foi computada uma leitura de cada instrumento utilizado para medir: a força axial e a variação da altura e do volume da amostra.

3.4.2 Tratamento de dados

A partir dos dados de medição e considerando as características iniciais das amostras, foram calculadas as variáveis para obter a evolução do comportamento das amostras. Neste ponto descrevem-se os procedimentos adoptados como o intuito de corrigir os erros e avaliar as incertezas associadas aos resultados dos ensaios de compressão triaxial com baixa pressão de confinamento em solos em camadas. No tratamento dos dados de medição foi levado em consideração a correção da área e a correção da membrana. A área da secção transversal da amostra não se mantém constante devido à deformação radial que ocorre durante o ensaio, podendo originar erros grosseiros no cálculo da tensão axial, cuja análise será apresentada no Capítulo 4.

Neste estudo, a deformação radial foi estimada com base na medição da deformação axial e volumétrica para as amostras homogéneas, e com base na medição da deformação axial para os solos em camadas. Neste método é necessário considerar um modelo de deformação para a amostra, o qual deve ser definido em função da configuração deformada da amostra. O método bem conhecido utilizado por Bishop e Henkel (1957) foi empregado neste estudo para a correção da área das amostras homogéneas durante o ensaio triaxial. Além disso, no processamento de dados dos ensaios triaxiais, geralmente assume-se que a amostra de solo se deforma uniformemente durante o ensaio e que a tensão principal intermediária é igual à tensão principal menor. Assim, a tensão

desviatória, que atua na direção axial, é calculada a partir da carga axial medida e a pressão constante de confinamento em toda amostra, a deformação axial é determinada a partir do deslocamento axial medido e a deformação radial é calculada a partir da variação de volume e do deslocamento axial medidos.

Na subsecção 4.1.2 é apresentado um método analítico para correção da área da amostra de solos em camadas durante o ensaio triaxial. A seguir são apresentados a correção devido a membrana de borracha e outros erros associados aos ensaios triaxiais em solos em camadas.

- **Correção dos efeitos da membrana**

A membrana utilizada no revestimento lateral da amostra pode ter efeitos no estado de tensão, sobretudo na pressão radial que atua sobre a amostra durante a fase de compressão triaxial, devido a uma deformação radial não uniforme. Henkel e Gilbert (1952) a fim de distinguir quantitativamente as propriedades das membranas, realizaram ensaio de extensão conforme mostrado na Figura 3.22. Os autores consideraram tiras circunferenciais de membrana com uma polegada de largura (1 in = 2,54 cm) membranas selecionadas foram cortadas em tiras e o ensaio de extensão foi realizado para várias cargas e extensões medidas. Embora a relação carga/deformação encontrada pelos autores foi ligeiramente curva, as diferentes membranas de borracha foram caracterizadas por um módulo de extensão médio definido como carga por comprimento para deformação unitária. Para as membranas de borracha grossa, padrão e fina, os módulos de extensão encontrado pelos autores foram de 595,4, 262,7 e 140,1 N/m, respetivamente. A seguir são apresentadas as formulações propostas por Henkel e Gilbert (1935) para determinação do módulo de extensão (E_{mo}):

$$L_m = 2(D_m - d - t_m) + \pi d \quad (3.6)$$

$$E_{mo} = \frac{W}{\varepsilon_m} \quad (3.7)$$

sendo,

$$\varepsilon_m = \frac{\Delta L_m}{L_{mi}}$$

$$W = \frac{P'}{2l}$$

onde, L_m o comprimento circunferencial médio da membrana, P' a carga de tração aplicada, l o comprimento axial da membrana, D_o distância de medição inicial, D_m distância medida da correspondente carga aplicada, t_m a espessura da membrana, d o diâmetro das hastes, W a carga por unidade de comprimento da membrana e ε_m a deformação axial da membrana.

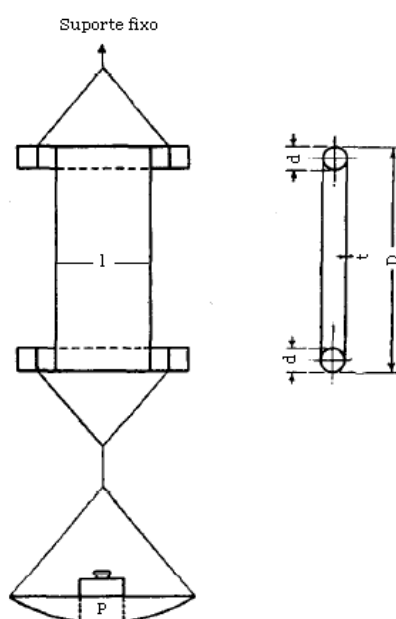


Figura 3.22 – Ensaio de tração da membrana (adaptado de Henkel e Gilbert, 1952)

De modo a caracterizar o comportamento tensão-deformação da membrana, foram realizados dois ensaios de tração com aplicação de escalões de carga e medição da deformação diametral da membrana. A Tabela 3.11 apresenta os parâmetros utilizados nos ensaios de tração das membranas de borracha. A Figura 3.23 mostra a preparação do ensaio de tração das membranas de borracha.

Tabela 3.11 – Parâmetros utilizados nos ensaios de tração das membranas de borracha

| Parâmetros | 1 membrana | 2 membranas |
|--|------------|-------------|
| Comprimento circunferencial médio inicial, L_{mi} (cm) | 35,41 | 31,85 |
| Comprimento axial da membrana, l (cm) | 10 | 10 |
| Distância de medição inicial, D_o (cm) | 16,9 | 15,5 |
| Espessura da membrana, t_m (mm) | 0,4 | 0,8 |
| Diâmetro das hastes, d (cm) | 2,5 | 2,5 |



Figura 3.23 – Aparato para o ensaio da membrana de borracha

A Figura 3.24 ilustra a medição da variação do diâmetro para obter o comprimento médio da membrana em cada ponto da curva (Equação 3.6). Nos ensaios triaxiais duas membranas foram colocadas para evitar o vazamento devido a possível existência de alguma angularidade das partículas de agregado e, portanto, um segundo ensaio para prever o comportamento de extensão da membrana foi realizado. Os resultados dos ensaios (Figura 3.25) indicam que o módulo de extensão varia com a deformação e aumenta com o número de membranas. Observa-se que o módulo de extensão tem um valor máximo para baixa deformação e diminui com o aumento da deformação, sendo este comportamento mais pronunciado no caso do ensaio com duas membranas.

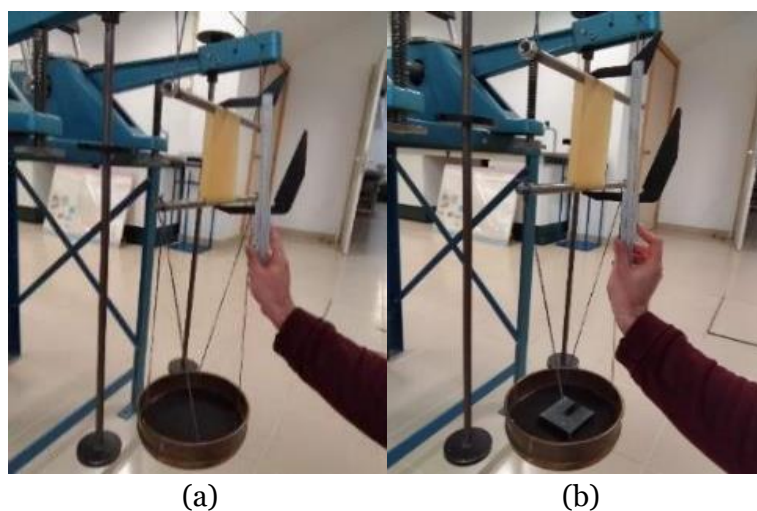


Figura 3.24 – Medida da extensão da membrana: (a) Inicial (b) Depois da aplicação do peso

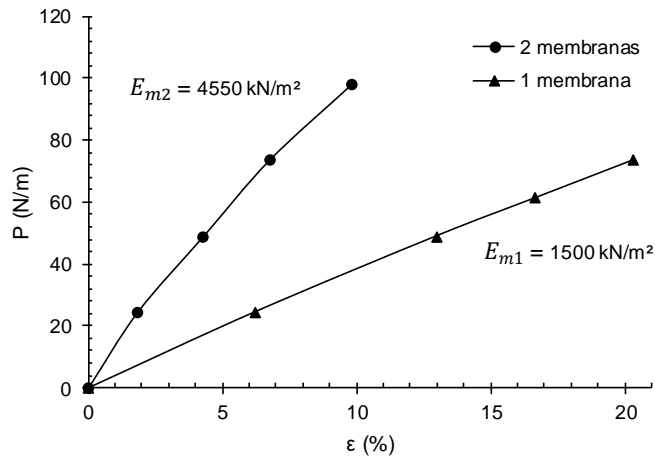


Figura 3.25 – Comportamento carga-deformação das membranas utilizadas nos ensaios

Entretanto, a ASTM D2850-15 prevê o módulo de elasticidade (E_m), o qual pode ser calculado utilizando a seguinte equação:

$$E_m = \frac{P' L_{mi}}{2 t_m l \Delta L_{mi}} \quad (3.8)$$

então:

$$E_m = \frac{E_{mo}}{t_m}$$

A correção ou decréscimo da tensão desviatória devido o efeito da membrana de borracha é proposta pela norma (ASTM D2850-15) como sendo:

$$\Delta \sigma_d = \frac{4 E_m t_m \varepsilon}{D} \quad (3.9)$$

Sendo, ε a deformação axial da amostra durante o ensaio triaxial e D o diâmetro da amostra durante a realização do ensaio. Dessa forma, a variação da tensão desviatória da membrana de borracha é apresentado em relação a deformação axial (ε) na Figura 3.27 para uma e duas membranas de borracha.

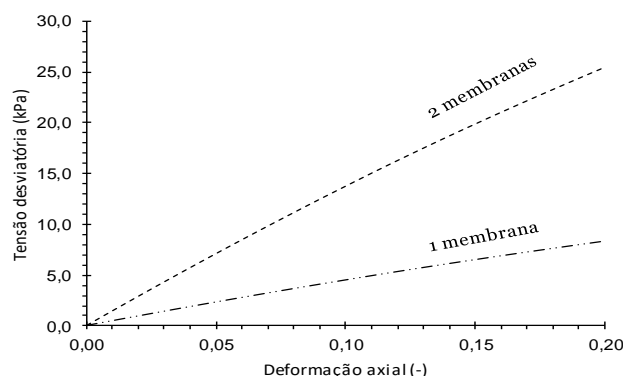


Figura 3.26 – Efeito de uma e duas membranas na tensão desviatória dos solos homogêneos em relação a deformação axial da amostra no ensaio triaxial

O resultados apresentaram que a correção devido o efeito da membrana de borracha para 2 membranas é considerável, entretanto, estes resultados não influenciaram até o pico de resistência dos materiais, ou seja, é menor que 5% da tensão desviatória no pico de resistência para solos em camadas e solos homogêneos, portanto, estas correções não foram levadas em consideração, isto é, não foi reduzida a tensão desviatória devido o efeito membrana nos resultados apresentados do Capítulo 4.

- **Erro associado à pressão de confinamento**

A pressão de confinamento é aplicada parcialmente por meio de pressão da água na câmara triaxial. Dessa forma, a diferença de altura da água entre a base e o topo da amostra induz uma pressão de confinamento não uniforme que é resultante da pressão hidrostática desenvolvida no interior da câmara e, portanto, o erro na determinação da tensão principal menor deve ser avaliado. O desvio máximo da pressão de confinamento, em relação ao valor considerado na secção de referência à meia altura da amostra, é da ordem de 1 kPa. Esta fonte de erro introduz uma incerteza na determinação da tensão radial de cerca de 3,3% para um ensaio realizado com uma pressão de confinamento de 30 kPa, que se pode considerar aceitável, e por isso não foi tido em conta no tratamento dos dados de medição.

- **Outros erros associados**

Segundo Fukushima e Tatsuoka (1984) a força axial medida durante o ensaio triaxial é influenciada pelo peso próprio da amostra. No presente estudo, o desvio máximo da tensão axial, em relação ao valor considerado na secção de referência à meia altura da amostra, é da ordem de 1,45 kPa, que representa cerca de 1% da tensão desviatória

máxima num ensaio com pressão de confinamento de 30 kPa. Contudo, para obter valores do módulo de elasticidade com precisão aceitável, esta fonte de erro é significativa, nomeadamente na fase inicial do ensaio para pequenas deformações. Neste caso, o efeito da variação da força axial devido ao peso próprio da amostra é praticamente anulado pelo efeito da pressão hidrostática, e por isso esta fonte de incerteza não foi tida em conta no tratamento dos dados de medição.

O bloco de topo induz uma força axial constante na amostra. Neste estudo, utilizou-se um bloco de liga leve, como descrito na secção 3.1 a fim de minimizar este efeito, o acréscimo de tensão axial constante aplicada nas amostras devido peso próprio do bloco de topo foi de 0,70 kPa. Portanto, esta fonte de erro é pouco significativa e não foi tida em conta no tratamento dos dados de medição. De um modo geral, estes outros erros associados apresentados são insignificantes levando em consideração, sobretudo, aos erros associados durante a preparação das amostras, aos erros associados da variação da secção transversal das amostras durante o ensaio e ao efeito que a membrana de borracha exerce durante o ensaio. Entretanto, para uma melhor avaliação das incertezas foi necessário, previamente, avaliar todos os erros associados ao tratamento dos dados dos ensaios triaxiais em solos em camadas.

3.4.3 Dados experimentais

No presente trabalho, a caracterização do comportamento das interfaces recaiu ainda na determinação de parâmetros com base na energia necessária para provocar a cedência do material, como se verá oportunamente no Capítulo 4. Primeiramente, os dados crus foram plotados em dois gráficos. O primeiro gráfico o deslocamento linear, medido pelo LVDT, foi colocado no eixo das abcissas e a força axial, medida pela célula de carga, no eixo das ordenadas. Os ensaios triaxiais que possuíram controlo da variação de volume total da amostra, o gráfico constou com deslocamento ou deformação axial apresentado nas abcissas e a variação de volume total da amostra nas ordenadas.

Estes dados crus foram de importante representação para analisar os resultados das modelações numéricas do Capítulo 5. Em seguida foram apresentados dois gráficos. O primeiro gráfico a deformação axial dada por: $\varepsilon = - \Delta L/L_0$ (ΔL deslocamento axial medido e L_0 altura inicial da amostra), foi representado no eixo das abcissas. Nos resultados experimentais ajustes devido a não linearidade das deformações axiais não foram considerados devido a complexidade no tratamento de dados e, portanto, todos os resultados das deformações axiais foram consideradas lineares.

A razão de tensões dado (σ'_1/σ'_3) no eixo das ordenadas, a razão de tensão foi obtida através da tensão desviatória ($\sigma'_1 - \sigma'_3$). A correção do método da área (secção 4.1) foi empregada para o cálculo da tensão desviatória e, conseqüentemente, para razão de tensões (σ'_1/σ'_3). O segundo gráfico constou com a deformação axial nas abscissas e a variação volumétrica dada por: $\Delta V/V_0$ no eixo das ordenadas, sendo ΔV a variação de volume medida e V_0 o volume inicial da amostra. Os resultados dos ensaios são geralmente analisados pelo critério de rotura de Mohr-Coulomb para expressar a resistência à compressão triaxial do solo. Os parâmetros de rigidez são geralmente definidos como a razão entre a tensão desviatória e a deformação na direção do eixo da amostra.

3.4.4 Programa experimental

Um total superior a 150 ensaios de compressão triaxial foram realizados utilizando o equipamento e amostras descritas nas secções anteriores. Neste ponto é apresentado o plano experimental proposto para análise do comportamento de camadas de agregado reforçadas na base com geogrelhas sem a medição da variação de volume total da amostra e com a pressão de confinamento aplicada apenas por meio de sucção. Nas Tabelas 3.12 e 3.13 encontra-se especificado o programa experimental realizado sem a medição da variação de volume total da amostra e com a pressão de confinamento aplicada apenas por meio de sucção e com a medição da variação de volume total da amostra e pressão de confinamento aplicada por meio de pressão de água na célula e sucção, respetivamente.

A instrumentação nas amostras de geogrelha com abertura de 18 mm foi realizada, a fim de medir a extensão local da geogrelha durante o ensaio triaxial. Dos ensaios realizados durante toda a investigação um total de 49 ensaios de compressão triaxial serão apresentados utilizando o equipamento proposto para análise do comportamento, devido, principalmente, a qualidade na preparação das amostras, controlo e execução dos ensaios. Em suma, na primeira fase do estudo a variável de investigação foi o tipo de material das geogrelhas (i.e. a rigidez) e na segunda fase as variáveis de investigação foram a abertura e a rigidez das geogrelhas, e ainda o tipo de material da camada fraca de solo (subleito).

Tabela 3.12 – Programa de ensaios triaxiais sem o controlo da variação de volume

| Tipo de camada | Tipos de Reforço | Pressão de confinamento | | | Designação |
|--|------------------|-------------------------|--------|--------|---|
| | | 15 kPa | 30 kPa | 60 kPa | |
| Mistura areia–borracha | – ² | x | x | x | m_15 (1), m_30 (1) e m_60 (1) |
| Agregado | – | x | x | x | a_15 (1), a_30 (1) e a_60 (1) |
| Agregado + mistura areia–borracha | – | x | x | x | am_15 (1), am_30 (1) e am_60 (1) |
| Mistura areia–borracha + agregado ¹ | – | – ² | x | – | ma_30 |
| Agregado + mistura areia–borracha | ABS, PET-G e PLA | – | x | – | amABS#10_30, amPET-G#10_30 e amPLA#10_30 ³ |

¹ Camada inversa de agregado + mistura areia–borracha;

² Simboliza nenhum tipo de reforço ou pressão de confinamento;

³ amPLA#10_30 é, por exemplo, a designação de: amostra de solos em camadas reforçadas com geogrelha de PLA de 10 mm de abertura, com pressão de confinamento de 30 kPa.

Tabela 3.13 – Programa de ensaios de compressão triaxial com controlo da variação de volume

| Tipo de camada | Tipos de Reforço | ¹ Tamanho de aberturas (mm) | Pressão de confinamento | | | Designação |
|--|-----------------------|--|-------------------------|--------|----------------|----------------------------------|
| | | | 15 kPa | 30 kPa | 60 kPa | |
| Mistura areia–borracha | – ² | – ² | x | x | x | m_15 (2), m_30 (2) e m_60 (2) |
| Agregado | – | – | x | x | x | a_15 (2), a_30 (2) e a_60 (2) |
| Areia | – | – | x | x | x | ar_15, ar_30 e ar_60 |
| Agregado + mistura areia–borracha | – | – | x | x | x | am_15 (2), am_30 (2) e am_60 (2) |
| Agregado + mistura areia–borracha com carregamento e descarregamento | – | – | x | x | x | am_15 (3), am_30 (3) e am_60 (3) |
| Agregado + areia | – | – | x | x | x | aar_15, aar_30 e aar_60 |
| | PLA ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – ² | x | – ² | amPLA#14_30 (#16 e #18) |
| Agregado + mistura areia–borracha | RGD 8560 ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – | x | – | amRGD#14_30 (#16 e #18) |
| | PP ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – | x | – | amPP#14_30 (#16 e #18) |
| | PLA ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – | x | – | aarPLA#14_30 (#16 e #18) |
| Agregado + areia | RGD 8560 ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – | x | – | aarRGD#14_30 (#16 e #18) |
| | PP ³ | 14, 16 e 18 ⁴ | – | x | – | aarPP#14_30 (#16 e #18) |

¹Valores aproximados das aberturas;

² Simboliza nenhum tipo de reforço, abertura ou pressão de confinamento;

³ Ensaios com geotêxtil de separação (GTX 1);

⁴ Foram realizados ensaio com instrumentação em aberturas de 18 mm.

3.5 Modelos de previsão do comportamento

Os modelos foram baseados no método da homogeneização das camadas, por se tratar de um material isotrópico transversalmente e sujeito à compressão perpendicularmente à estratificação. Através deste método foi possível obter a rigidez na direção axial dos solos em camadas e substituir pelo método de Janbu (1963). A seguir são apresentados os modelos utilizados para previsão do comportamento de solos em camadas.

3.5.1 Modelo hiperbólico

O modelo hiperbólico foi apresentado pelos gráficos de deformação axial nas abscissas e razão de tensões na ordenada. O gráfico de deformação axial *versus* deformação volumétrica foi apresentado para os solos homogêneos. Para as amostras homogêneas os parâmetros K e n foram obtidos ao plotar em um gráfico linear os valores de $\log(E_i/P_a)$ x $\log(\sigma'_3/P_a)$, para cada um dos dados dos ensaios triaxiais em solos homogêneos, obtendo-se, respectivamente, o valor de n definido pela inclinação da reta de ajuste, e o valor de K a partir do intercepto desta reta com o eixo das ordenadas. Este parâmetro foi dado por $K = 10^y$, sendo y o valor interceptado no eixo das ordenadas. O parâmetro n foi encontrado a partir da inclinação da reta de ajuste.

A deformação axial total para os solos em camadas foi calculada através da Equação 3.10 que está associada ao módulo de elasticidade homogeneizado na direção vertical (E_v) ao contrário do método convencional que representa o módulo de elasticidade inicial (E_i) como descrito em Janbu (1963). Neste método a razão de tensões (σ'_1/σ'_3) foi obtida através da Equação 3.11, esta equação envolve o critério de rotura de Mohr-Coulomb e aborda apenas a tensão desviatória, sendo a razão de tensões obtida através da tensão desviatória e pressão de confinamento de valor constante, ou seja (σ'_1/σ'_3) é igual a $((\sigma'_1 - \sigma'_3) + \sigma'_3)/\sigma'_3$. Para o parâmetro R_f foi atribuído um valor de 0,8 para os solos homogêneos e em solos em camadas. No Capítulo 4 uma sensibilização dos valores de R_f de 0,7 a 0,9 foi realizada para os solos em camadas.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_v} + \frac{\varepsilon R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]} \quad (3.10)$$

sendo,

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \phi' + 2\sigma_3 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad (3.11)$$

A deformação volumétrica para os solos homogêneos foi retirada no ponto equivalente a 70% da tensão de rotura, foi calculado o valor de B para cada ensaio, de acordo com a teoria da elasticidade. Os valores de B de cada ensaio foi utilizado para encontrar os valores de K_b e m' . Um gráfico linear com os valores de $\log(B/P_a) \times \log(\sigma'_3/P_a)$ foi plotado e os valores de K_b e m' , foram encontrados, respetivamente, a partir do intercepto da reta com o eixo das ordenadas e a inclinação da reta de ajuste.

3.5.2 Modelo elastoplástico

No modelo elastoplástico de Lade e Kim (1988a) os parâmetros foram obtidos a partir do ensaio de compressão triaxial convencional. Os valores de K_{ur} e n' são obtidos através da melhor reta de ajuste ao gráfico $\log(E_{ur}/P_a) \times \log(\sigma'_3/P_a)$, K_{ur} é o intercepto da reta com o eixo vertical e n' é a inclinação da reta de ajuste em relação ao eixo horizontal. Os parâmetros η_1 e m são correspondentes aos pontos de rotura nos ensaios triaxiais e ao plotar um gráfico $\log(I_1^3/I_3 - 27) \times \log(P_a/I_1)$ obtém-se m como a inclinação da reta de ajuste dos pontos e η_1 pelo intercepto desta reta com o eixo vertical.

O parâmetro W_p (trabalho plástico) foi retirado a partir do ensaio triaxial no ponto de rotura dos ensaios triaxiais, inicialmente uma área de triângulo e logo após, áreas de trapézios foram consideradas com o incremento das deformações totais e tensão desviatória durante o ensaio triaxial, ao final o trabalho plástico foi dado a partir do somatório de todas as áreas abaixo do gráfico até a rotura e subtraído o trabalho elástico dado por W_e (Figura 3.27). Os parâmetros de endurecimento, p e C , foram retirados do gráfico $\log(I_1/P_a) \times \log(W_p/P_a)$. A inclinação da reta de ajuste dos pontos corresponde a p e o intercepto desta com o eixo vertical corresponde a C .

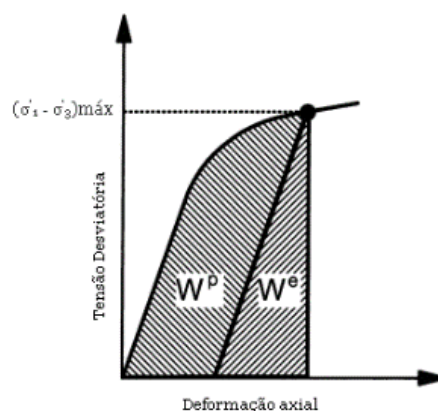


Figura 3.27 – Trabalho plástico e elástico

De acordo com Lade e Kim (1988a) os valores de ψ_2 e μ podem ser calculados a partir do seguinte procedimento. Sendo a razão de deformação incremental plástica dada pela Equação 3.12 e ao considerar os valores dos incrementos de deformação plástica dados pela lei de fluxo para uma condição triaxial ($\sigma_2 = \sigma_3$), obtém-se as seguintes equações:

$$\nu_p = -\frac{d\varepsilon_3^p}{d\varepsilon_1^p} \quad (3.12)$$

sendo,

$$\xi_x = \frac{1}{1 + \nu_p} \left\{ \frac{I_1^3}{I_2^2} (\sigma_1 + \sigma_3 + 2\nu_p \sigma_3) + \psi_1 \frac{I_1^4}{I_3^2} (\sigma_1 \sigma_3 + \nu_p \sigma_3^2) \right\} - 3\psi_1 \frac{I_1^3}{I_3} + 2 \frac{I_1^2}{I_2} \quad (3.13)$$

e

$$\xi_y = \psi_1 \frac{I_1^3}{I_3} - \frac{I_1^2}{I_2} \quad (3.14)$$

Os parâmetros μ e Ψ_2 podem ser obtidos pela reta de melhor ajuste dos pontos plotados no espaço ξ_x e ξ_y , através do coeficiente angular da mesma, que é igual ao inverso do parâmetro μ e do intercepto desta com o eixo vertical, que fornece o parâmetro Ψ_2 .

Conforme Lade e Kim (1988a) os valores produzidos de μ e Ψ_2 podem não satisfazer ao princípio da irreversibilidade e, portanto, a seguinte inequação deve ser satisfeita:

$$\psi_2 > -(27 \cdot \psi_2 + 3)$$

sendo,

$$\mu > 0$$

Devido a não realização de ensaio de compressão hidrostática os valores de I_1^A não foram possíveis de obter com precisão e, conseqüentemente, os valores do parâmetro de plastificação h . No Capítulo 4, um estudo da sensibilização do valor médio do parâmetro h foi apresentado para diferentes valores de I_1^A . Nesta pesquisa, o valor de I_1^A foi estimado para três vezes o valor de I_1^B .

De acordo com Lade e Kim (1988a) a região de interesse está entre $0 \leq q \leq 1$. Portanto, a relação entre q e S pode ser escrita como uma relação hiperbólica:

$$S = \frac{q}{\alpha + \beta q} \quad (3.15)$$

Os autores sugerem que o melhor valor de q é obtido quando $S = 0,80$. Considerando ainda que a curva da Equação 3.15 passa por $q = 1, S = 1$, sendo:

$$\alpha = 0,25 \frac{q_{80}}{1 - q_{80}} \quad (3.16)$$

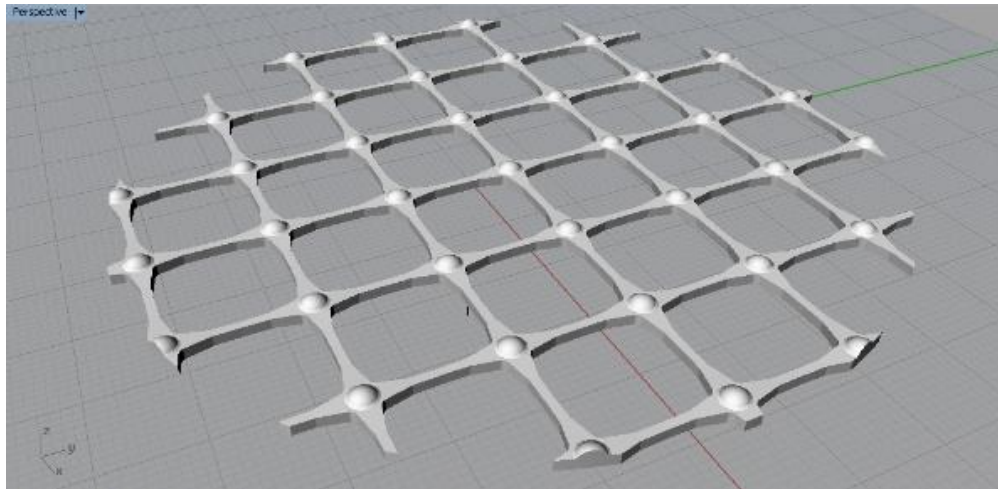
Com o valor de α conhecido é possível se obter o valor do parâmetro para o critério de cedência q .

3.6 Modelação numérica

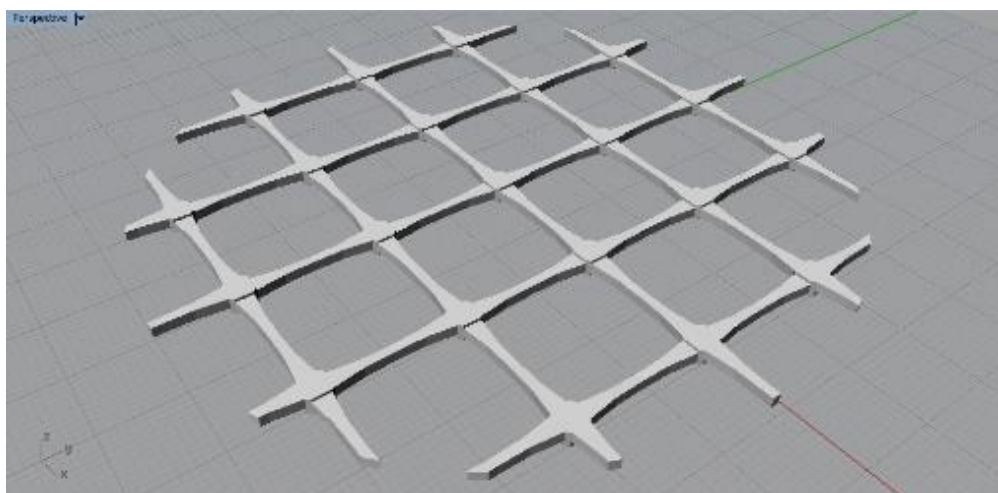
Os modelos de elementos finitos tridimensionais apresentados ao longo deste estudo foram realizados usando o módulo explícito do software ABAQUS. Este programa foi empregado para simular os ensaios de tração das geogrelhas e os ensaios triaxiais em solos em camadas reforçadas com geogrelha. Os principais objetivos das simulações numéricas envolvem a compreensão dos mecanismos que governam a interação solo-geogrelha nos ensaios triaxiais em solos em camadas. Além disso foram realizadas simulações para avaliação das deformações da camada de agregado, camadas de solos fracos (areia e mistura) e, sobretudo, geogrelha durante o ensaio triaxial. Nas simulações numéricas dos ensaios não confinados desenvolvidos no equipamento de tração uniaxial, quanto para as simulações numéricas para simular os ensaios triaxiais, foram realizados estudos de malha, de forma a se obter um refinamento adequado. As descrições dos métodos numéricos adotados para os ensaios em geogrelhas não confinadas e para solos em camadas reforçadas são apresentadas nas subsecções a seguir.

3.6.1 Configuração da geometria e malha

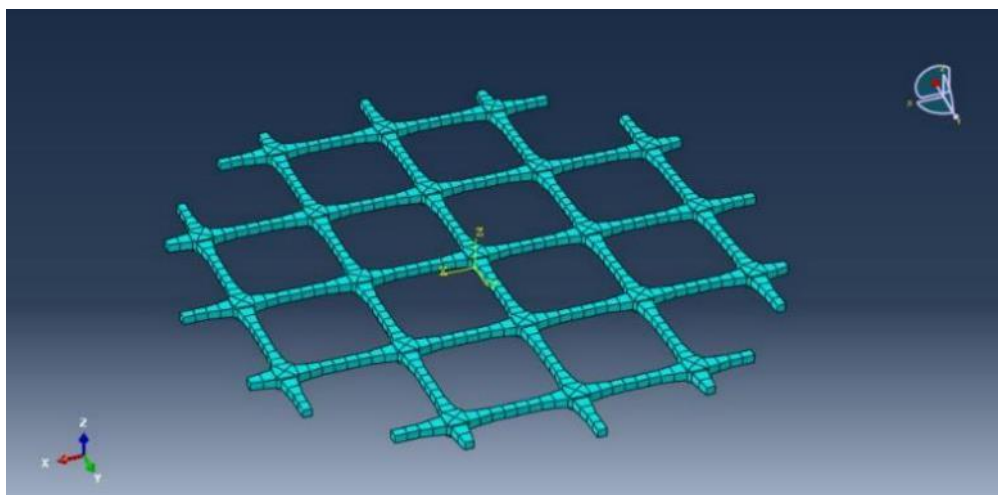
As geometrias dos modelos de geogrelhas e tiras impressas em 3D foram simplificadas nos modelos computacionais na região das junções. Tendo em conta o formato curvo das junções das geogrelhas utilizadas na impressão 3D (Figura 3.28a).



(a)



(b)



(c)

Figura 3.28 – Simplificação da geometria na região das junções e malha: (a) Modelo CAD impresso em 3D (b) Modelo CAD exportado para o software ABAQUS (c) Malha utilizada nos modelos numéricos

A Figura 3.28b ilustra a simplificação na região das junções que foi realizada para diminuir o tempo de processamento computacional demandado para criação das malhas e simulações numéricas, a mesma simplificação das junções foi adotada para as geogrelhas retangulares e tiras utilizadas nos ensaios de tração uniaxial. A Tabela 3.14 resume as configurações selecionadas para o processamento dos dados. O tipo de elemento foi escolhido para ser sólido ou hexagonal linear, mais especificadamente o elemento C3D8, chamado pelo software ABAQUS (Figura 3.28c). Elementos de membrana são geralmente usados no ensaio de tração uniaxial. No entanto, os elementos sólidos são usados quando a espessura da geogrelha afeta a sua resposta geral. Neste estudo diferentes tamanhos de elementos finitos foram considerados de forma a se obter um refinamento adequado para um esforço computacional significativo.

Tabela 3.14 – Configurações da geometria e da malha para processamento dos dados

| Modelo numérico | Forma do elemento finito | Tamanho do elemento finito | Número de nós/elementos | Técnica/Algoritmo de geração da malha |
|----------------------|--------------------------|----------------------------|-------------------------|---------------------------------------|
| Camada homogénea | Hexagonal | 10 mm | 1168/840 | Varredura/eixo medial |
| | Linear C3D8 | | | |
| Solo em Camadas | Hexagonal | 10 mm | 584/420 | Varredura/eixo medial |
| | Linear C3D8 | | | |
| Geogrelha retangular | Hexagonal | 2 mm | 1652/504 | Varredura/eixo medial |
| | Linear C3D8 | | | |
| Geogrelha circular | Hexagonal | 2 mm | 1908/572 | Varredura/eixo medial |
| | Linear C3D8 | | | |
| Tira de geogrelha | Hexagonal | 2 mm | 292/88 | Varredura/eixo medial |
| | Linear C3D8 | | | |

3.6.2 Modelos constitutivos dos materiais

O modelo constitutivo elástico-plástico do software ABAQUS foi utilizado para simular o comportamento não linear dos materiais das geogrelhas. Os parâmetros de entrada foram calibrados a partir de ensaios de simulação numérica dos ensaios de tração das geogrelhas. A linearidade elástica dos materiais é representada pelo módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, em seguida os modelos constitutivos apresentam uma resposta não linear como resultado do desenvolvimento da deformação plástica. A seguir é apresentado uma descrição sucinta do procedimento utilizado para transformar valores de ensaios de laboratório em parâmetros de entrada (lei de endurecimento).

- **Tensão-deformação de uso prático**

A relação entre força (F) e área (A_o) é conhecida como tensão axial (σ) (Equação 3.17) que age na tira de geogrelha (Figura 3.29). Analogamente, a relação entre alongamento (δ) e comprimento (L_o) é a deformação axial (ε) (Equação 3.18). Algumas considerações são feitas neste uso prático de tensão-deformação: a área inicial A_o da secção transversal da nervura não é alterada, o comprimento inicial da tira é constante, ou seja o valor da tensão é calculado considerando a tira indeformada, dessa forma em qualquer secção transversal da tira o valor da tensão de tração é o mesmo (tensões uniformes ao longo da tira). Do mesmo modo, a deformação axial da tira é calculada considerando a tira indeformada. Ao dividir o alongamento pelo comprimento da tira é considerado extensões uniformes ao longo da tira.

$$\sigma = \frac{F}{A_o} \quad (3.17)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_o} \quad (3.18)$$

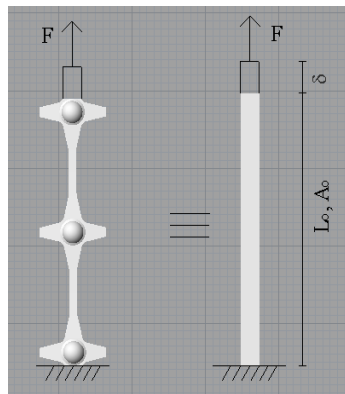


Figura 3.29 – Tensão-deformação de uso prático

- **Tensão-deformação real ou verdadeira**

A tensão-deformação real ou verdadeira, que considera o efeito da sollicitação nos ensaios de tração, neste caso e para a grande maioria dos materiais, ocorre uma diminuição da secção transversal e sucessivos aumentos do comprimento da tira (Figura 3.30). A extensão verdadeira é a relação entre o alongamento (δ) e o comprimento instantâneo (L_i), a tensão verdadeira é a relação entre a força (F) e a área instantânea (A_i).

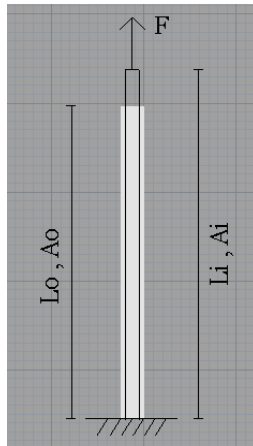


Figura 3.30 – Tensão-deformação verdadeira

Considerando que os materiais de impressão 3D sejam totalmente preenchidos, isto é, sem vazios, o volume da tira se mantém constante durante o ensaio de tração:

$$V_o = V_i$$

$$A_o L_o = A_i L_i$$

$$\frac{A_o}{A_i} = \frac{L_i}{L_o}$$

Sendo, o sufixo i se refere a área da secção transversal (A_i) e o comprimento da tira (L_i) no instante do ensaio e o sufixo o se refere ao instante inicial do ensaio (A_o e L_o).

$$\Delta \varepsilon_i = \frac{\delta_i}{L_i}$$

Sendo:

$$\delta_i = dL_i$$

Logo, a extensão verdadeira é dada por:

$$\varepsilon_v = \int_{L_o}^L \frac{dL}{L_i}$$

$$\varepsilon_v = \ln \frac{L}{L_o} \quad (3.19)$$

Dessa forma:

$$\frac{L}{L_o} = e^{\varepsilon^v} = \frac{A_o}{A}$$

$$\sigma_v = \frac{F}{A} = \sigma e^{\varepsilon^v} \quad (3.20)$$

A tensão-deformação verdadeira pode ser relacionada com a tensão-deformação de uso prático:

$$\frac{L}{L_o} = \frac{L_o + \delta}{L_o} = 1 + \varepsilon$$

$$\varepsilon_v = \ln(1 + \varepsilon) \quad (3.21)$$

$$\sigma_v = \sigma e^{\ln(1+\varepsilon)}$$

$$\sigma_v = \sigma(1 + \varepsilon) \quad (3.22)$$

Neste estudo, as tensões e deformações verdadeiras são calculadas até o pico de resistência das tiras de geogrelhas e, portanto, a fase pós-pico não foi considerada, visto que os diferentes materiais de impressão 3D possuem diferentes comportamentos na fase pós-pico e as geogrelhas incluídas nas camadas de reforço não ultrapassam o pico de resistência. Dessa forma, para os três tipos de materiais foi considerado o modelo elastoplástico do ABAQUS para definir a lei constitutiva dos materiais de impressão 3D.

A Tabela 3.15 indica os dados de entrada para gerar a lei de endurecimento utilizadas para os diferentes materiais de impressão 3D, que juntamente com a lei de Hooke forma a lei constitutiva do material até o pico de resistência. Apesar dos modelos estudados, permitirem um comportamento próximo das geogrelhas protótipo, este estudo não considerou o carregamento e descarregamento dos materiais impressos em 3D. Nesta tese, as simulações numéricas foram limitadas a um tipo de carregamento, neste caso, o carregamento estático, com o intuito de ser comparado aos experimentos laboratoriais. Os materiais utilizados para as camadas homogêneas e solos em camadas foram modelados considerando o modelo de Mohr-Coulomb do ABAQUS. Os parâmetros de resistência e rigidez utilizados para os diferentes solos (agregado, areia e mistura) foram

os mesmos presentes no Anexo II desta tese. Os parâmetros de entrada foram calibrados a partir de ensaios de simulação numérica dos ensaios triaxiais dos solos.

Tabela 3.15 – Valores dos dados de entrada para gerar as leis constitutivas da tira e geogrelha de polipropileno (PP) polilático (PLA) e material digital (RGD 8560)

| PP | | PLA | | RGD 8560 | |
|------------------|----------------------|------------------|----------------------|------------------|----------------------|
| E (MPa) | 300 | E (MPa) | 2700 | E (MPa) | 1465 |
| σ_y (MPa) | ϵ_p (mm/mm) | σ_y (MPa) | ϵ_p (mm/mm) | σ_y (MPa) | ϵ_p (mm/mm) |
| 11,34 | 0 | 43,68 | 0 | 13,03 | 0 |
| 12,45 | 0,0027 | 51,95 | 0,0006 | 14,52 | 0,0013 |
| 12,94 | 0,0042 | 53,14 | 0,0013 | 22,61 | 0,0039 |
| 13,39 | 0,0068 | 53,89 | 0,0019 | 25,33 | 0,0059 |
| 14,01 | 0,0120 | - | - | 27,31 | 0,0078 |
| 14,28 | 0,0163 | - | - | 28,62 | 0,0110 |
| 14,53 | 0,0234 | - | - | - | - |

3.6.3 Condições de fronteira e lei de carregamento

Neste estudo, a área de tração total equivalente implica na força de tração das geogrelhas, além disso, quando a geogrelha está incluída no solo, a espessura da geogrelha contribui para a interação solo-geossintético. A Figura 3.31 mostra as condições de fronteira e a malha das tiras de geogrelha, com elementos finitos de 2 mm. A seta amarela simboliza o efeito da gravidade sentido negativo de y. Na base foram restringidos os movimentos em todas as direções e uma velocidade foi aplicada no topo (sentido positivo y) com uma restrição de deslocamento na direção x e z. A Figura 3.32 ilustra as condições de fronteira de uma geogrelha simulada. Em cada elemento de tração foi aplicada uma velocidade constante na direção do carregamento (sentido positivo de y). Nestes modelos, foram testadas diferentes velocidades nas simulações, entretanto as respostas dos materiais continuaram a mesma, visto que o tempo de carregamento não foi considerado (fluência) e, portanto, não interferiu na resposta do material.

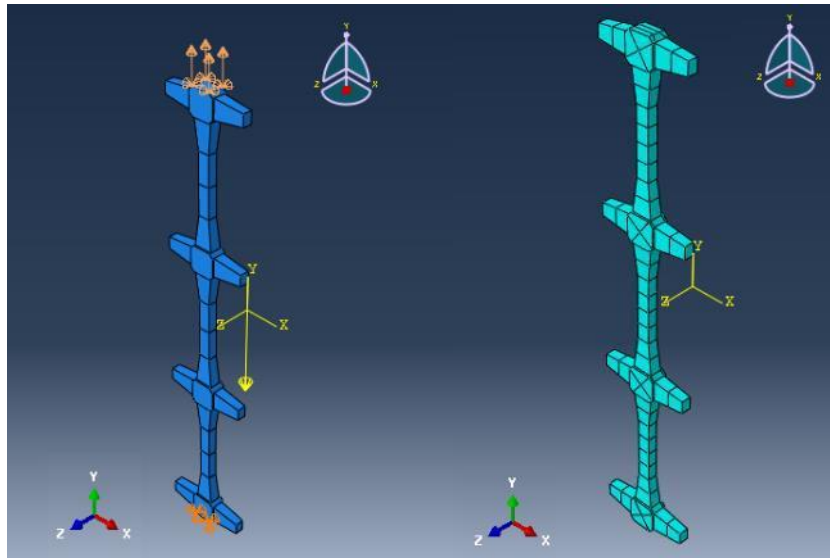


Figura 3.31 – Condições de fronteira e malha do modelo numérico da tira

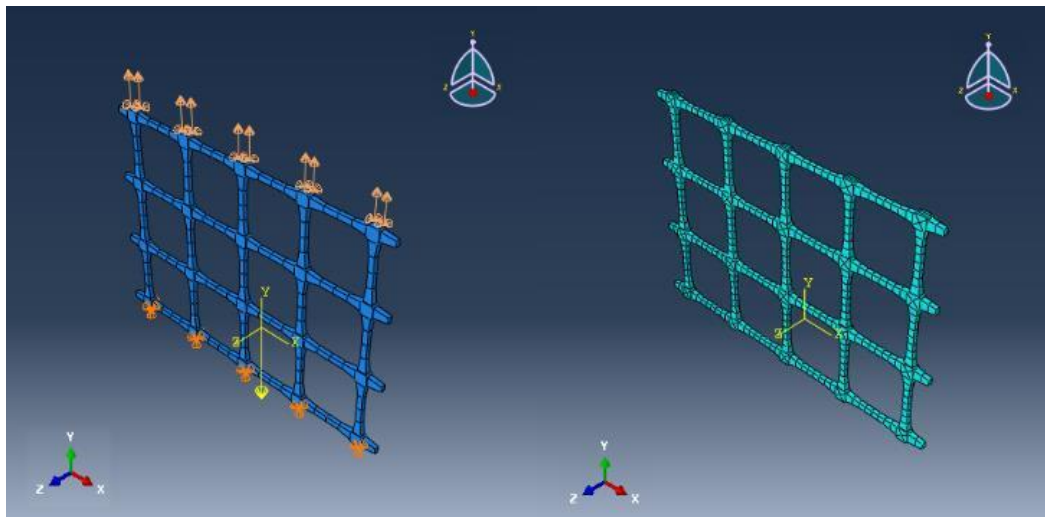


Figura 3.32 – Condições de fronteira e malha do modelo numérico da geogrelha

A Figura 3.33 ilustra as condições de fronteira e malha utilizada nos modelos numéricos do ensaio triaxial. Os modelos numéricos que simularam os ensaios triaxiais apresentam as mesmas dimensões das amostras laboratoriais. Em relação as condições de fronteira das simulações dos ensaios triaxiais, o deslocamento na base foi restringido nas três direções e uma pressão de confinamento foi aplicada em toda superfície do modelo (lateral, base e topo). Após a fase de confinamento foi aplicada uma velocidade constante (sentido z positivo) no topo da amostra, que simulou a compressão dada pela prensa no ensaio triaxial de laboratório e, portanto, durante a aplicação da velocidade, na direção do eixo de simetria, foram impostas deslocamentos nulos nas outras duas direções (x e y), a fim de simular as mesmas condições de fronteira do ensaio triaxial de laboratório (carregamento axissimétrico).

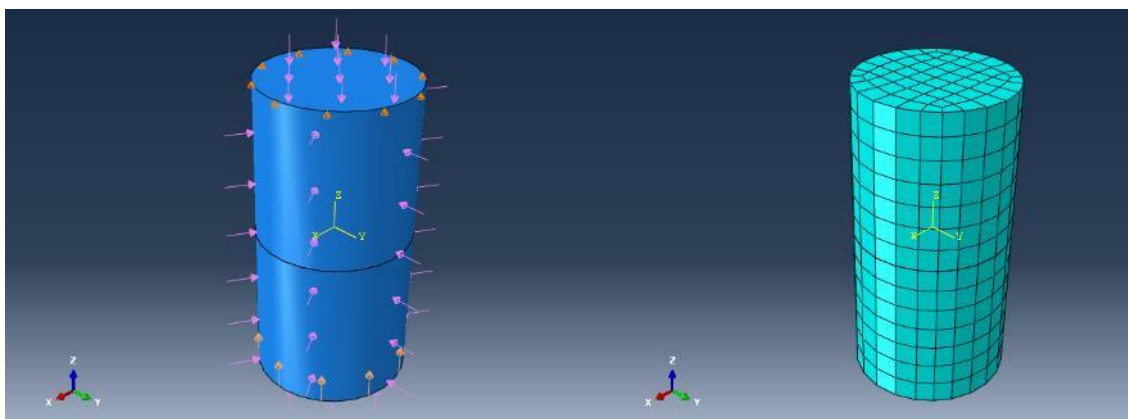


Figura 3.33 – Condições de fronteira e malha das simulações do ensaio triaxial em solos em camadas

3.6.4 Simulação numérica das camadas reforçadas

De uma maneira geral, a sequência das simulações dos ensaios triaxiais de amostras reforçadas e não reforçadas seguiram os seguintes passos: importação da geometria CAD, criação dos materiais e colocação dos dados de entradas dos materiais (ver subsecção 3.6.2), definir os materiais para cada parte da geometria na montagem do modelo (*assembly*), criação de um passo de cálculo dinâmico e explícito, ativação dos padrões automáticos de incrementos e opção *Nonlinear Geometry*, (análise não-linear da geometria), definição das condições de fronteiras e lei de carregamento mencionadas na subsecção 3.6.3, geração das malhas com as características vistas na subsecção 3.6.1 e submissão do modelo ao processamento de cálculo. Primeiramente, foram ensaiadas as camadas homogêneas de solos, em seguida as camadas de solos em camadas sem reforço e por último as camadas de solos em camadas com reforço. Entretanto, para os modelos numéricos para solos em camadas e solos em camadas com reforço foram necessários definir as propriedades das interações e tipo de interação a serem consideradas na interface dos materiais. O tipo de interação utilizada foi do tipo *General Contact (Explicit)* e o modelo da interação foi *Penalty* que faz parte das propriedade de interação por atrito isotrópico com comportamento mecânico tangencial. Os valores dos coeficientes de atrito estático são apresentados no Capítulo 5.

Como foi dito, o contacto *Penalty* com deslizamento elástico foi estabelecido. Este deslizamento é uma pequena quantidade de movimento relativo entre as superfícies em contacto, de modo que o software pré-seleciona uma rigidez de penalização para que este deslizamento elástico admissível seja uma fracção muito pequena do comprimento do elemento característico. Segundo o manual do utilizador, a formulação do atrito de penalização funciona bem para a maioria dos problemas. Além disso, a formulação de

fricção cinemática pode ser utilizada no *ABAQUS/Explicit*, para incluir o comportamento de fricção por escorregamento ideal. Neste caso, quando ambos os atritos são aplicados, o software aplica uma lei de decaimento exponencial para modelar a transição entre o atrito estático e cinético.

As condições de fronteira utilizadas para restringir a geogrelha dentro da camada de agregado foi *Embedded region*, ou seja as geogrelhas foram embutidas na camada de agregado. De um modo geral, os dados de saída foram retirados com o intuito de simular um ensaio triaxial, sendo o somatório das forças nos nós da face superior do modelo representa a força axial medida pela célula de carga, o deslocamento vertical obtido através do deslocamento na direção vertical (u_3) de um ponto fixo na base do modelo. O deslocamento radial ($u_1 = u_2$) foi retirado a partir de um ponto à meia altura da camada homogénea ou à meia altura da camada fraca, com o intuito de se obter a área corrigida durante a modelação do ensaio triaxial. Os dados de saída da variação volumétrica foram retirados a partir do somatório médio de todas as deformações elásticas e plásticas (LE11, LE22, LE33, PE11, PE22 e PE33) obtidas nos centroides dos elementos finitos do modelo.

Capítulo 4

Apresentação e discussão de resultados dos ensaios

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de compressão triaxial de amostras de solos em camadas reforçadas na base com geogrelhas, realizados para caracterizar o comportamento da interface em condições de carregamento axissimétrico. Tendo por base a configuração deformada das amostras, observada no decorrer dos ensaios, é proposto um modelo de deformação e estabelecido um método para avaliar as áreas corrigidas a empregar no cálculo da tensão axial. Prossegue-se com a análise comparativa dos resultados dos ensaios realizados a amostras com camada de agregado não reforçada e reforçada na base. Na discussão é verificada a repetibilidade dos resultados e avaliado o efeito das seguintes variáveis de ensaio: abertura das geogrelhas, rigidez das geogrelhas, e tipo de camada fraca. Descreve-se o método desenvolvido para obter a força mobilizada nas geogrelhas e a curva de transferência de carga observada. Apresentam-se por último, os modelos constitutivos de interface.

4.1 Modelo de deformação para as amostras

A tensão axial é calculada pela razão entre a força axial medida por meio da célula de carga e a área da secção transversal da amostra, em cada instante. No que se refere à área da secção transversal da amostra, esta deve ser corrigida devido às deformações radiais que ocorrem durante o ensaio. Uma vez que a camada rígida de solo deforma muito menos que a camada de solo fraca, a deformação radial da amostra não pode ser calculada como em solos homogêneos devido a não linearidade da deformação axial da amostra como um todo. A Figura 4.1 representa a maior deformação da camada de solo fraca após compressão axial da amostra de solo em camadas reforçadas com geogrelha. Portanto, na ausência de dados de medição das deformações radiais, por não se dispor de equipamento adequado, a determinação da área da secção transversal da amostra em cada instante depende da adoção de um mecanismo ideal de deformação, o qual deve estar em conformidade com a configuração deformada observada durante o ensaio.

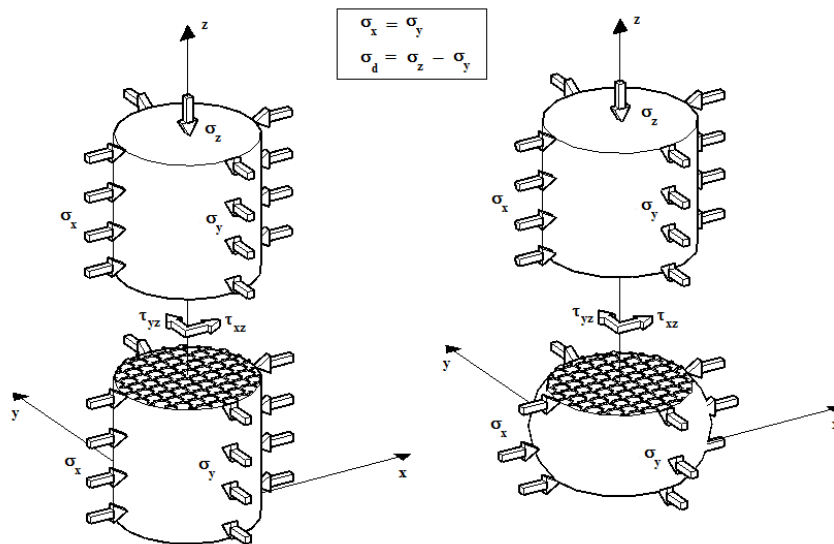


Figura 4.1 – Representação esquemática da amostra indeformada e deformada no ensaio de compressão triaxial sob baixa pressão de confinamento.

4.1.1 Configuração deformada

A Figura 4.2 esquematiza o mecanismo de deformação da camada de agregado sem reforço na base, de acordo com as observações feitas durante a realização dos ensaios, o movimento radial da camada de agregado na interface sem reforço é também ilustrado. A aplicação de uma tensão vertical com incrementos de forças ou deslocamentos e uma tensão confinante constante, provoca uma deformação muito mais acentuada da camada fraca, devido a esta ser constituída por um material menos rígido que o agregado. A camada fraca após a rotura apresenta uma superfície de cisalhamento e/ou uma superfície de abaulamento, enquanto a camada de agregado apresenta menores deformações verticais e radiais quando comparados com a camada fraca (subleito).

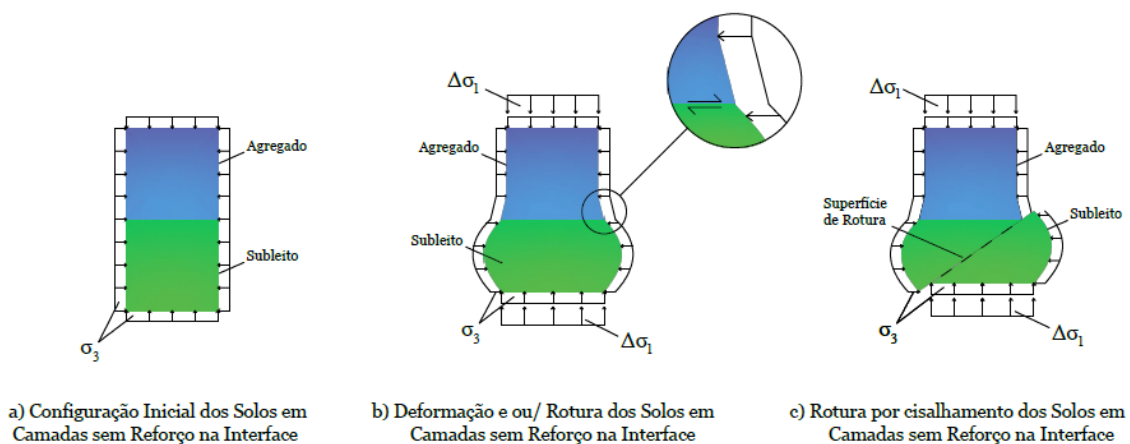


Figura 4.2 – Mecanismo de deformação de solos em camadas sem reforço na interface

De forma análoga à situação anterior, ao incluir uma geogrelha na interface de solos em camadas, o mecanismo do confinamento radial é observado ao final do carregamento (Figura 4.3). As deformações radiais da camada de agregado que interagem com o reforço, são muito menores quando comparadas a camada sem reforço. Ainda assim, os solos em camadas reforçadas apresentam deformações verticais e radiais maiores na camada fraca, que pode apresentar uma superfície de rotura cisalhante e/ou abaulada. Além disso, é suposto que um aumento das tensões cisalhantes ao nível da interface foi provocada devido ao mecanismo primário de confinamento radial (intertravamento das partículas de agregado conferido pela geogrelha).

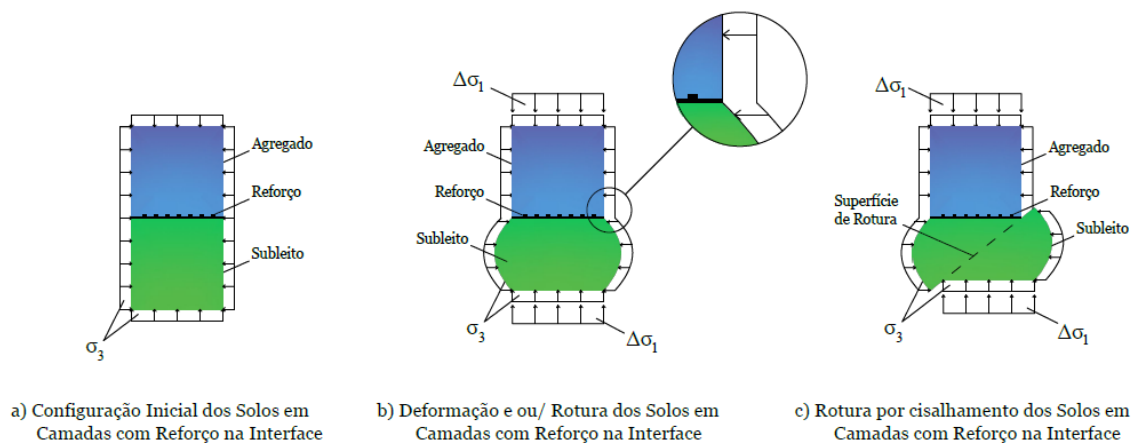


Figura 4.3 – Mecanismo de deformação de solos em camadas com reforço na interface

4.1.2 Correção da área

A escolha do modelo de deformação para as amostras e o estabelecimento de um método de correção da área foi adequado às observações experimentais. Neste estudo algumas considerações iniciais são feitas. Considera-se que o vácuo aplicado no interior da amostra mantém uma pressão de confinamento constante. Este método não considera que a variação de volume depende da capacidade que o solo tem de dilatar e da pressão de confinamento aplicada durante o ensaio.

Entretanto, assim como o método da correção da área apresentado por Bishop e Henkel (1957), é desenvolvido um método analítico para correção da área da amostra durante o ensaio triaxial de solos em camadas. A Figura 4.4 ilustra o método de correção da área da amostra de solos em camadas que considera a porção de deslocamento externo sofrida pela camada de agregado igual a zero, de forma que a variação de volume ocorre apenas na camada de solo fraco. Portanto, a variação do comprimento inicial devido a carga

aplicada será compensado por um aumento no raio da amostra e, portanto, o aumento do raio corrigido causa um aumento na área da secção transversal.

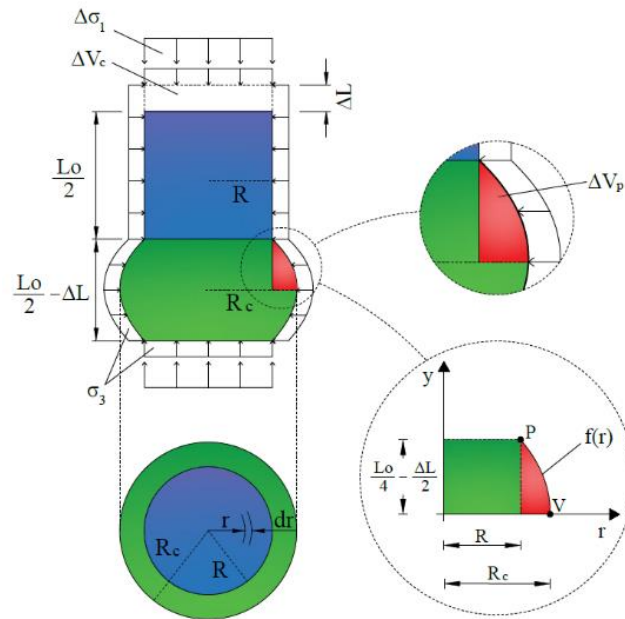


Figura 4.4 – Modelo de deformação para a correção da área

A equação da parábola reduzida é:

$$(y - y_0)^2 = -2p(r - r_0)$$

Como o ponto $V(R_c, 0)$ é o vértice da parábola, então:

$$y^2 = -2p(r - R_c)$$

O ponto $P\left(R, \frac{L_0}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)$ que limita ambos os materiais, o parâmetro $(-2p)$ da parábola:

$$-2p = \left(\frac{L_0}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)^2 \frac{1}{(R - R_c)}$$

Portanto, a equação da parábola é:

$$f(r)^2 = \left(\frac{L_0}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)^2 \frac{r - R_c}{R - R_c}$$

Mas, sendo $f(r) \geq 0$, então:

$$f(r) = \left(\frac{L_o}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right) \sqrt{\frac{r - R_c}{R - R_c}} \quad (4.1)$$

A carga axial é aplicada à amostra de solos em camadas para deslocar o volume do cilindro (ΔV_c).

$$\Delta V_c = \pi R^2 \Delta L$$

O volume do cilindro deslocado durante o ensaio é igual a duas vezes o volume da rotação da parábola (ΔV_p). (Figura 4.4).

$$\Delta V_c = 2\Delta V_p$$

A revolução da parábola em torno do eixo y é dada por:

$$\Delta V_p = 2\pi \int_R^{R_c} r \sqrt{\left(\frac{L_o}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)^2 \left(\frac{r - R_c}{R - R_c}\right)} dr \quad (4.2)$$

Resolvendo a integral definida pelo software Maple 18:

$$\Delta V_p = \frac{8\pi}{15} \left(\frac{L_o}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right) (-R + R_c)(3R + 2R_c) = \pi R^2 \Delta L$$

$$2R_c^2 + RR_c - 3R^2 = \frac{\pi R^2 \Delta L}{\frac{8\pi}{15} \left(\frac{L_o}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)}$$

$$R_c^2 + \frac{R}{2}R_c - \frac{3}{2}R^2 - \frac{1}{2} \left(\frac{\pi R^2 \Delta L}{\frac{8\pi}{15} \left(\frac{L_o}{4} - \frac{\Delta L}{2}\right)} \right) = 0$$

Resolvendo então a equação quadrática e considerando o raio corrigido em função do deslocamento externo, tem-se:

$$R_c = \frac{-R}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{25R^2}{4} + \frac{15R^2 \Delta L}{L_o - 2\Delta L}} \quad (4.3)$$

Portanto, a área corrigida considerada é:

$$A_c = \pi R_c^2 \quad (4.4)$$

La Rochelle et al. (1988) recomendaram que em ensaios triaxiais em que a amostra falha ao longo de um plano de cisalhamento, a correção dada pela equação bem conhecida do abaulamento da amostra deve ser utilizada até que o plano de cisalhamento se forme, que geralmente ocorre no pico da curva tensão-deformação, embora se torne visível após uma deformação ligeiramente superior à do pico de resistência. Entretanto, para o restante do ensaio, o aumento da área da secção transversal deve ser aplicada proporcionalmente com a deformação de pico e a secção transversal no final do ensaio, sendo traduzido pela seguinte equação:

$$a_c = a_f + (a_{ce} - a_f) \left(\frac{\varepsilon - \varepsilon_{vf}}{\varepsilon_e - \varepsilon_{vf}} \right) \quad (4.5)$$

Em que a área da secção transversal no final do ensaio definida por:

$$a_{ce} = \frac{\pi}{4} d_o d_b$$

$$d_b = d_o - 2\Delta d$$

onde, a_c é a área corrigida a partir do pico, a_f é a área corrigida no pico de resistência, a_{ce} é área da secção transversal medida ao final do ensaio, ε_e é a deformação axial medida ao final do ensaio, ε_{vf} é a deformação axial na rotura, d_o é o diâmetro maior e d_b é o diâmetro menor.

A área da secção transversal das amostras de solos em camadas foi calculada através da Equação 4.4 até o pico da curva tensão-deformação e depois disso foi utilizado o método observacional proposto por La Rochelle et al. (1988) até o final dos ensaios (Equação 4.5). A variação da área média da secção transversal da amostra foi considerada à meia altura da camada fraca, este mesmo local, foi onde se obteve o diâmetro para a correção da membrana de borracha (subsecção 3.4.2). Portanto, a variação da secção transversal da amostra durante o ensaio, considerada no método da área corrigida proposto e membrana de borracha, foi utilizada para obter os valores de tensão desviatória durante o ensaio de solos em camadas.

O método da área proposto foi utilizado nas amostras de solos em camadas com e sem reforço, entretanto o método analítico considera que a camada de agregado não deforma e que toda deformação sofrida na amostra será da camada de solo fraco. Esta consideração influencia diretamente nos valores obtidos na área da secção transversal da amostra e correção da membrana durante o ensaio e, conseqüentemente nos valores da tensão desviatória. Entretanto, a complexidade em medir a secção transversal do subleito durante o ensaio triaxial limitou a obtenção da área exata a ser considerada para calcular a tensão desviatória. Além disso, o método empregado nos ensaios triaxiais convencionais considera um abaulamento “perfeito” da amostra de solo. Nos casos em que haja um plano de cisalhamento definido, o método observacional de La Rochelle é utilizado a partir do pico de resistência.

4.2 Comportamento tensão–deformação das amostras

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados para caracterizar o comportamento mecânico da interface, conducente à análise dos fatores de influência da resistência mobilizada nas geogrelhas. A seguir são apresentados os resultados obtidos para amostras sem reforço. Além disso, é apresentado o resultado para uma amostra invertida e para amostras submetidas a carregamento e descarregamento no pico de resistência para verificar a repetibilidade dos resultados dos ensaios. Os resultados crus foram apresentados para avaliar, principalmente, a influência das condições de fronteira e o efeito das correções (área corrigida e da membrana de borracha).

Dessa forma, os resultados crus apresentados podem ser utilizados em futuros estudos sem as correções utilizadas nesta tese. A influência das camadas fracas é discutida. Em seguida, são apresentados e discutidos os resultados obtidos para amostras com reforço na interface, e é analisada a influência das principais variáveis de ensaio: rigidez das geogrelhas e abertura das geogrelhas. Por último é caracterizado o comportamento mecânico da interface dos solos em camadas reforçadas com geogrelha e ensaiados sob condições de carregamento assiximétrico.

4.2.1 Comportamento das amostras sem reforço na interface

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios realizados sobre amostras com diferentes camadas de solo fraco (subleito de areia e subleito de mistura), sobre uma amostra inversa de mistura e agregado, e para testar a repetibilidade dos solos em

camadas. Ao final é discutido a influência que os subleitos ou camadas fracas exercem no comportamento mecânico das amostras não reforçadas.

4.2.1.1 Camada fraca de areia

A Figura 4.5a ilustra a amostra de solos em camadas sem reforço e com camada fraca de areia antes do ensaio triaxial. A falta de reforço na interface conduziu à desestabilização da camada de agregado na interface (Figura 4.5b).

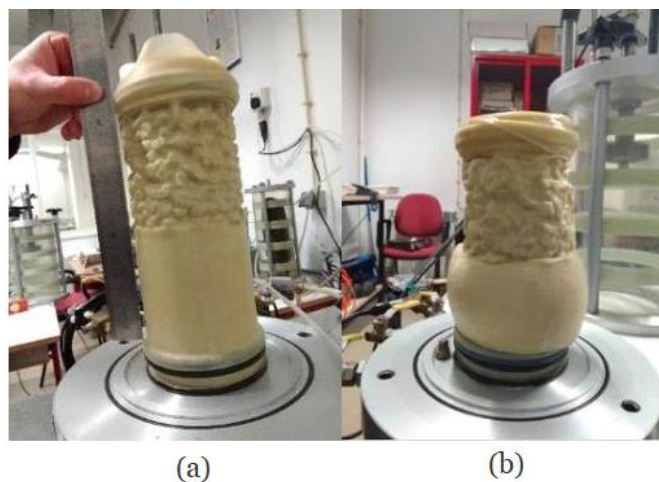


Figura 4.5 – Amostra de solos em camadas com camada fraca de areia: (a) Antes de ser ensaiada b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial

As Figuras 4.6a e 4.6b mostram os resultados crus obtidos para confinamentos de 15, 30 e 60 kPa dos ensaios que foram realizados nas amostras sem reforço com a camada fraca de areia. Além disso, foi apresentada uma comparação com os seus respectivos resultados de mesmo confinamento da amostra de areia. É possível verificar que com o aumento da pressão de confinamento houve um aumento na variação de força axial. Diferente das camadas homogêneas os solos em camadas apresentaram um aumento de força axial para deformações superiores à correspondente ao pico de resistência do material da camada fraca, o que pode ser justificado pela contribuição da camada de agregado. A variação volumétrica das amostras de solos em camadas apresentou um comportamento muito próximo das amostras homogêneas de areia, principalmente para uma pressão de confinamento de 60 kPa.

A Figura 4.6c representa a evolução da razão de tensões com a deformação axial das amostras de solos em camadas sem reforço e camada fraca de areia em diferentes pressões de confinamento. Para o confinamento de 15 kPa, apresentou um pico de

resistência característica do imbricamento das partículas de solo devido ao baixo confinamento. A razão de tensões da amostra sem reforço com confinamento de 60 kPa comparada com a da amostra homogênea de areia apresentou uma menor variação de resistência comparada com as amostras de solos em camadas dos demais confinamentos. Isto evidencia que as camadas de agregado em baixos confinamentos (15 e 30 kPa) apresentam maiores influências nos solos em camadas do que em confinamento mais alto (60 kPa). A Figura 4.6d mostra que a variação de volume da amostra de solos em camadas com 15 kPa de confinamento tende para um valor constante (estado crítico) logo após ter sido atingida a resistência de pico.

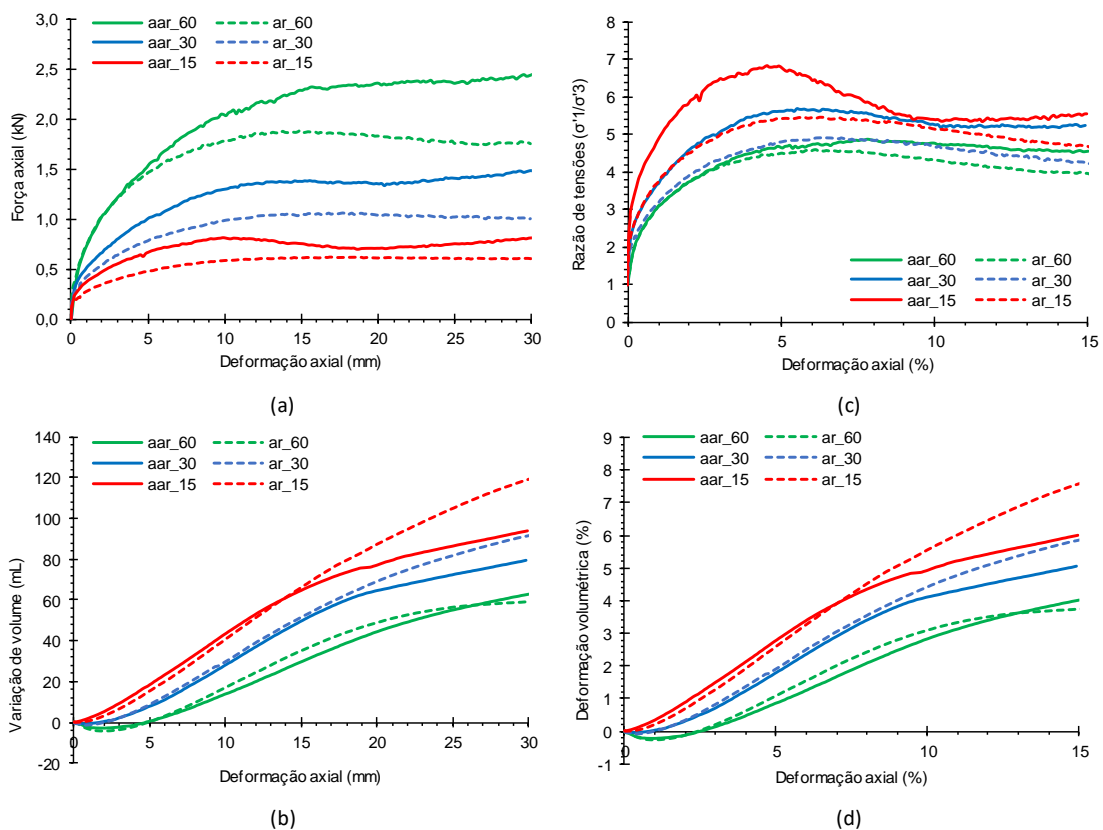


Figura 4.6 – Resultados do ensaio triaxial de solos em camadas sem reforço com camada fraca de areia e amostras homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento

4.2.1.2 Camada fraca de mistura

A amostra de solos em camadas sem reforço e com camada fraca de mistura antes e depois do ensaio triaxial são ilustrados nas Figuras 4.7a e 4.7b, respectivamente. De forma prática é possível observar a deformação radial da camada de agregado na interface sem reforço.

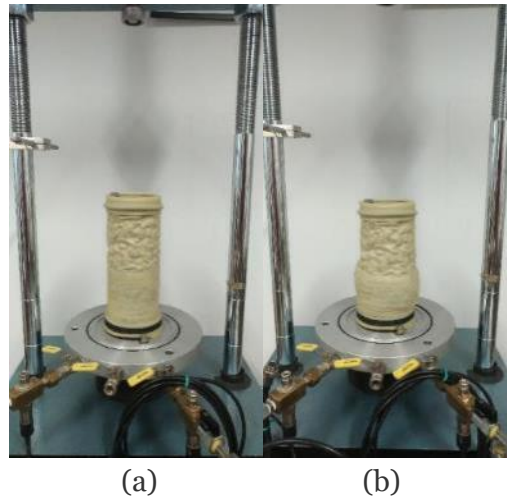


Figura 4.7 – Amostra de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial

A Figura 4.8 (a - d) compara os resultados dos diferentes ensaios realizados nos solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura. De forma a obter o comportamento de solos em camadas sem reforço em condição de carregamento e descarregamento foi realizado um ensaio em amostras sem reforço (am_30 (3)). O descarregamento foi realizado no pico de resistência até anular a força axial resistida pela amostra que apresentou uma curva convexa de diminuição da força. Em seguida, foi realizado o recarregamento, uma reta tangente com valor de inclinação que assemelha-se ao módulo de elasticidade inicial foi encontrada. Dessa forma, para o ensaio de carregamento e descarregamento em solos em camadas, o comportamento encontrado de convexidade da curva e trecho reto (módulo de elasticidade) é similar ao comportamento de amostras homogêneas em ensaio de carregamento-descarregamento.

A evolução da razão de tensões associado a deformação axial são apresentados para diferentes ensaios realizados nos solos em camadas sem reforço em camada fraca de mistura (Figura 4.8c). Os ensaios realizados em solos em camadas exibiram um comportamento diferente após o pico de resistência, devido ao tipo de rotura sofrida pela amostra (abaulamento ou plano de cisalhamento). A variação volumétrica no ensaio de carregamento e descarregamento foi semelhante a variação volumétrica no ensaio na segunda fase (2) até o início do descarregamento. A medição da variação volumétrica no ensaio triaxial carregamento-descarregamento foi interrompida devido a quantidade limitada de leituras na memória do *data-logger* (Figura 4.8d).

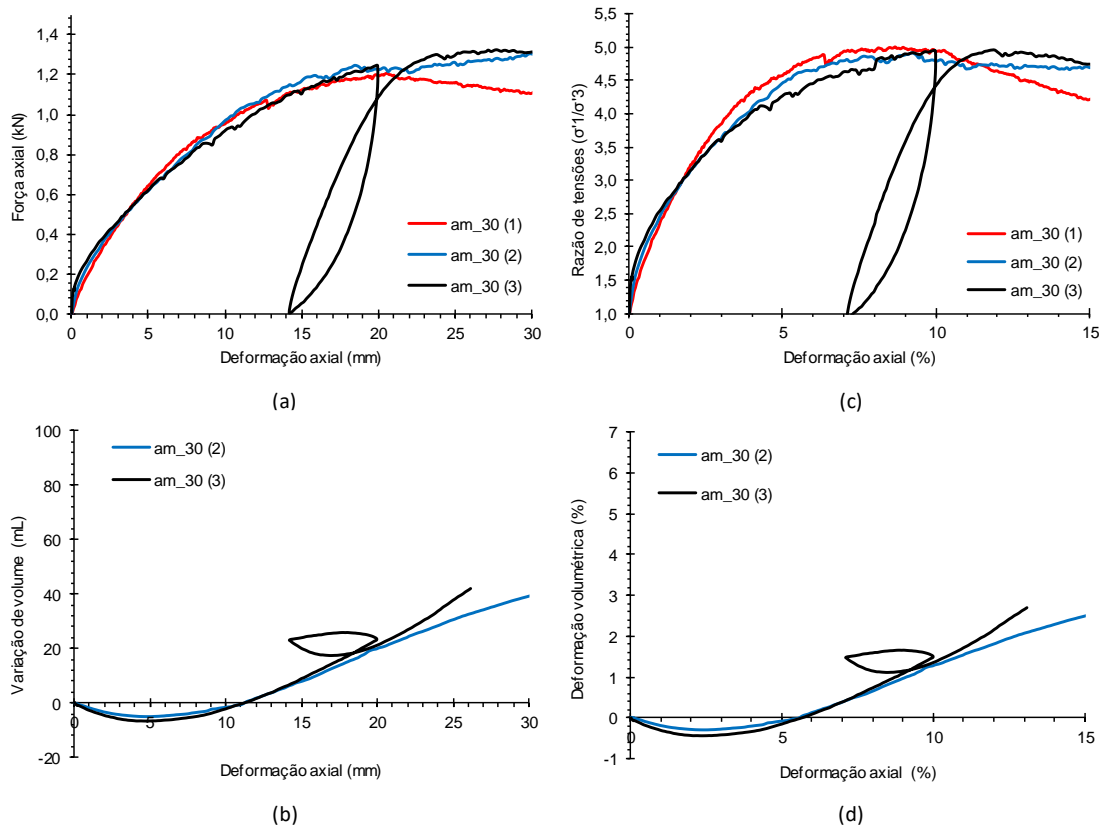


Figura 4.8 – Resultados dos ensaios triaxiais de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura e do ensaio triaxial de carregamento e descarregamento no pico de resistência

A comparação dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais de solos em camadas sem reforço e a camada homogênea de mistura é apresentado na Figura 4.9 (a – d). Assim como os resultados apresentados de solos em camadas com a camada fraca de areia, as amostras de solos em camadas com a camada fraca de mistura apresentaram um pico de resistência para os confinamentos de 15 e 30 kPa. A variação da força axial para a amostra sem reforço e 60 kPa de confinamento apresentou um maior aumento em comparação com a amostra homogênea da mistura. As amostras sem reforço e 15 e 30 kPa de confinamento apresentaram um comportamento mecânico aproximado pós o pico de resistência em relação a camada homogênea de mistura. A variação de volume das amostras de solos em camadas sem reforço com a camada fraca de mistura foi similar a variação de volume das amostras homogêneas.

A Figura 4.9c apresenta a razão de tensões no eixo vertical e deformação axial no eixo horizontal. O solos em camadas com o confinamento de 15 kPa apresentou um pico mais pronunciado que as demais amostras, o mesmo aconteceu para os solos em camadas com camada fraca de areia (Figura 4.6c). Como foi dito anteriormente, isto pode ser explicado pelo imbricamento das partículas de agregado em baixo confinamento, ou seja, uma pressão de confinamento mais baixa favorece o imbricamento das partículas de

agregado. Diferente das camadas homogêneas, os solos em camadas apresentaram diferentes razões de tensões no estado crítico para diferentes confinamento e, portanto, os valores impostos de baixo confinamento interferem também no estado crítico do solos em camadas com camada fraca de mistura e, portanto, de um modo geral o comportamento de solos em camadas sem reforço foram semelhantes para a camada fraca de areia e mistura em baixos valores de confinamentos. Uma variação volumétrica para o confinamento de 15 kPa também foi evidenciada após o pico de resistência, assim como para os solos em camadas com a camada fraca de areia (Figura 4.9d).

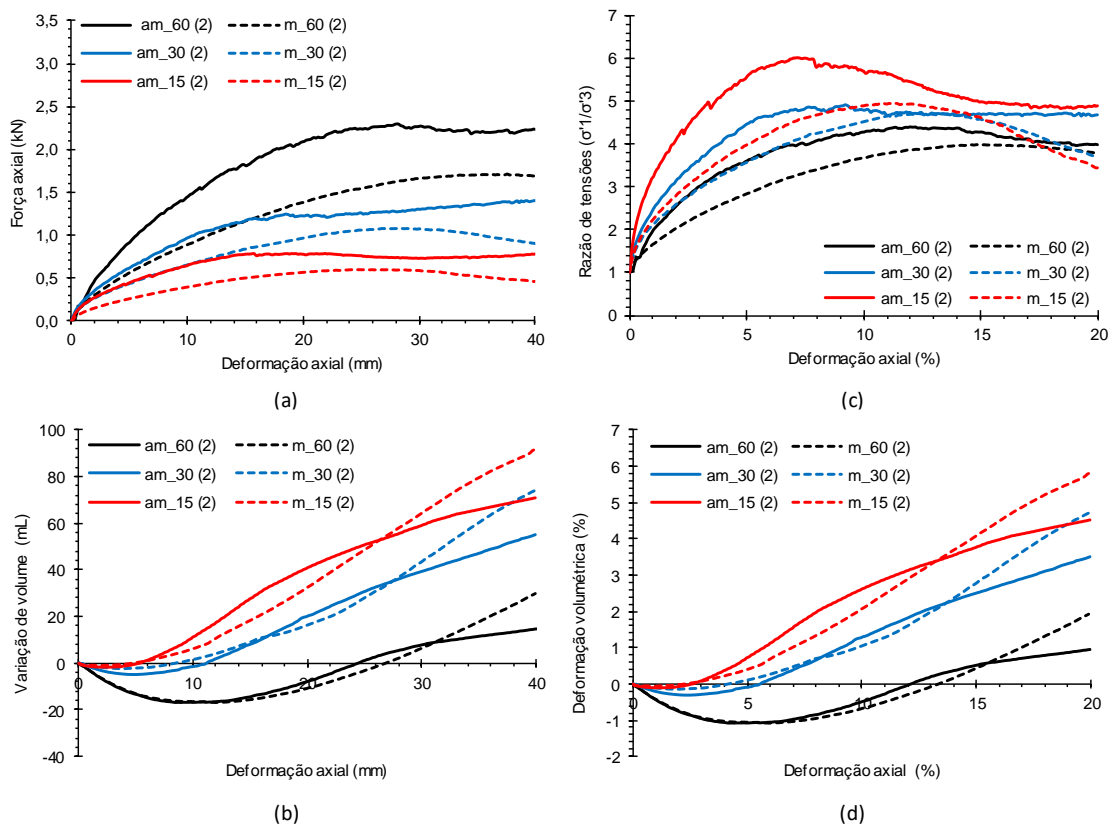


Figura 4.9 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura e camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento

• Camada fraca inversa

As Figuras 4.10a e 10b ilustram a amostra invertida antes e depois do ensaio triaxial, respectivamente, com pressão de confinamento de 60 kPa. Este ensaio foi realizado sem a medição da variação de volume, com o objetivo principal de avaliar qualitativamente o efeito da separação dos solos em camadas. A força axial das camadas inversas foi a mesma até aproximadamente 15 mm de deformação axial (Figura 4.11a). Na interface entre os solos foi colocado o geotêxtil GTX 1 para separação das camadas. Entretanto, devido a mudança no formato da amostra e do geotêxtil GTX 1 durante o ensaio de

compressão triaxial, as partículas de areia e borracha caíram nos vazios da camada de agregado, devido a perda da separação, houve uma diminuição da sua resistência após aproximadamente 8% de deformação axial, que corresponde ao ponto em que a amostra de agregado atinge a resistência máxima.

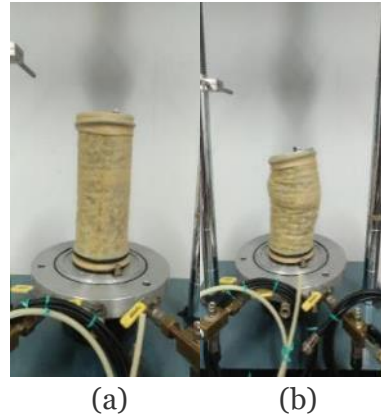


Figura 4.10 – Amostra inversa de solos em camadas com geotêxtil GTX 1 na interface: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial

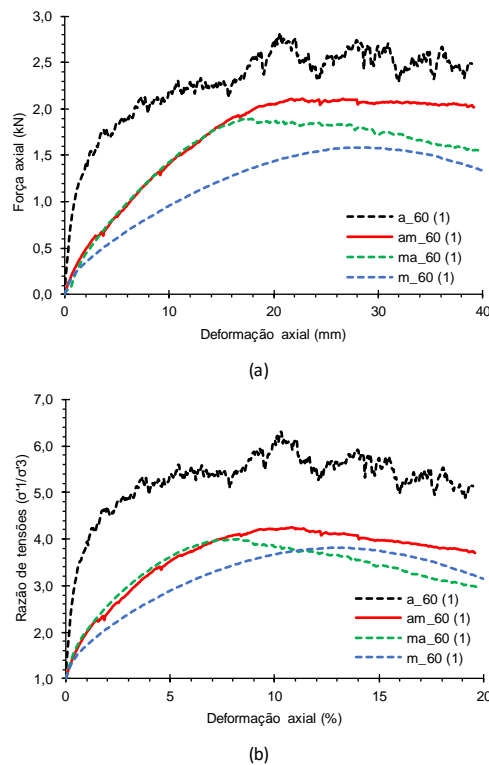


Figura 4.11 – Resultados dos ensaios triaxiais de solos em camadas com camada fraca de mistura e os solos em camadas inversos com pressão de confinamento de 60 kPa

▪ **Repetibilidade dos ensaios em solos em camadas**

A seguir são apresentadas algumas comparações dos resultados dos ensaios triaxiais em solos em camadas com camada fraca de mistura. Este estudo teve como objetivo testar a repetibilidade dos ensaios em solos em camadas. A Figura 4.12 (a – d) apresenta os resultados dos ensaios triaxiais em solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura realizados em diferentes pressões de confinamento e diferentes carregamentos (monotônico e carga-descarga no pico de resistência). Uma boa repetibilidade dos resultados foi evidenciada principalmente antes de 10% de deformação axial, ponto no qual foi feito o descarregamento até anular a força medida na célula de carga e em seguida, foi realizado novamente o carregamento, ou seja, a prensa foi programada para inverter a direção da velocidade de 1 mm/min. Após esse ponto, as amostras apresentaram uma resistência um pouco maior, mas com uma tendência a se aproximar ao comportamento mecânico das amostras do ensaio monotônico.

A deformação elástica do material em 10% de deformação axial para as pressões de confinamento de 30 e 60 kPa foram muito próximas de 3%, enquanto que a deformação elástica do material em 15 kPa de pressão de confinamento apresentou uma deformação elástica de aproximadamente 2,5%. Além disso, a inclinação da reta de recarregamento evidencia um maior módulo de elasticidade para o confinamento de 15 kPa, este fato está associado ao imbricamento das partículas em baixas pressões de confinamento os quais aumentam o atrito entre as partículas e, conseqüentemente, melhora o seu comportamento mecânico. A Figura 4.12b e Figura 4.12d ilustram a variação e deformação volumétricas para os ensaios de carregamento e descarregamento em solos em camadas com camada fraca de mistura. Uma deformação volumétrica aproximadamente constante com uma leve diminuição na fase de descarregamento e na fase de recarregamento foi apresentada, além disso, houve uma fase de contração e dilatação da amostra, assim como era esperado. A medição da variação de volume da amostra foi interrompido em 13% da deformação axial, devido a limitação da quantidade de leituras do equipamento *data-logger*.

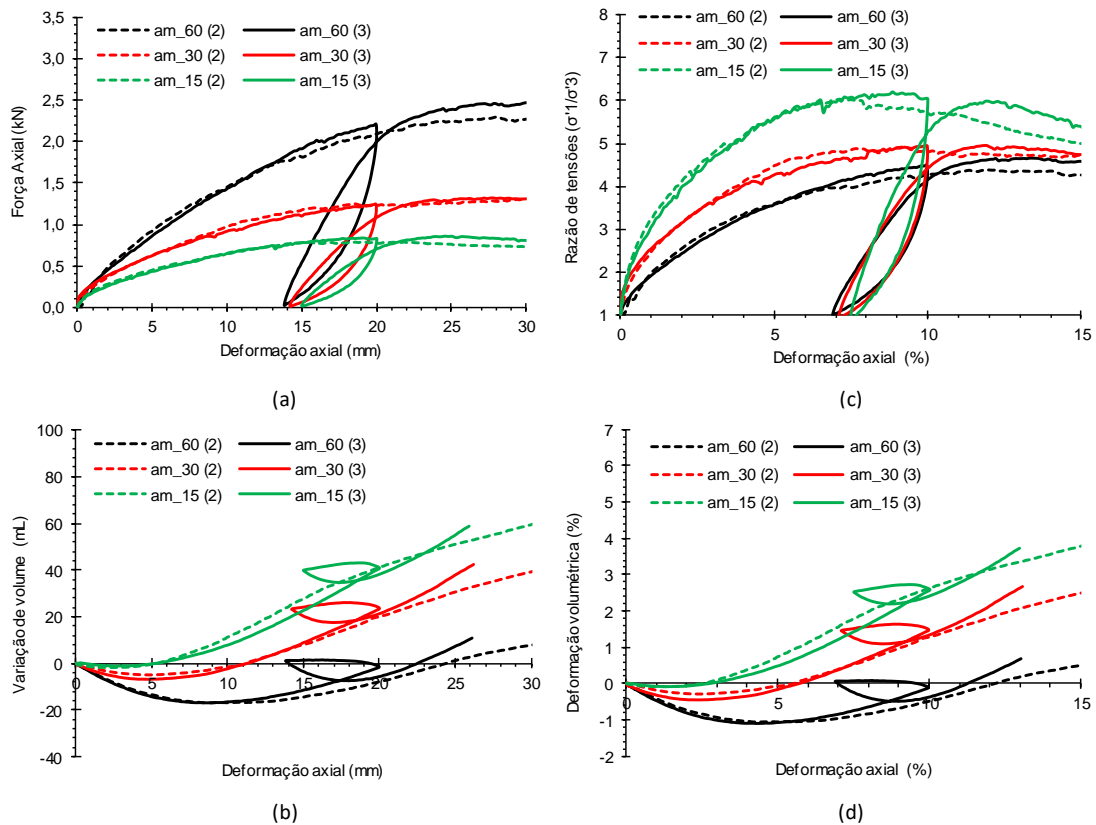


Figura 4.12 – Resultados dos ensaios triaxiais monotônicos e com carregamento-descarregamento em solos em camadas sem reforço com controle da variação de volume total da amostra

4.2.1.3 Comparação das amostras com diferentes subleitos

A Figura 4.13(a – d) apresenta uma comparação dos resultados das curvas de tensão-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial das amostras sem reforço com diferentes subleitos (areia e mistura). O comportamento mecânico apresentado pelas amostras com camada fraca de areia foi superior ao das amostras com camada fraca de mistura até o pico de resistência. É possível notar que as curvas das amostras com subleito de areia apresentam um pico de resistência mais acentuado, quando comparado com as amostras com subleito de mistura. Entretanto, as resistências dos diferentes tipos de amostras tenderam a uma aproximação dos seus respectivos valores após o pico de resistência. A variação volumétrica das amostras com subleito de areia apresentam uma maior dilatação que as amostras com subleito de mistura.

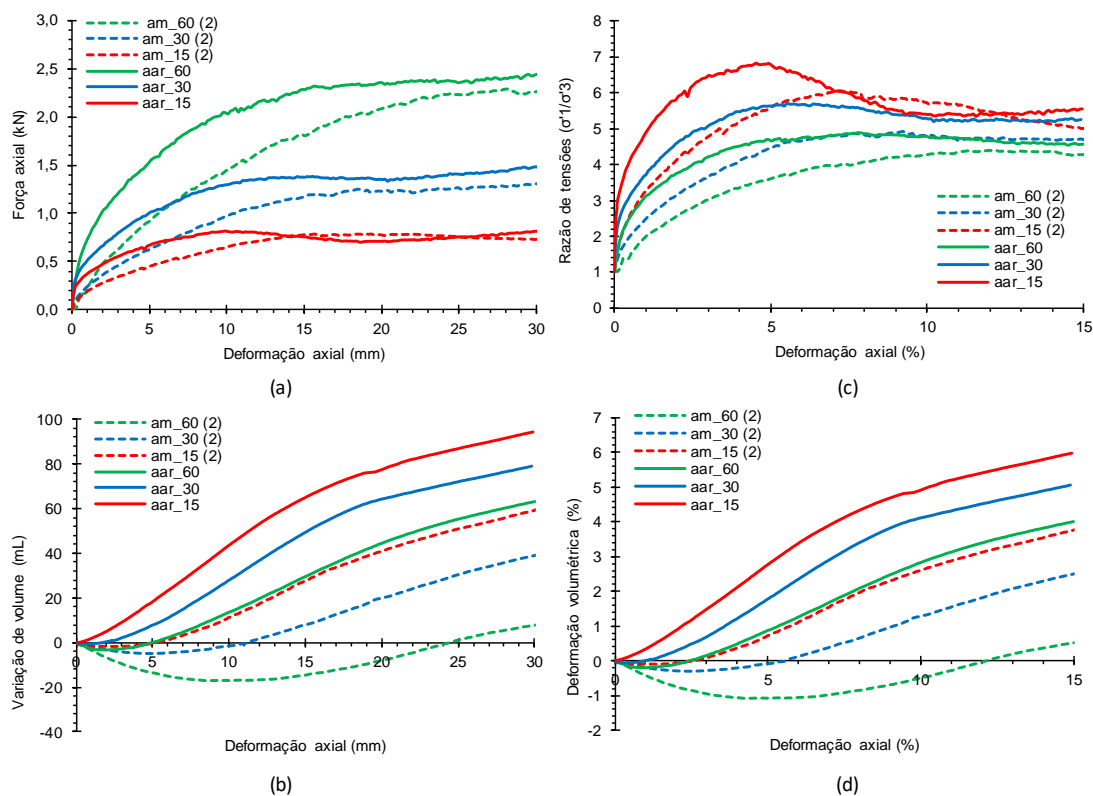


Figura 4.13 – Comparação dos resultados dos ensaios triaxiais em amostras sem reforço com diferentes subleitos (areia e mistura) com controle da variação de volume total da amostra

Os subleitos de areia e mistura apresentam uma considerável influência nos resultados de resistência à compressão axial dos solos em camadas. Neste estudo foi possível notar que a deformação inicial das amostras está concentrada na camada fraca e, além disso para pequenas deformações o comportamento das amostras são semelhantes ao comportamento observado das suas respectivas amostras homogêneas de subleito. Nos níveis subsequentes de deformação, as amostras em camadas mostraram um desempenho melhor que as amostra homogêneas. Este fato é bem conhecido na comunidade geotécnica pelos benefícios da tecnologia de construção de estradas não pavimentadas, em outras palavras, o aumento da capacidade de carga de estradas não pavimentadas após a colocação de uma camada granular mais rígida sobre a fundação de um solo fraco.

De uma maneira geral, nos ensaios de compressão triaxial em solos em camadas, como as camadas de agregado e subleito possuem o mesmo volume e estão separadas por uma única interface, as camadas de agregado tendem a se comportar como um elemento rígido e, portanto, a deformação volumétrica do conjunto é regida, principalmente, pela camada de solo fraco ou subleito que contribui para a maior parte da energia de deformação do conjunto. Portanto, o comportamento de deformação volumétrica dos

solos em camadas e sua respectiva camada fraca de solo são aproximados, ou em outras palavras, o trabalho de deformação dos solos em camadas é aproximado ao trabalho de deformação da camada fraca.

4.2.2 Comportamento das amostras com reforço na interface

A seguir são apresentados os principais fatores (rigidez e tamanho de abertura) do comportamento mecânico da interface de solos em camadas com reforço. No final, é apresentada uma síntese das principais características do comportamento mecânico da interface em solos em camadas nos ensaios triaxiais. O Anexo III apresenta os resultados dos ensaios triaxiais realizados em geotêxteis que estão localizados entre a camada de agregado e camada fraca de mistura, com pressão de confinamento de 30 kPa.

4.2.2.1 Influência da rigidez da geogrelha

Na Figura 4.14a são apresentados os dados crus de força axial no eixo vertical e deslocamento axial no eixo horizontal para as amostras reforçadas com geogrelhas. O gráfico que relaciona a razão de tensões e a deformação axial linear foi considerado para avaliar o ganho de resistência da amostra com geogrelha em comparação ao da amostra sem reforço (Figura 4.14b). Os resultados dos ensaios em amostras homogêneas de mistura e agregado, além dos solos em camadas sem reforço com a camada fraca de mistura foram apresentados para efeito de comparação.

As amostras reforçadas com geogrelhas modelo de materiais ABS e PLA apresentaram um melhor comportamento à compressão em aproximadamente 20 mm de deslocamento axial em relação ao PET-G. O comportamento dos solos em camadas com geogrelha ABS apresentou um comportamento muito semelhante dos solos em camadas sem reforço até aproximadamente 7,0 mm de deslocamento axial. O comportamento do solos em camadas com geogrelha PLA e PET-G apresentou um comportamento mais rígido que os solos em camadas sem reforço até 0,5 mm de deslocamento axial, para pequenas deformações, estas geogrelhas contribuem para que a rigidez da amostra seja mais próxima da rigidez do agregado.

A geogrelha modelo de PLA não apresentou rotura das nervuras ao final do ensaio triaxial. Entretanto, a amostra reforçada com a geogrelha modelo de ABS #10, apresentou uma diminuição considerável de resistência após o pico, o que pode ter acontecido devido a quebra das nervuras, o que foi evidenciado ao final do ensaio. A

rotura das nervuras da geogrelha ABS foi devido a uma falha de preenchimento na impressão 3D na região próxima das junções. A Figura 4.13b mostra que a razão de tensões da geogrelha de PET-G foi aproximado das outras geogrelhas até aproximadamente 4,0% de deformação axial. Diferente da geogrelha ABS que apresentou a rotura das nervuras depois do pico de resistência dos solos em camadas, a geogrelha PET-G não apresentou nenhuma rotura das nervuras ao final do ensaio. O aumento da razão de tensões no pico de resistência da amostra com geogrelha de PLA em comparação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 9,5%.

Apesar da geogrelha de PLA apresentar uma rigidez à tração, em condições não confinadas, claramente superior a rigidez à tração das geogrelhas de PET-G e ABS, entretanto, no ensaio triaxial, para pequenas deformações axiais até 2% (Fig. 4.14b), as geogrelhas de PLA e PET-G conduziram a um comportamento mecânico semelhante da amostra. Para deformações superiores a 4%, as geogrelhas de PLA e ABS conduziram a um melhor desempenho, em comparação com a geogrelha de PET. No entanto, a geogrelha de ABS foi aquela que apresentou menor rigidez à tração em condições não confinadas.

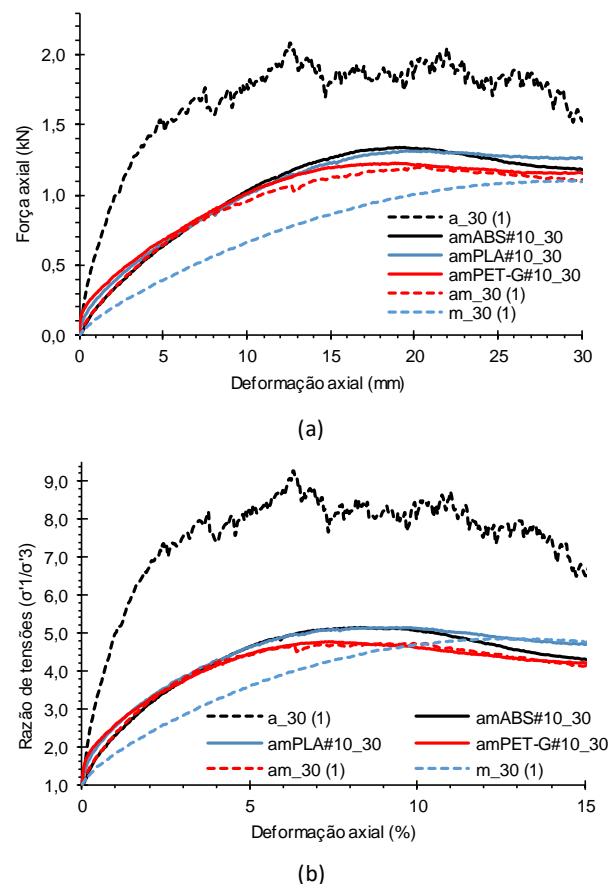


Figura 4.14 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelhas de ABS, PLA e PET-G

4.2.2.2 Influência do tamanho de abertura

A seguir são apresentados os dados crus de força axial no eixo vertical e deslocamento axial no eixo horizontal para os solos em camadas com um geocompósito na interface, o qual é composto por um geotêxtil de separação (GTX 1) e geogrelha (RGD 8560, PLA ou PP), para cada material da geogrelha foram testadas três aberturas diferentes de aproximadamente 14, 16 e 18 mm de abertura. O gráfico que relaciona a razão de tensões e a deformação axial linear foi considerado para avaliar o ganho da resistência de pico entre as amostras de solos em camadas com reforço e sem reforço.

- **Amostras com camada fraca de mistura**

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais em solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura, além dos solos em camadas sem reforço com a sua respectiva camada fraca, são apresentados para efeito de comparação.

- **Polipropileno (PP)**

A Figura 4.15a e Figura 4.15b apresentam os resultados crus do ensaio triaxial com uma pressão de confinamento de 30 kPa e geogrelha impressa em 3D de polipropileno em diferentes aberturas (14, 16 e 18 mm). Foi colocado um geotêxtil (GTX 1) colado na geogrelha polipropileno. A Figura 4.15c apresenta a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal para as amostras homogêneas de mistura e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelha de polipropileno com diferentes aberturas. A resistência a compressão triaxial dos solos em camadas com reforço de polipropileno foi aproximada dos solos em camadas sem reforço até aproximadamente 3% de deformação axial.

O comportamento volumétrico da camada homogênea de mistura e solos em camadas sem e com reforço de PP foram próximos até aproximadamente 20 mm de deslocamento axial (Figura 4.15d). A variação de volume dos solos em camadas reforçados com geogrelha de polipropileno apresentou um comportamento próximo à variação de volume da camada homogênea de mistura e da amostra de solos em camadas sem reforço, em relação à variação de volume da camada homogênea de agregado. Os solos em camadas com camada fraca de mistura e com geocompósitos de PP com diferentes aberturas na interface apresentaram um comportamento à compressão triaxial muito aproximado, sendo que o comportamento da camada reforçada com o PP de 14 mm de

abertura apresentou uma pequena melhora em relação às aberturas de 16 e 18 mm, até aproximadamente 6% de deformação axial.

O comportamento dos solos em camadas reforçadas não apresentam um pico mais acentuado em relação aos solos em camadas sem reforço. O aumento da resistência à compressão no pico dos solos em camadas com reforço de PP e abertura de 14, 16 e 18 mm, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 12,5%, 11,3% e 8,7%, respetivamente. Assim, como a camada homogênea de mistura os solos em camadas com e sem reforço começam a apresentar uma diminuição da deformação volumétrica em 15% de deformação axial.

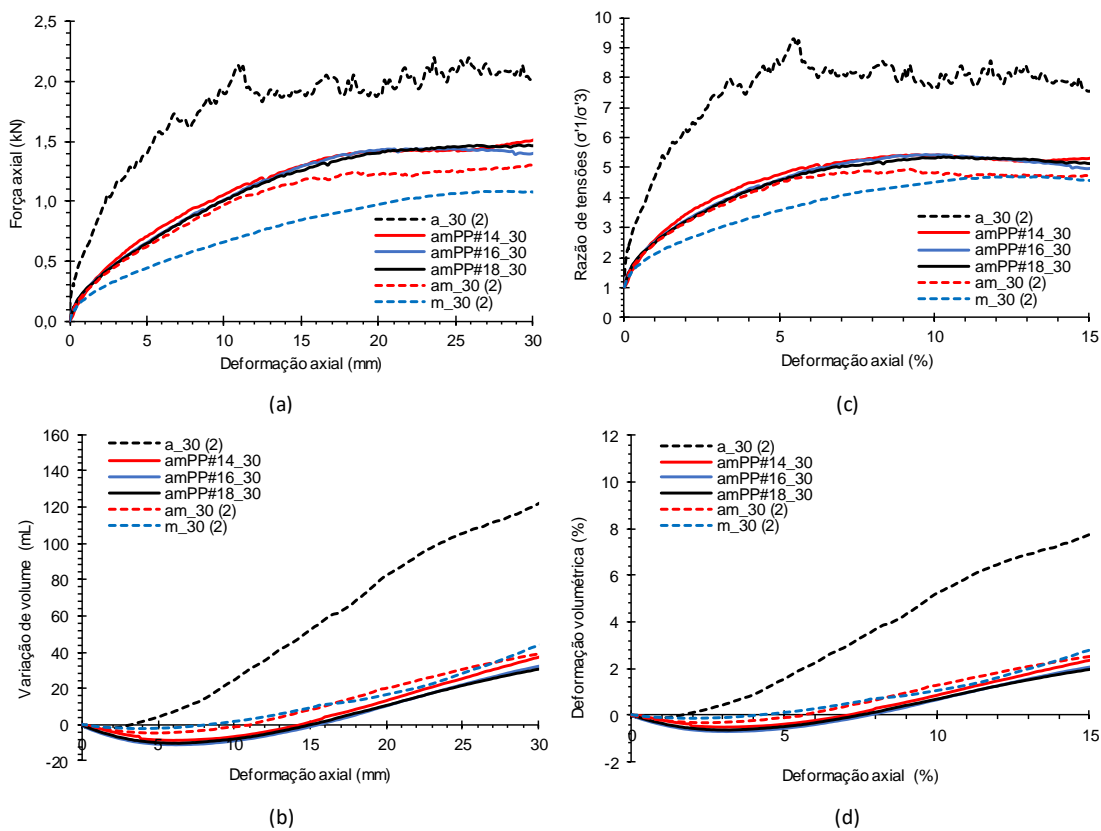


Figura 4.15 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de polipropileno (PP)

▪ Material digital (RGD 8560)

A Figura 4.16a e Figura 4.16b apresentam os resultados crus do ensaio triaxial com uma pressão de confinamento de 30 kPa em solos em camadas com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha modelo de RGD 8560 de diferente aberturas. Assim como os solos em camadas reforçadas com geogrelha de polipropileno, a variação de volume dos

solos em camadas reforçadas com geogrelha modelo de material digital apresentou um comportamento muito próximo a variação de volume da camada homogênea de mistura.

A Figura 4.16c apresenta a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal das camadas homogêneas de mistura e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelha modelo de RGD 8560 com diferentes aberturas. O aumento da resistência à compressão no pico dos solos em camadas com reforço RGD 8560 com 14, 16 e 18mm de abertura, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 18,1%, 16,4% e 14,2%, respectivamente. Assim, como os solos em camadas reforçadas com geogrelha PP, uma pequena melhora no comportamento da abertura de 14 mm foi evidenciada para a geogrelha de RGD 8560. O comportamento dos solos em camadas reforçadas não apresentou um pico mais acentuado em relação aos solos em camadas sem reforço, a camada homogênea de mistura e os solos em camadas sem reforço apresentaram um mesmo comportamento a partir de aproximadamente 10,5% de deformação axial. Visivelmente, o comportamento volumétrico das amostras com o reforço do material digital RDG 8560 apresentou um comportamento mais próximo da camada fraca em comparação com o comportamento volumétrico da camada de agregado (Figura 4.16d).

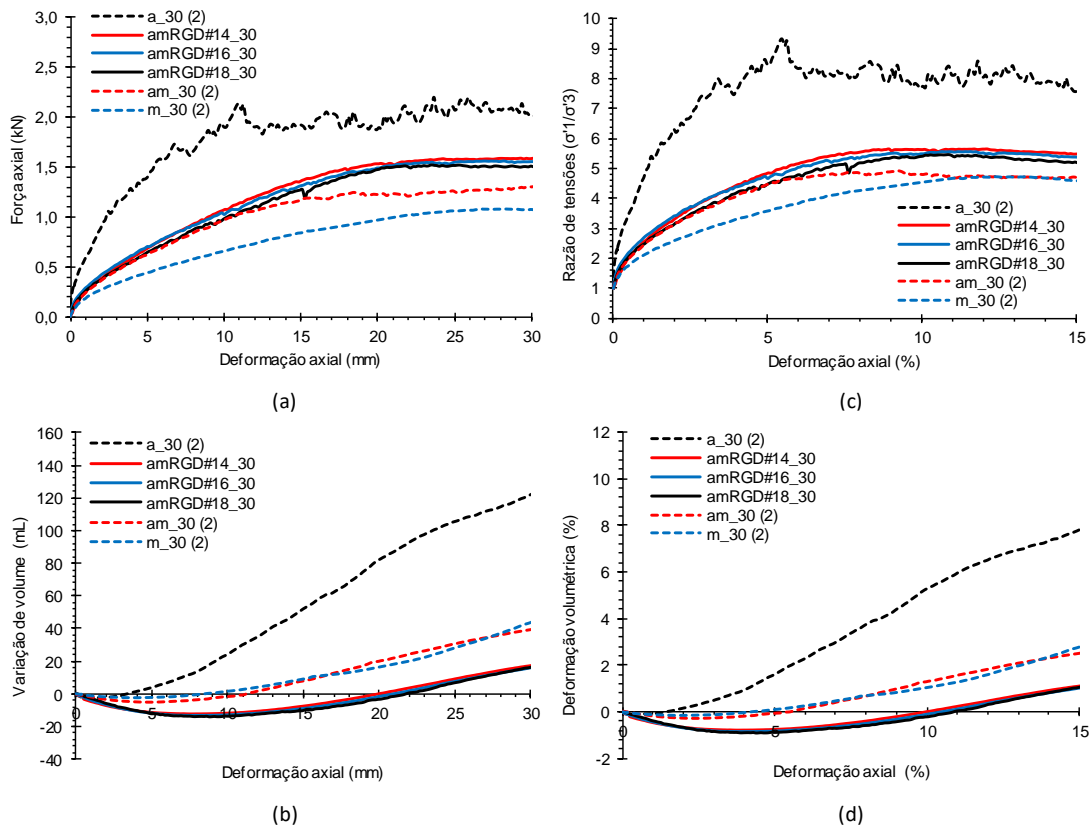


Figura 4.16 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de material digital (RGD 8560)

▪ **Poliácido láctico (PLA)**

A Figura 4.17a e Figura 4.17b apresentam os resultados crus do ensaio triaxial com uma pressão de confinamento de 30 kPa em solos em camadas com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de poliácido láctico em diferentes aberturas (14, 16 e 18 mm). Assim como para os solos em camadas reforçadas com os outros tipos de geogrelhas modelo (PP e RGD 8560), a variação volumétrica dos solos em camadas reforçadas com geogrelha modelo de poliácido láctico apresentaram um comportamento muito próximo a variação de volume da camada homogénea de mistura em comparação a camada homogénea de agregado.

A Figura 4.17c apresenta a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal das camadas homogéneas de mistura e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelha modelo de PLA com diferentes aberturas (14, 16 e 18 mm). O aumento da resistência à compressão no pico dos solos em camadas com reforço de PLA e abertura de 14, 16 e 18mm, em relação aos solos em camadas sem reforço, foi de aproximadamente 12,8%, 11,4% e 9,2%, respetivamente. O comportamento volumétrico dos solos em camadas com diferentes reforços foi muito aproximado (Figura 4.17c e Figura 4.17d).

A deformação inicial das amostras com reforço está concentrada na camada fraca de mistura, assim como foi dito anteriormente para as amostras sem reforço. Em níveis de pequenas deformações, o comportamento das amostras reforçadas é semelhante ao comportamento observado nas amostras sem reforço. O efeito de reforço é máximo a partir do momento que é atingido o pico de resistência na camada de agregado. Quando comparadas com as amostras sem reforço, as amostras reforçadas apresentam um menor aumento de volume no decorrer do ensaio.

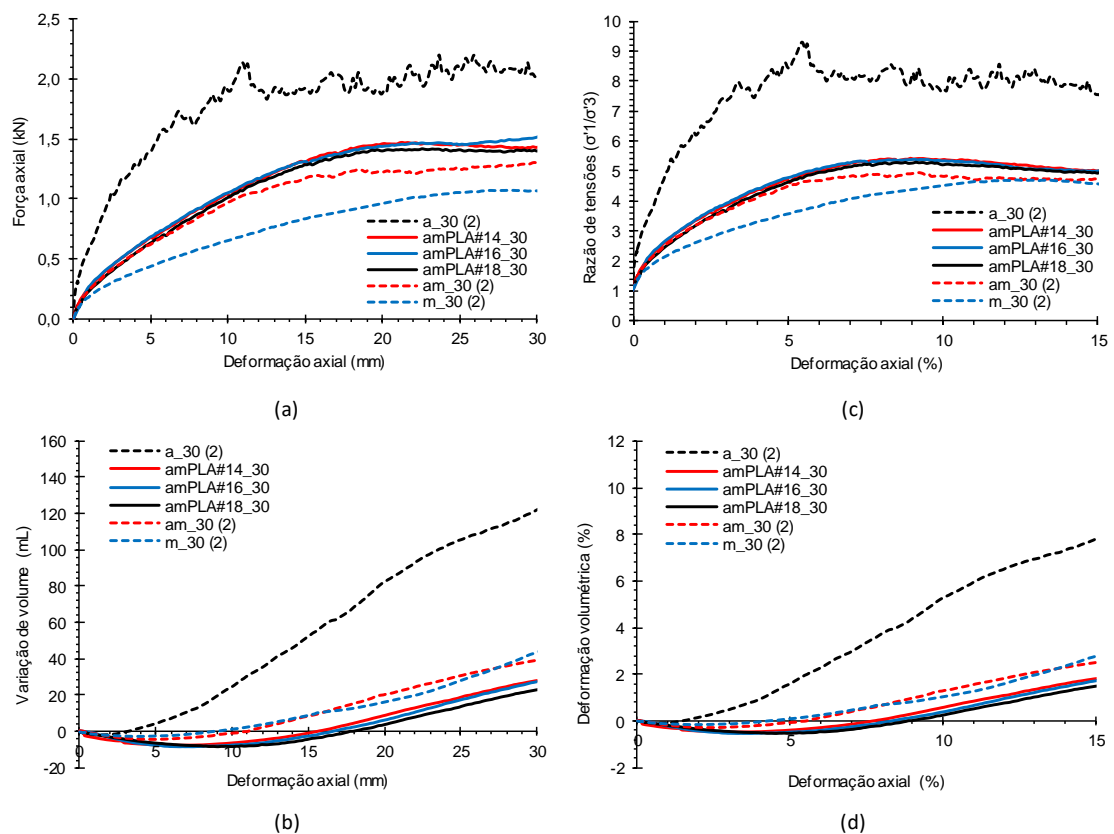


Figura 4.17 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de mistura, reforçado com geogrelha impressa em 3D de poliácido láctico (PLA)

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial sobre amostras com camada fraca de mistura e reforçado com diferentes geogrelhas de impressão 3D de diferentes aberturas, não apresentaram diferenças significativas ao considerar diferentes tamanhos de abertura para um mesmo tipo de material: PLA, RGD ou PP. Ao considerar diferentes tipos de materiais, o aumento da resistência à compressão triaxial no pico dos solos em camadas com reforço de RGD, PLA e PP com abertura de 14 mm, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 18,1%, 12,8% e 12,5%, respectivamente. Dessa forma, o aumento da rigidez da geogrelha não exerceu a principal influência na resposta mecânica dos solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura. A variação volumétrica dos solos em camadas reforçadas com geogrelha de polipropileno, material digital e poliácido láctico apresentou um comportamento muito próximo a variação de volume da camada homogênea de mistura, mostrando um menor aumento de volume até 15% de deformação axial.

- **Amostras com camada fraca de areia**

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais em solos em camadas reforçadas com camada fraca de areia, além dos solos em camadas sem reforço com a sua respectiva camada fraca, são apresentados para efeito de comparação.

- **Polipropileno (PP)**

A Figura 4.18a e Figura 4.18b apresentam os resultados crus do ensaio triaxial com uma pressão de confinamento de 30 kPa em solos em camadas com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de polipropileno. Os ensaios foram realizados até 40 mm de deslocamento axial, entretanto, foram apresentados até 30 mm de deformação axial devido ao crescente aumento de resistência desenvolvida pela amostra reforçada devido ao efeito da membrana de borracha. Em relação aos solos em camadas com reforço, o geocompósito com a geogrelha modelo de PP de 14 mm apresentou um melhor comportamento à compressão triaxial. O geocompósito PP de 18 mm apresentou um pior comportamento mecânico. O comportamento volumétrico das camadas homogêneas e solos em camadas com e sem reforço foram semelhantes até 17 mm de deslocamento axial. Além disso, a variação de volume dos solos em camadas reforçadas com geogrelha de polipropileno apresentaram um comportamento muito próximo a variação de volume da camada homogênea de areia do que da camada homogênea de agregado.

A Figura 4.18c apresenta a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal das camadas homogêneas de areia e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelhas de polipropileno com diferentes aberturas. O aumento de resistência à compressão triaxial dos solos em camadas reforçadas com a geogrelha de PP de 14 mm de abertura, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 21,6%, enquanto que o aumento para os solos em camadas com geogrelha de abertura de 16 e 18 mm foi cerca de 17,1% e 15,2%, respectivamente. O comportamento dos solos em camadas reforçadas apresentaram um pico mais acentuado em relação aos solos em camadas sem reforço e a camada homogênea de areia. Assim, como a camada homogênea de areia os solos em camadas com e sem reforço começam a apresentar uma estabilização da deformação volumétrica em 15% de deformação axial (Figura 4.18d).

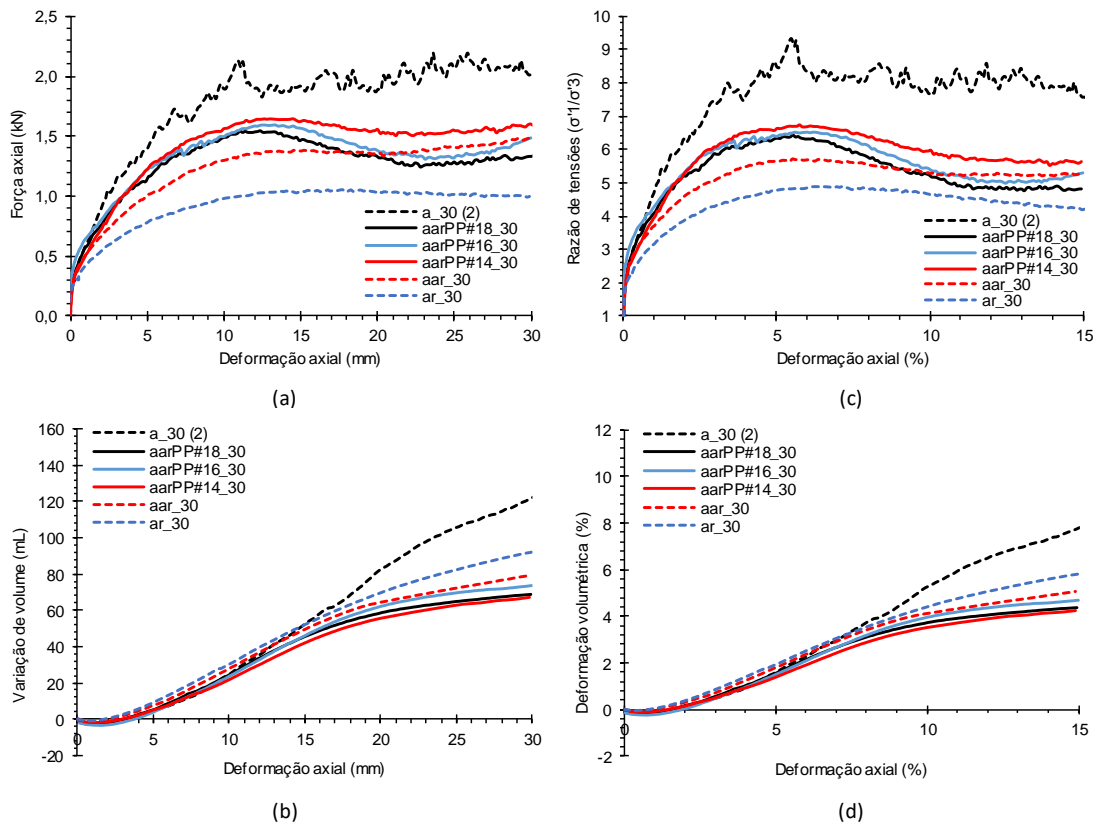


Figura 4.18 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de polipropileno (PP)

▪ Material digital (RGD 8560)

Os solos em camadas com o geocompósito de geogrelha RGD 8560 de 14 mm de abertura, apresentou um melhor comportamento mecânico (Figura 4.19a e Figura 4.19b). Os solos em camadas com a geogrelha RGD 8560 de 16 mm de abertura, apresentou um comportamento à compressão triaxial melhor que os solos em camadas com o reforço de RGD 8560 de 18mm. Assim, como para os solos em camadas com a geogrelha de polipropileno, o comportamento volumétrico das camadas homogêneas e solos em camadas com e sem reforço foram semelhantes até 17 mm de deformação axial. A variação de volume dos solos em camadas reforçadas com geogrelha modelo de RGD 8560 de diferentes aberturas e uma resistência à tração aproximada apresentaram um comportamento muito próximo à variação de volume da camada homogênea de areia.

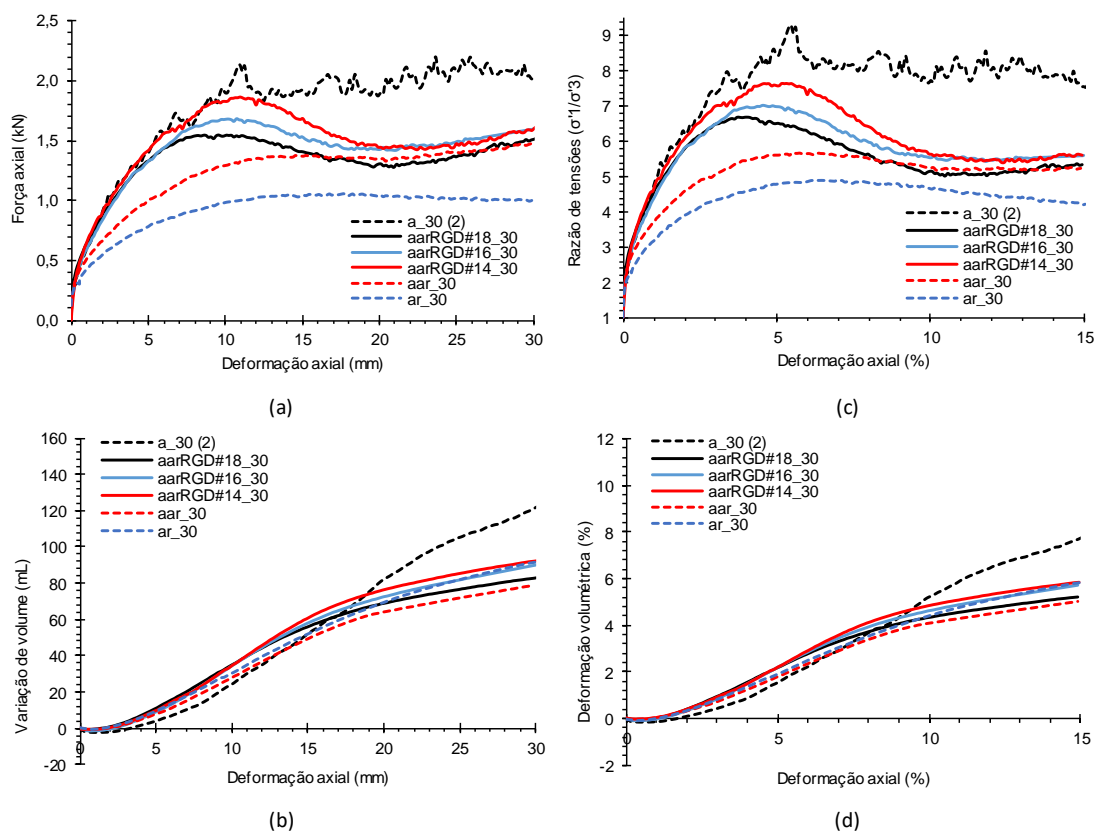


Figura 4.19 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de material digital (RGD 8560)

A Figura 4.19c a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal das camadas homogêneas de areia e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelha modelo de RGD 8560 com diferentes aberturas. O aumento de resistência à compressão triaxial dos solos em camadas reforçadas com a geogrelha RGD de 14 mm de abertura, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 40,9%, enquanto que o aumento para os solos em camadas com o RGD de 16 e 18m, foi de 28,4% e 21,3%, respectivamente. Os solos em camadas reforçadas com RGD 8560 apresentaram um pico mais acentuado em relação aos solos em camadas sem reforço. Assim, como a camada homogênea de areia os solos em camadas com e sem reforço começam a apresentar uma estabilização da deformação volumétrica em 15% de deformação axial (Figura 4.19d).

▪ **Poliácido láctico (PLA)**

A Figura 4.20a e Figura 4.20b apresentam os resultados crus em amostras com camada fraca de areia, reforçadas com geogrelha de poliácido láctico (PLA) em diferentes aberturas (14, 16 e 18 mm). Os solos em camadas com o geocompósito de geogrelha PLA

de 14 mm de abertura apresentaram um melhor comportamento mecânico. O comportamento volumétrico das camadas homogêneas e solos em camadas com e sem reforço foram semelhantes até 18mm de deformação axial. Assim como os solos em camadas reforçadas com as geogrelhas de PP e RGD 8560, a variação de volume dos solos em camadas reforçadas com geogrelha de PLA apresentaram um comportamento muito próximo a variação de volume da camada homogênea de areia, do que a camada homogênea de agregado.

A Figura 4.20c apresenta a razão de tensões no eixo vertical em relação a deformação axial no eixo horizontal das camadas homogêneas de areia e agregado, solos em camadas sem reforço e reforçado com geogrelha modelo de PLA com diferentes aberturas. O aumento de resistência à compressão triaxial dos solos em camadas reforçadas com a geogrelha PLA de 14 mm de abertura, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 28,8%, enquanto que o aumento para os solos em camadas com o PLA de 16 e 18 mm de abertura foi cerca de 22,4% e 18,1%, respectivamente. O comportamento volumétrico dos solos em camadas reforçados é próximo ao da amostra homogênea de areia até aproximadamente 8% de deformação axial (Figura 4.20d).

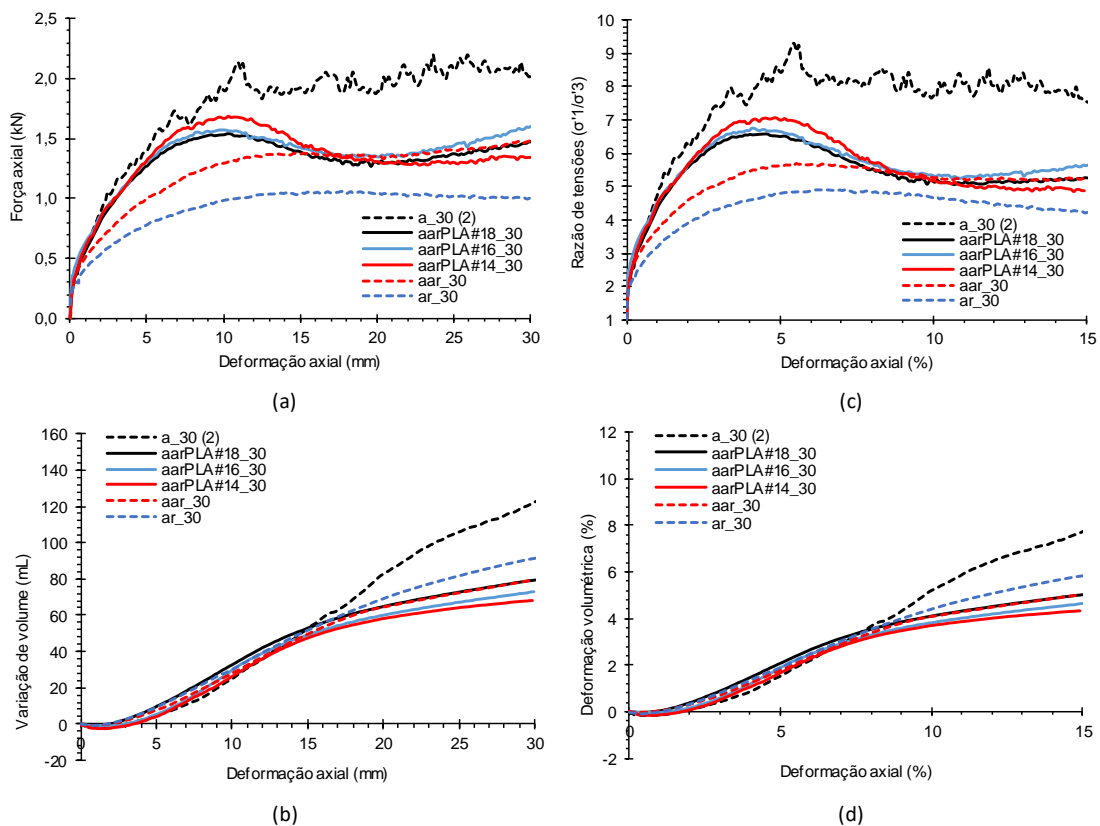


Figura 4.20 – Resultados do ensaio triaxial em amostras com camada fraca de areia, reforçado com geogrelha impressa em 3D de poliácido láctico (PLA)

Análogo às amostras reforçadas com camada fraca de mistura, neste estudo a deformação inicial está concentrada na camada fraca de areia. A depender dos níveis de pequenas deformações, o comportamento das amostras reforçadas é próximo do comportamento observado nas amostras homogêneas e/ou amostras sem reforço.

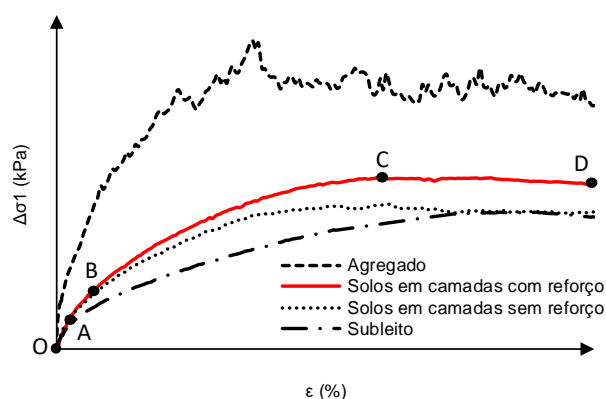
Assim como no caso das amostras reforçadas com geogrelha modelo (PP e RGD 8560), o geocompósito com geogrelha modelo de PLA de 14 mm de abertura, apresentaram um melhor comportamento à compressão triaxial. Assim como a camada homogênea de areia, as amostras com e sem reforço começam a apresentar uma estabilização da deformação volumétrica em 15% de deformação axial. As amostras com camada fraca de areia e reforçadas com diferentes geogrelhas modelos de impressão 3D de diferentes aberturas, diferente dos solos em camadas com camada fraca de mistura, apresentaram diferenças significativas nos resultados dos ensaios em compressão triaxial. O aumento da resistência à compressão no pico dos solos em camadas com reforço de, RGD 8560, PLA e PP de 14 mm de abertura, em relação aos solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 40,9%, 28,8%, e 21,6%, respectivamente. Além disso, foi apresentado que em relação ao tamanho das aberturas, os solos em camadas com o geocompósito de geogrelha de abertura de 14 mm apresentaram um melhor comportamento à compressão triaxial. Esse fato pode estar relacionado com a relação S_g/d_{50} que é mais próximo de 1 (Brown et al. 2007, Sweta e Hussaini, 2018).

4.2.3 Comportamento mecânico da interface

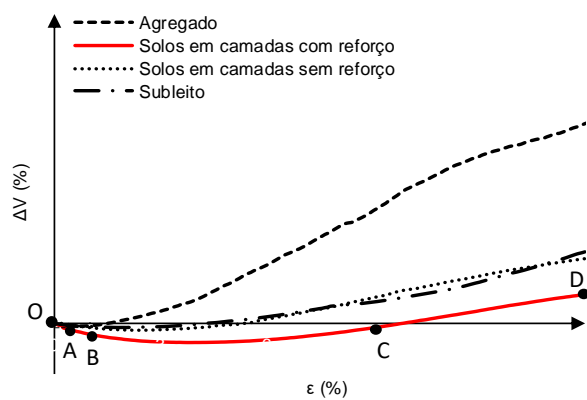
A relação entre as forças aplicadas a uma amostra e as correspondentes deformações é uma característica importante do material que a constitui. De um modo geral, os solos em camadas possuem características muito parecidas com os solos “homogêneos” em condições de carregamento axissimétrico, considerando a fase de endurecimento e amolecimento do material. A Figura 4.21a e Figura 4.21b ilustram de uma maneira geral o comportamento mecânico e volumétrico, respectivamente, das amostras homogêneas de agregado e subleito, dos solos em camadas sem reforço e com reforço. Entre os diagramas tensão-deformação da série de ensaios apresentados na seção 4.2.2 é possível, no entanto, distinguir algumas fases relevantes. A primeira corresponde ao trecho OA e caracteriza-se por a deformação ser proporcional à força axial, isto é, o coeficiente de rigidez mantém-se praticamente constante, como se verá na seção 4.3. O trabalho de deformação por unidade de volume é igual ao que é necessário realizar nas amostras de subleito, até uma deformação axial correspondente ao ponto A, que depende do tipo de subleito: até 0,25% nas amostras com mistura e até 0,15% com areia.

No troço AB verifica-se um aumento do trabalho de deformação por unidade de volume devido à camada de agregado, e deixa de existir proporcionalidade entre a força e a deformação axial. A deformação axial correspondente ao ponto B é de 1,5% nas amostras com subleito de mistura e de 0,5% com areia. A partir do ponto B entra-se na zona de endurecimento do material das amostras, verificando-se um aumento do trabalho de deformação por unidade de volume devido à geogrelha. A força axial atinge o valor máximo (ponto C) para uma deformação axial de 9 a 10% nas amostras com subleito de mistura e de 4 a 5% nas amostras com subleito de areia.

No troço CD do diagrama, a um acréscimo da deformação corresponde um decréscimo de força axial, devido à perda de resistência ao corte do material que constitui as amostras. Anteriormente (secção 4.1) podemos ver que a rotura ocorre por abaulamento da amostra na parte da camada fraca. O decréscimo de força axial foi maior nas amostras com subleito de areia.



(a)



(b)

Figura 4.21 – Comportamento mecânico e volumétrico das camadas homogêneas e solos em camadas reforçadas e não reforçadas com geogrelha na base em ensaios de compressão triaxial

A seguir é analisado o efeito do tamanho da abertura das geogrelhas no comportamento tensão-deformação axial das amostras modelo sob condições de carregamento axissimétrico.

4.3 Análise do efeito da abertura das geogrelhas

Nesta secção, a energia necessária por unidade de volume para deformar as amostras até ser atingida a sua cedência total foi utilizada para analisar a influência que os diferentes tamanho de aberturas da geogrelha de diferentes materiais de impressão 3D exercem na interfaces dos solos em camadas. Além de seu papel central na modelação constitutiva do solo, na engenharia geotécnica a energia é muito utilizada em diversas problemáticas, como energia de absorção, potencial ou até mesmo, como energia de compactação. Existem diversos exemplos: a energia necessária para uma adequada compactação do solo, levando em consideração a sua humidade ótima, a energia necessária para cravar uma determinada estaca no solo, o cálculo da energia cinética de um maciço rochoso que se desprende do talude ou encosta, com o intuito de se realizar um adequado dimensionamento de barreiras dinâmicas, ou a energia de impacto absorvida pela amostra de rocha em diferentes tipos de ensaios laboratoriais, a fim de avaliar o comportamento mecânico do material, mediante condições específicas, dentre outros. No campo dos geossintéticos a energia de absorção pode ser utilizada para calcular os danos sofridos pelo material durante a instalação e utilização (Nikbakht e Diederich, 2006). Além disso, Manohar e Anbazhagan (2021) realizaram ensaios triaxiais não consolidados e não drenados e avaliaram a energia de absorção de misturas de areia-borracha reforçadas com geossintéticos em diferentes posições da amostra.

A cedência sob condições de carregamento axissimétrico é um comportamento importante das amostras modelo porque revela informação inerente ao comportamento de interfaces agregado-geogrelha, para além de permitir uma análise mais sistematizada do efeito do tamanho da abertura das geogrelhas. Uma das formas de definir a cedência consiste em representar o módulo de elasticidade tangente e a deformação axial no campo das transformadas logarítmicas (Malandraki e Toll, 1996), onde o ponto de cedência total reflete uma perda acentuada de rigidez do material. Usando os dados representados anteriormente nas Figuras 4.15 a 4.20, foram calculados os módulos de rigidez tangente como $E_t = \Delta q_i / \Delta e_i$, onde i denota o valor da deformação axial no decurso do ensaio.

A Figura 4.22 e a Figura 4.23 mostram a variação do módulo tangente com a deformação axial das amostras reforçadas com geogrelhas de diferente tamanho das aberturas, num diagrama em escalas logarítmicas, com camada fraca de mistura e areia, respetivamente. Pode-se observar que os valores do módulo tangente diminuem com o aumento da compressão triaxial, indicando que as forças exteriores vão vencendo a resistência interna até ser atingida a resistência friccional. Nas amostras reforçadas os valores do módulo tangente são maiores do que os das amostras com camada fraca, em deformações maiores estes valores caem e se aproximam do módulo de elasticidade tangente das camadas fracas. Embora o padrão de comportamento seja semelhante para as diferentes amostras, observa-se uma mudança na posição dos pontos de cedência, os quais ocorrem em deformações axiais menores do que nas amostras com camada fraca. Estes pontos foram atribuídos em 9,0% de deformação axial nas amostras com camada fraca de mistura e 5,0% de deformação axial nas amostras com camada fraca de areia, respetivamente.

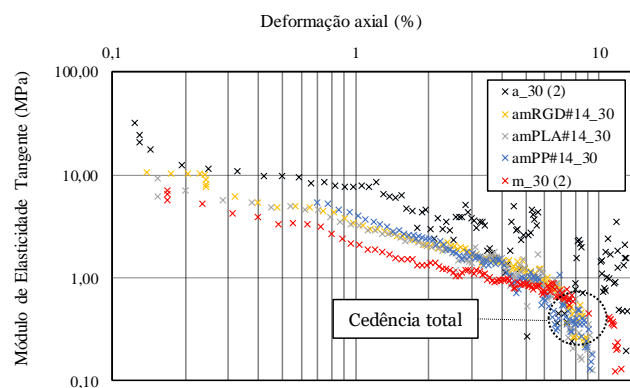


Figura 4.22 – Variação do módulo tangente com a deformação axial e rigidez das geogrelhas, nas amostras com camada fraca de mistura

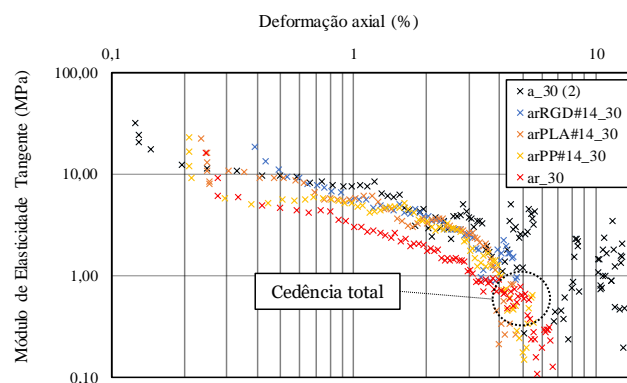


Figura 4.23 – Variação do módulo tangente com a deformação axial e rigidez das geogrelhas, nas amostras com camada fraca de areia.

A energia de deformação total, desprezando os termos dissipados no eventual esmagamento das arestas das partículas e no subsequente rearranjo das partículas de agregado (Russel, 2011), é dada pela soma do trabalho realizado durante a distorção das amostras, causando alteração da sua forma, e do trabalho realizado durante a deformação volumétrica das amostras, provando variação do seu volume (Hanley et al., 2018).

Tendo por base os dados representados nas Figuras 4.15 a 4.20, calcularam-se as componentes distorcional (W_d) e volumétrica (W_v) do trabalho realizado pelas forças exteriores (W_t) até ser atingido o ponto de cedência. A energia de deformação total indica o somatório da quantidade de trabalho distorcional e volumétrico, necessária para a força de compressão triaxial induzir deformação no solo em camadas reforçado na interface. A Tabela 4.1 apresenta os trabalhos de deformação distorcional, volumétrico e energia de deformação total das amostras de solos com reforço e com camada fraca de mistura areia-borracha. Como mostrado, para solos em camadas reforçadas com diferentes tipos de geogrelhas (PP, RGD 8560 e PLA) o trabalho total foi maior para a abertura de 14 e 16 mm e menor para a abertura de 18 mm.

Tabela 4.1 – Trabalho de deformação distorcional, volumétrico e energia de deformação total das amostras de solos com reforço e com camada fraca de mistura

| Material do reforço | Abertura (mm) | W_d (kJ/m ³) | W_v (kJ/m ³) | W_t (kJ/m ³) |
|---------------------|---------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| PP | 14 | 8,398 | -0,356 | 8,042 |
| PP | 16 | 8,121 | -0,322 | 7,799 |
| PP | 18 | 7,953 | -0,324 | 7,629 |
| RGD 8560 | 14 | 8,842 | -0,151 | 8,691 |
| RGD 8560 | 16 | 8,742 | -0,083 | 8,659 |
| RGD 8560 | 18 | 8,300 | -0,045 | 8,254 |
| PLA | 14 | 8,375 | -0,259 | 8,116 |
| PLA | 16 | 8,560 | -0,194 | 8,365 |
| PLA | 18 | 8,197 | -0,131 | 8,065 |

Para investigar a energia de deformação total para um diferente tipo de subleito, a Tabela 4.2 apresenta as energia de deformação total, o trabalho distorcional e volumétrico das amostras de solos com reforço e camada fraca de areia. Neste caso o tamanho de abertura de 14 mm nas amostras com camada fraca de areia apresentaram uma maior energia de deformação total ao comparar separadamente cada material.

A abertura de 14 mm evidenciou um melhor intertravamento das partículas de agregado, este fato explica a maior necessidade de energia para a força de compressão induzir as mesmas deformações nos solos em camadas na cedência total da amostra. Os valores das aberturas de 14, 16 e 18 mm possuíram um valor de S_g/d_{50} de, 1,09, 1,25 e 1,40, respectivamente. Assim como foi apresentado por Sieira (2003) em estudos da geometria das geogrelhas em ensaios de arrancamento do reforço em solo, uma relação entre a abertura da geogrelha e o diâmetro mediano da partícula de agregado próximo a uma unidade apresentou um melhor desempenho.

Tabela 4.2 – Trabalho de deformação distorcional, volumétrico e energia de deformação total das amostras de solos com reforço e com camada fraca de areia

| Material do reforço | Abertura (mm) | W_d (kJ/m ³) | W_v (kJ/m ³) | W_t (kJ/m ³) |
|---------------------|---------------|----------------------------|----------------------------|----------------------------|
| PP | 14 | 5,664 | -0,727 | 4,938 |
| PP | 16 | 5,681 | -0,819 | 4,862 |
| PP | 18 | 5,464 | -0,806 | 4,659 |
| RGD 8560 | 14 | 6,254 | -1,290 | 4,964 |
| RGD 8560 | 16 | 5,855 | -1,233 | 4,622 |
| RGD 8560 | 18 | 5,837 | -1,179 | 4,658 |
| PLA | 14 | 6,017 | -0,985 | 5,032 |
| PLA | 16 | 5,787 | -1,117 | 4,670 |
| PLA | 18 | 5,608 | -1,068 | 4,540 |

Dessa forma neste estudo, foi notado que uma relação entre a abertura e o diâmetro mediano da partícula de agregado mais próximo de uma unidade apresentaram um melhor desempenho para ensaios triaxiais de solos em camadas. Quando comparadas, a energia de deformação total das amostras com camada fraca de areia e camada fraca de mistura, uma menor energia de deformação total foi encontrada para as amostras com camada fraca de areia. Deve-se considerar que a rigidez das camadas fracas influencia na quantidade de energia necessária para as amostras alcançarem o ponto de cedência total e, portanto, as amostras reforçadas com camada fraca de mistura possuíram uma maior energia de deformação total no ponto de cedência total do que os solos em camadas reforçadas com camadas fraca de areia.

4.4 Análise do efeito da rigidez das geogrelhas

Nesta secção o valor da carga transferida para as geogrelhas foi utilizado para complementar a análise da influência que a diferente rigidez dos materiais de impressão 3D exerce no comportamento da interface solo-geogrelha. Na subsecção seguinte são apresentadas as curvas de calibração para obter a força de tração mobilizada nas geogrelhas durante os ensaios de compressão triaxial. Por fim, com base na análise das curvas de transferência de carga observadas é discutido o efeito da rigidez da geogrelha no comportamento de camadas de agregado reforçadas na base.

4.4.1 Evolução da força de tração nas geogrelhas

A contribuição das geogrelhas para a resistência à compressão triaxial é indeterminada, dado estas estarem colocadas perpendicularmente à direção do carregamento das amostras. A transferência de carga do agregado para as geogrelhas reflete o grau de interação entre ambos. Quanto maior for a interação, mais eficiente será a geogrelha, devido à maior mobilização da sua resistência à tração. Neste ponto são apresentados os resultados da calibração dos extensómetros para as diferentes geogrelhas.

A partir dos resultados da simulação numérica do ensaio de tração das geogrelhas, apresentadas na secção 5.1 desta tese, foram extraídas as relações entre a extensão global e a extensão no local previsto para o extensómetro e as relações entre essa extensão local e a força de tração global. A Tabela 4.3 reúne as curvas de calibração obtidas, considerando o intervalo de deformações onde as relações são lineares. Dessa forma, foi possível avaliar as forças de tração que agem na interface.

Tabela 4.3 – Curvas de calibração dos extensómetros para as diferentes geogrelhas

| Material do reforço | Relações de conversão | Intervalo de validade |
|---------------------|---|---|
| PLA | $F_{\text{global}} = 3,62 \epsilon_{\text{local}}$ $\epsilon_{\text{global}} = 1,70 \epsilon_{\text{local}}$ | $0 \leq \epsilon_{\text{local}} \leq 0,8\%$ |
| RGD 8560 | $F_{\text{global}} = 1,33 \epsilon_{\text{local}}$ $\epsilon_{\text{global}} = 1,60 \epsilon_{\text{local}}$ | $0 \leq \epsilon_{\text{local}} \leq 1,0\%$ |
| PP | $F_{\text{global}} = 0,91 \epsilon_{\text{local}}$ $\epsilon_{\text{global}} = 3,40 \epsilon_{\text{local}}$ | $0 \leq \epsilon_{\text{local}} \leq 0,8\%$ |

F_{global} (kN/m); ϵ_{local} e ϵ_{global} (%)

A seguir, são apresentadas as análises do efeito da rigidez da geogrelha por meio dos resultados dos ensaios triaxiais.

4.4.2 Efeito da rigidez da geogrelha

Esta subsecção tem como objetivo apresentar a análise do efeito da rigidez das geogrelhas no comportamento da interface. Primeiramente, são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios triaxiais em solos em camadas com camada fraca de areia e mistura e reforçados com geogrelhas de mesma abertura. A seguir são discutidos os resultados dos ensaios triaxiais reforçados e instrumentados com extensômetro na interface. Além disso, a força mobilizada na interface, que foi obtida a partir das extensões locais é relacionada com a deformação axial no ensaio triaxial e, por fim é feita uma avaliação da relação entre a força de tração global na interface durante o ensaio triaxial e a extensão global observadas nas geogrelhas.

4.4.2.1 Resultados dos ensaios para diferentes materiais

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados em amostras de solos em camadas com camada fraca de areia e reforçado com geogrelha de diferentes materiais de impressão 3D e mesma abertura são apresentados na Figura 4.24 (a - f).

A amostra de solos em camadas reforçada com a geogrelha de RGD 8560 e abertura de 14 mm (amRGD#14_30) apresenta um melhor resultado à compressão triaxial, seguida das amostras de solos em camadas reforçadas: amPLA#14_30 e amPP#14_30. Além disso, a diferença nos resultados obtidos para os diferentes materiais cai com a abertura da malha e pode-se relacionar uma maior dilatação do material com a resistência de pico. Em relação a deformação volumétrica das amostras de solos em camadas com camada fraca de areia e reforçadas com diferentes materiais de impressão 3D, as amostras reforçadas com geogrelha de RGD apresentam um maior aumento de volume durante o ensaio.

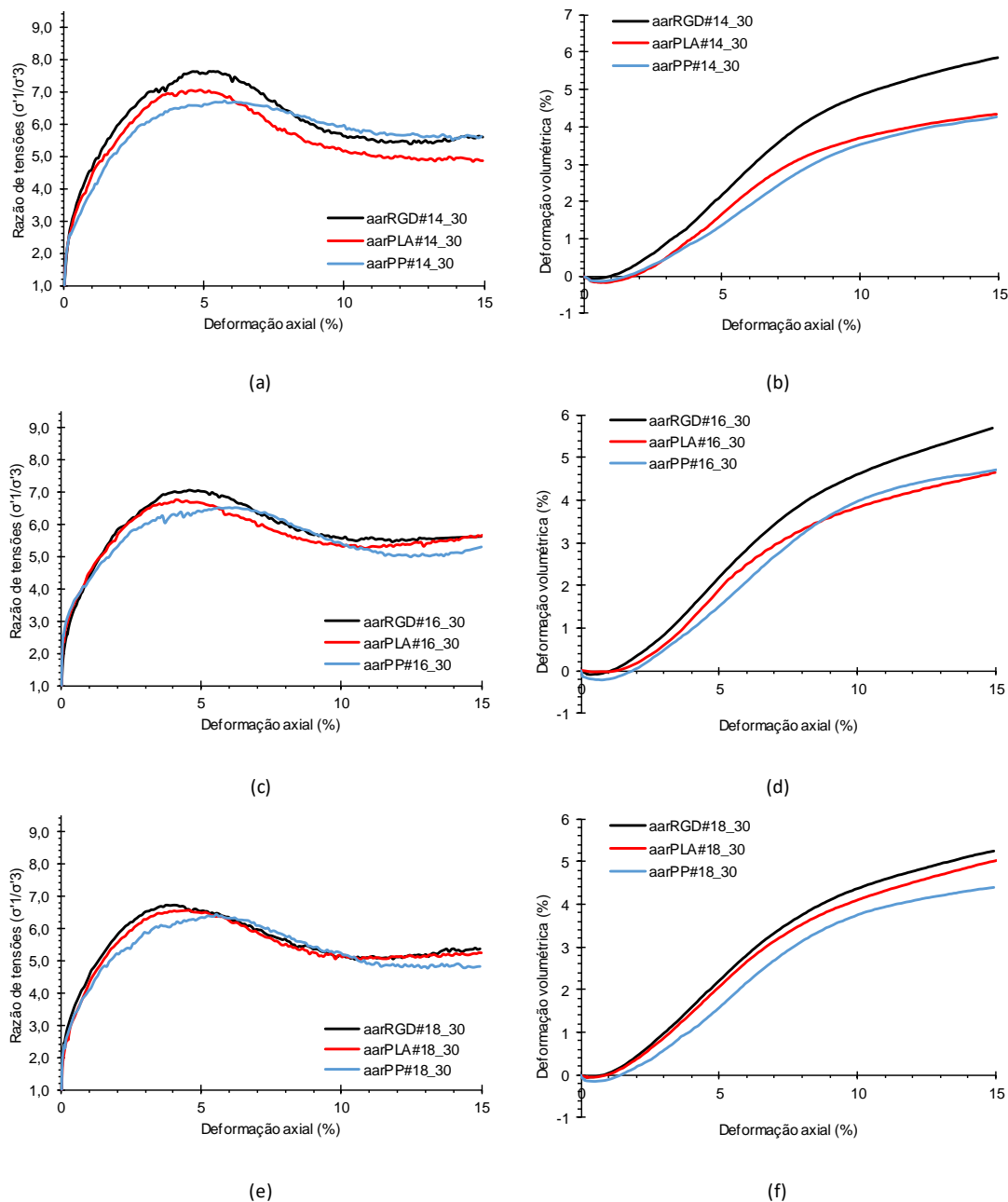


Figura 4.24 – Resultados dos ensaios triaxiais das amostras de solos em camadas com camada fraca de areia, reforçados com materiais de diferentes rigidez e mesma abertura

A Figura 4.25 (a - f) apresenta os resultados da razão de tensões no eixo vertical e a deformação axial no eixo horizontal das amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura e reforçado com geogrelha de diferentes materiais de impressão 3D e mesma abertura. A amostra de solos em camadas reforçadas com a geogrelha de RGD 8560 com abertura de 14 mm (aarRGD#14_30) apresentam um comportamento ligeiramente melhor à compressão triaxial em comparação com a amostra de PP e PLA (aarPP#14_30 e aarPLA#14_30, respetivamente). A variação volumétrica das amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura e reforçadas com diferentes materiais

de impressão e mesma abertura, apresentam uma maior característica de contração das amostras reforçadas com RGD 8560.

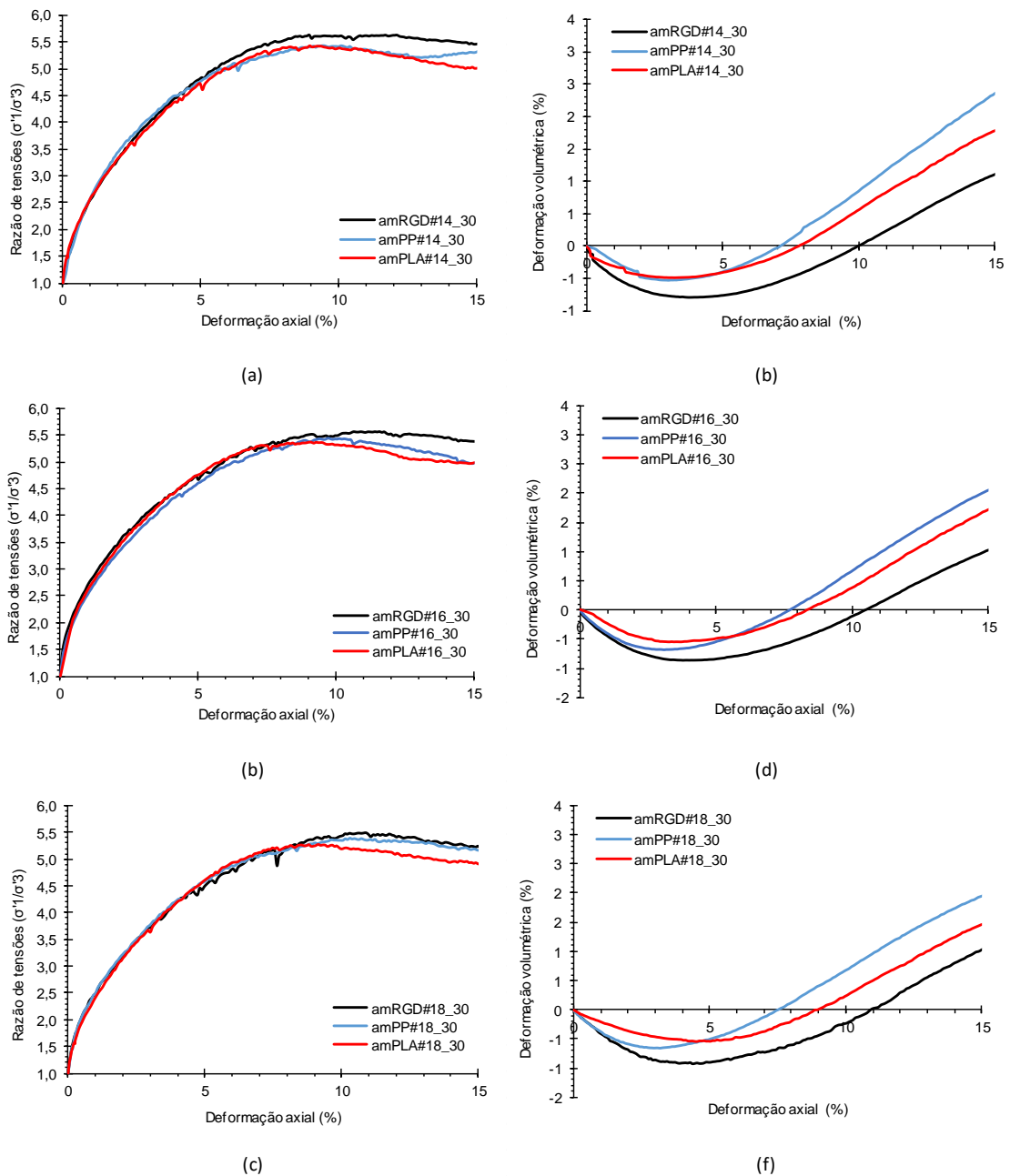


Figura 4.25 – Resultados dos ensaios triaxiais das amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura, reforçados com materiais de diferentes rigidez e mesma abertura

4.4.2.2 Ensaio com geogrelha instrumentada na interface

A Figura 4.26 apresenta os resultados dos ensaios em solos em camadas com camada fraca de areia reforçada com geogrelha de 18 mm de abertura instrumentada, para diferentes materiais. O gráfico relaciona a razão de tensões nas amostras de solos em

camadas reforçadas e a extensão local na geogrelha modelo (Figura 4.26a) e a deformação axial dos solos em camadas nas ordenadas e a extensão local da geogrelha nas abscissas (Figura 4.26b). A geogrelha de PP evidencia uma diminuição da extensão local em aproximadamente 0,2% de deformação axial, isto significa que no ponto local onde foi realizada a leitura na geogrelha a extensão começou a estabilizar. Além disso observa-se uma diminuição na taxa de extensão local da geogrelha de RGD 8560 e PLA em cerca de 6% e 5%, respectivamente, de deformação axial.

A Figura 4.26b mostra os pontos de extensão local da geogrelha no ponto de cedência total adotado na secção 4.3, para a camada fraca de areia, isto é, 5% da deformação axial. Dessa forma, as correspondentes extensões locais da geogrelha foram de 0,20%, 0,26% e 0,68% para as geogrelhas de PP, RGD 8560 e PLA, respectivamente. Estas extensões locais foram transformadas em forças de tração global a partir da curvas de calibração apresentadas na Tabela 4.3, considerando tais extensões locais dentro do intervalo de validade.

A Tabela 4.4 apresenta o valor da força de tração mobilizada nas geogrelhas pelas deformações tangentes ao ser atingido o ponto de cedência das amostras com camada fraca de areia. Além disso, as energias de deformação total foram muito próximas para os solos em camadas reforçadas com geogrelhas de 18 mm de abertura, isto pode ser explicado devido a baixa interação das partículas de agregado, diferente do que aconteceu para as geogrelhas de 14 mm de abertura.

Tabela 4.4 – Força de tração e energia de deformação total no ponto de cedência das amostras reforçadas com camada fraca de areia

| Material da geogrelha | Energia de deformação total (kJ/m ³) | Força de tração na interface (kN/m) |
|-----------------------|--|-------------------------------------|
| PLA #18 | 4,540 | 2,46 |
| RGD 8560 #18 | 4,658 | 0,35 |
| PP #18 | 4,659 | 0,24 |

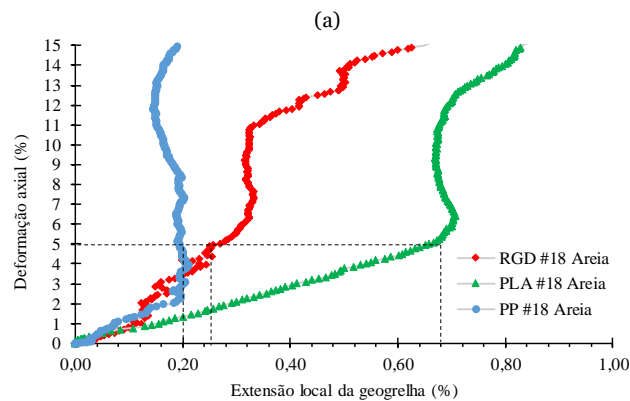
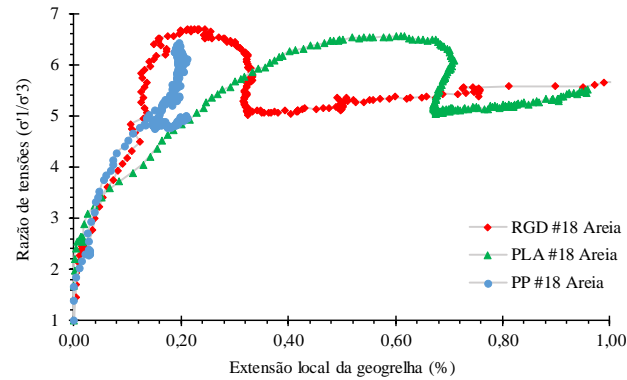


Figura 4.26 – Resultados do ensaio triaxial em amostras reforçadas com camada fraca de areia e diferentes tipos de geogrelhas de 18 mm de abertura e instrumentadas com extensómetros

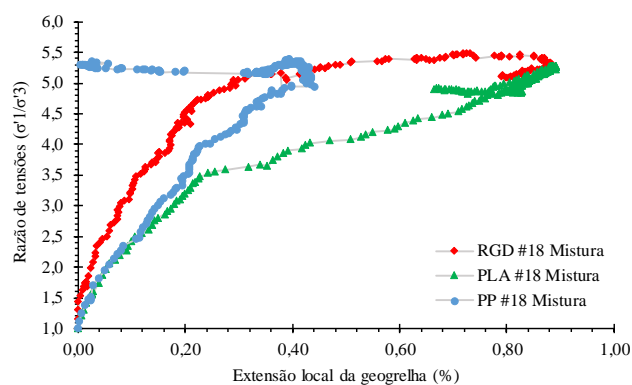
Os resultados dos ensaios em amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura reforçado com geogrelha instrumentada de 18 mm de abertura e para diferentes materiais são apresentados na Figura 4.27. Assim como na camada fraca de areia, o gráfico relaciona a razão de tensões nas amostras de solos em camadas reforçadas e a extensão local na geogrelha modelo (Figura 4.27a) e a deformação axial dos solos em camadas nas ordenadas e a extensão local da geogrelha nas abscissas (Figura 4.27b).

A geogrelha de PP evidencia uma diminuição na taxa de extensão local em aproximadamente 6,5% de deformação axial, isto significa que no ponto local onde foi realizada a leitura na geogrelha a extensão começou a estabilizar. Além disso foi observado uma diminuição na taxa de extensão local da geogrelha de RGD 8560 e PLA em cerca de 12% e 8,5%, respetivamente, de deformação axial. A Figura 4.27b mostra os pontos de extensão local da geogrelha no ponto de cedência adotado na secção 4.3, para a camada fraca de mistura, isto é, 9% da deformação axial. Dessa forma, as correspondentes extensões locais da geogrelha foram de 0,43%, 0,58% e 0,89% para as geogrelhas de PP, RGD 8560 e PLA, respetivamente. A Tabela 4.5 apresenta os

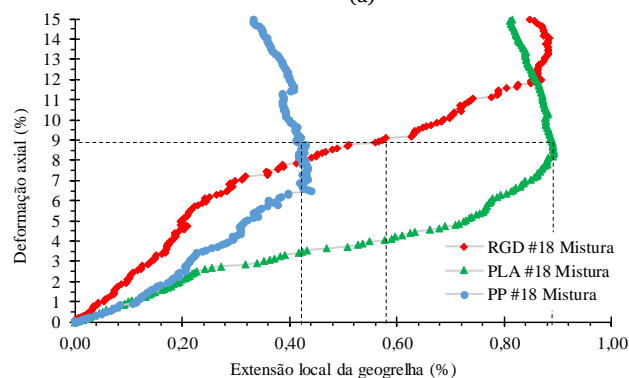
resultados que foram obtidos para a força de tração global na interface no ponto de cedência da camada fraca de mistura.

Tabela 4.5 – Força de tração e energia de deformação total no ponto de cedência das amostras reforçadas com camada fraca de mistura

| Material da geogrelha | Energia de deformação total (kJ/m ³) | Força de tração na interface (kN/m) |
|-----------------------|--|-------------------------------------|
| PLA #18 | 8,065 | 3,22 |
| RGD 8560 #18 | 8,254 | 0,77 |
| PP #18 | 7,629 | 0,39 |



(a)



(b)

Figura 4.27 – Resultados do ensaio triaxial em amostras reforçadas com camada fraca de mistura e diferentes tipos de geogrelhas de 18 mm de abertura e instrumentadas com extensômetros

Como foi discutido para a camada fraca de areia, a energia de deformação total da força de compressão foram muito próximas, devido a baixa interação agregado-geogrelha devido a grande abertura em relação ao diâmetro mediano (d_{50}) da partícula de agregado, para o caso da geogrelha com abertura de 18mm. Em relação a ordem de grandeza das extensões da geogrelha para os diferentes tipos de camada fraca no ponto de cedência

dos materiais, as extensões locais na areia foram menores em comparação com a camada fraca de mistura, ou seja, a geogrelha na camada fraca de areia trabalha menos à tração, pois uma menor força de tração na interface é requerida devido às diferentes rigidez das camadas fracas.

De maneira análoga a como foi obtida a força de tração mobilizada na geogrelha para o ponto de cedência do material, a Figura 4.28 e 4.29 evidenciam que a força de tração nas geogrelhas foram proporcionais a rigidez do material do reforço, ou seja, quanto maior a rigidez mais rápido será a mobilização da geogrelha na interface, ou seja isto funciona para pequenas deformações da camada. Entretanto, nesse caso podemos dizer que o comportamento mecânico da interface é primeiro mobilizado pela camada fraca de solo, só após de uma determinada deformação a camada de agregado e em seguida a geogrelha começam a melhorar o comportamento mecânico da interface (subsecção 4.2.3).

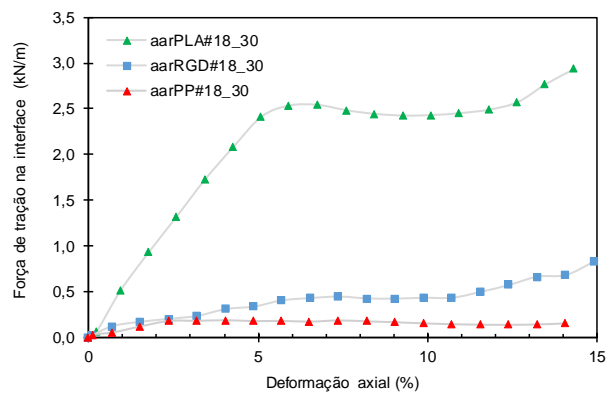


Figura 4.28 – Força de tração na interface durante o ensaio triaxial de solos em camadas reforçadas com geogrelha de 18 mm de abertura com camada fraca de areia

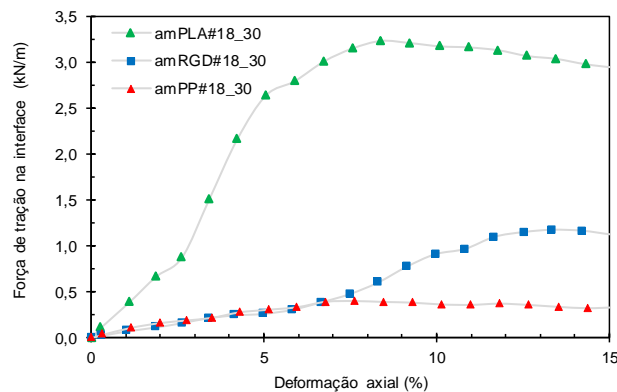
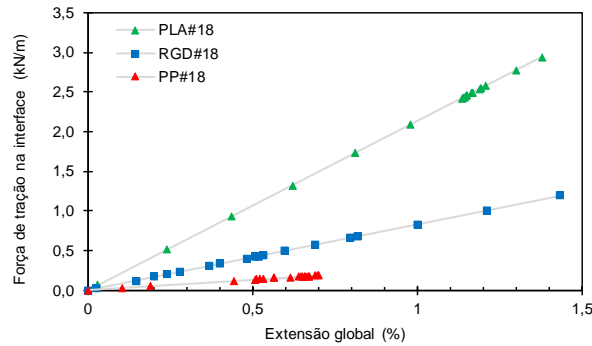


Figura 4.29 – Força de tração na interface durante o ensaio triaxial de solos em camadas reforçadas com geogrelha de 18 mm de abertura com camada fraca de mistura

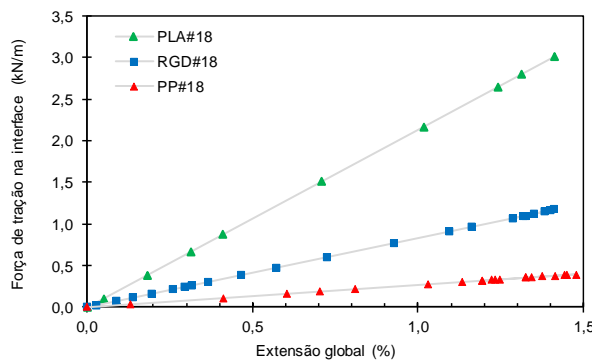
Ao comparar os resultados da força mobilizada na interface para as diferentes camadas fracas de solo, i.e., areia e mistura, foi notado um comportamento semelhantes dos diferentes materiais de impressão 3D utilizados. A geogrelha RGD 8560 obteve uma menor mobilização da força até 6,8 % de deformação axial dos solos em camadas para ensaio com a camada fraca de mistura, isto pode ter acontecido devido a espessura da nervura (t) ser maior que a medida da largura da nervura (b) da geogrelha de RGD 8560, o que não aconteceu para as geogrelhas de PLA e PP (ver Tabela 3.4, 3.5 e 3.6). Segundo a Tabela 2.3, a geogrelha do modelo impresso em 3D deve apresentar $1/N^2$ vezes a força de tracção mobilizada da geogrelha protótipo a ser considerada, como sugerido em Viswanadham e König (2004).

As propriedades geométricas das geogrelhas interferiram mais na interação agregado-geogrelha dos solos em camadas com camada fraca de areia e mistura do que a rigidez da geogrelha. Como por exemplo, a relação entre o tamanho de abertura e o diâmetro mediano das partículas próxima de uma unidade, está relacionada ao melhor comportamento mecânico dos solos em camadas reforçadas com geogrelha na interface. Dessa forma, para os solos em camadas reforçadas com abertura de 14 mm e camada fraca de areia, a interação agregado-geogrelha foi melhor, isto pode estar relacionado com a otimização da interação das partículas de agregado com a abertura da geogrelha. A rigidez das geogrelhas mostrou ter o maior efeito na força de tração mobilizada na geogrelha para o ponto de cedência considerado dos solos em camadas, seguida pelo tipo de subleito.

A Figura 30a e a Figura 30b ilustram as relações entre a força de tração na interface e a extensão global, isto é, as curvas de transferência de carga observadas, as quais correspondem a relações lineares que são desenvolvidas quando os materiais são submetidos ao esforço de tração. Entretanto, no carregamento de compressão axissimétrico as geogrelhas não estão diretamente expostas à tração, mas como elementos onde a força de tração é mobilizada indiretamente pelas deformações tangentes, sendo que o fator predominante na transmissão do esforço de tração é o tamanho de abertura da geogrelha.



(a)



(b)

Figura 4.30 – Relação entre a força de tração na interface durante o ensaio triaxial e a extensão global nas geogrelhas: (a) Camada fraca de areia (b) Camada fraca de mistura

Entretanto, esta abordagem supõe que a geogrelha é mobilizada por igual em todos os pontos, ou seja, está submetida inteiramente ao esforço de tração, dessa forma, para uma melhor interpretação da transferência de carga, futuramente, seria necessário o desenvolvimento de ensaios sob condições de carregamento axissimétrico com mais medições das deformações locais das geogrelhas com extensômetros na interface. A seguir são apresentados os modelos constitutivos que foram adaptados para o estudo da interface com amostras de solos em camadas reforçadas em condições de carregamento axissimétrico.

4.5 Modelos de previsão do comportamento

A seguir são apresentados os resultados dos modelos de previsão do comportamento de amostras de solos em camadas consideradas como material compósito. Primeiramente, em cada subsecção são apresentados o modelo de Duncan e Chang e Lade e Kim, respetivamente, para as camadas homogêneas de solos e, em seguida, os modelos de previsão do comportamento das amostras de solos em camadas. Ao final desta secção são discutidos e comparados os resultados dos respetivos modelos.

4.5.1 Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang

No modelo hiperbólico bem-conhecido para camadas homogêneas de solo, a rigidez inicial do solo é determinada a partir da formulação proposta por Janbu (1963), em que os parâmetros K e n são obtidos a partir do gráfico log-log. Dessa forma, para as camadas homogêneas o método de Janbu (1963) foi utilizado para obter o módulo de elasticidade inicial e a teoria de solo isotropicamente transversal foi utilizada para calcular a rigidez dos solos em camadas (subsecção 2.7.1). A Figura 4.31 mostra o gráfico utilizado para obtenção dos parâmetros K e n, utilizados para cálculo do módulo de elasticidade inicial das camadas homogêneas. A Tabela 4.6 mostra os valores de K e n do modelo hiperbólico para as camadas homogêneas.

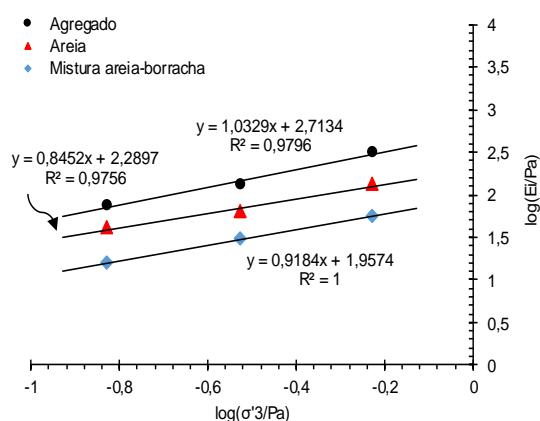


Figura 4.31 – Resultados do gráfico log-log para obtenção dos parâmetros K e n do modelo hiperbólico para as camadas homogêneas de solo (agregado, areia e mistura)

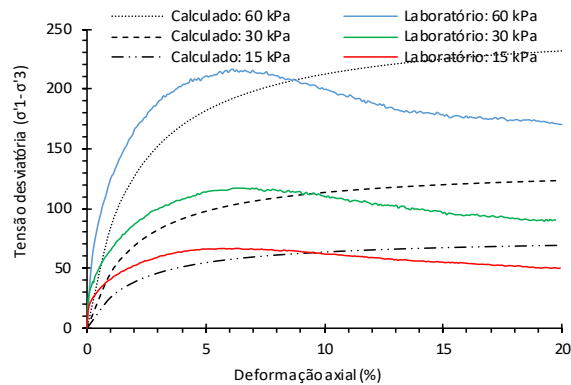
Tabela 4.6 – Valores dos parâmetros K e n para cálculo do módulo de elasticidade inicial (E_i) das camadas homogêneas de solos

| Camada homogênea | K | n |
|------------------|-----|------|
| Areia | 195 | 0,85 |
| Agregado | 517 | 1,03 |
| Mistura | 91 | 0,92 |

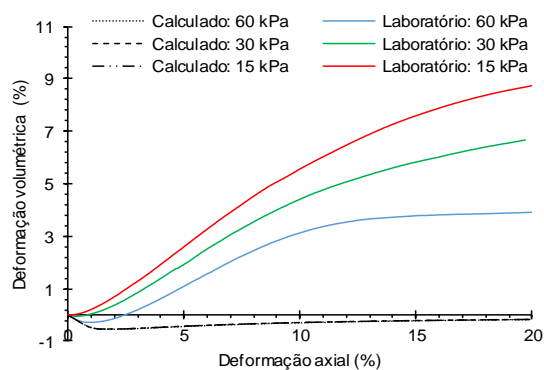
A seguir são apresentados os resultados do modelo Duncan e Chang para as amostras homogêneas de areia, agregado e mistura, além dos resultados das amostras de solos em camadas sem e com reforço, respectivamente.

▪ Areia

A Figura 4.32a e 4.32b compara os resultados do modelo e os resultados do ensaio triaxial nas camadas homogêneas de areia. Além dos parâmetros K e n , este modelo utiliza os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb que foram determinados para a camada homogênea de areia, anteriormente apresentada. O parâmetro R_f utilizado para a camada homogênea de areia foi de 0,8. O comportamento mecânico do modelo hiperbólico apresentou uma rigidez um pouco menor que os resultados do ensaio de laboratório para as camadas homogêneas de areia. Além disso, em comparação com os resultados de laboratório da camada de areia, este modelo não apresentou bons resultados depois do pico de resistência, sobretudo, para os confinamento de 30 e 60 kPa. A variação de volume do modelo de Duncan e Chang não apresenta bons resultados, visto que este modelo não é adequado para solos com uma alta taxa de dilatação, como por exemplo areias em baixas pressões de confinamento (Duncan e Chang, 1980).



(a)



(b)

Figura 4.32 – Resultados do modelo de Duncan e Chang para as camadas homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

▪ Mistura areia–borracha

A Figura 4.33a e 4.33b compara os resultados do modelo de calculado e os resultados do ensaio triaxial nas camadas homogêneas de mistura. O comportamento mecânico do modelo hiperbólico apresentou bons resultados em comparação com os resultados de laboratório até o pico de resistência, principalmente para os confinamentos de 15 e 30 kPa. A variação de volume do modelo não apresentou bons resultados para os confinamentos de 15 e 30 kPa, entretanto apresentou um bom resultado para o confinamento de 60 kPa até aproximadamente 10 % de deformação axial.

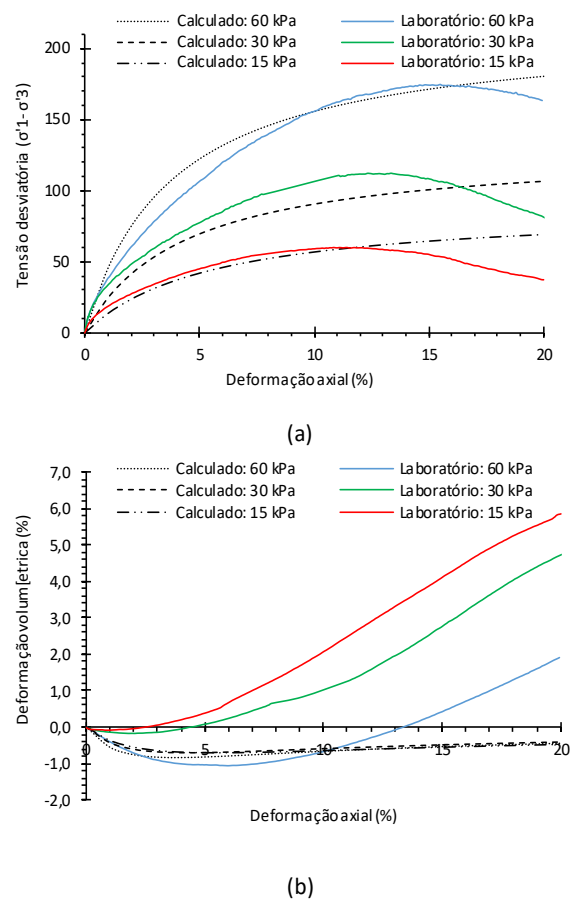
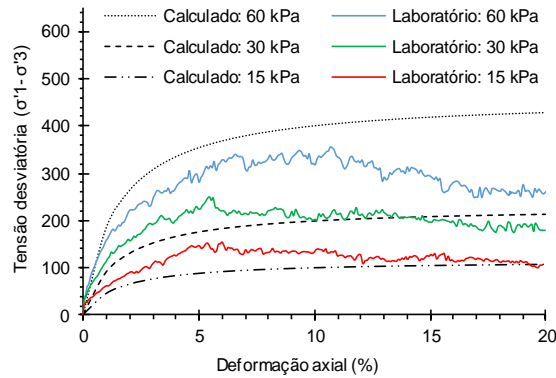


Figura 4.33 – Resultados do modelo hiperbólico das camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

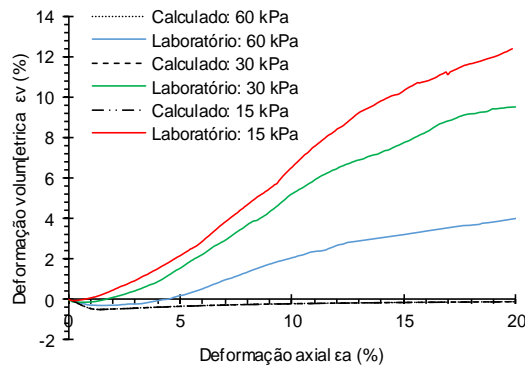
▪ Agregado

A Figura 4.34a e 4.34b compara os resultados do modelo de Duncan e Chang e os resultados do ensaio triaxial nas camadas homogêneas de agregado. O comportamento mecânico do modelo hiperbólico não apresentou bons resultados até o pico de resistência em comparação com os resultados de laboratório. Entretanto, para os confinamentos de

15 e 30 kPa apresentaram bons resultados na resistência residual da camada. Devido a alta capacidade dilatativa do agregado, a variação de volume do modelo não apresentou bons resultados.



(a)



(b)

Figura 4.34 - Resultados do modelo de Duncan e Chang para as camadas homogêneas de agregado em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

O comportamento mecânico das camadas homogêneas de areia, mistura e agregado apresentado pelo modelo hiperbólico evidenciou bons resultados, principalmente para os confinamentos de 15 e 30 kPa. Isto está relacionado com a estratégia utilizada para a obtenção dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para solos em baixa pressão de confinamento. Dessa forma, a influência dos resultados obtidos nos parâmetros de resistência para as camadas ensaiadas com 15 kPa de pressão de confinamento foi significativa nos resultados dos modelos. Este modelo não apresentou bons resultados de deformação volumétrica para estas camadas homogêneas de solo ensaiadas em baixa pressão de confinamento, visto que o modelo utiliza a teoria da elasticidade associada ao módulo volumétrico do material e, portanto, a seguir para os solos em camadas não serão apresentados os gráficos de deformação volumétrica, anteriormente apresentados.

▪ Solos em camadas sem reforço

De um modo geral, os parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb (c' e ϕ') para os solos em camadas sem reforço foram adotados iguais aos das camadas fracas (mistura e areia). O coeficiente de Poisson da camada homogênea de agregado, areia e mistura foram adotados e seus valores são 0,23, 0,3 e 0,45 respectivamente. O modelo hiperbólico adaptado utiliza o módulo de elasticidade na direção vertical (E_v) como parâmetro de rigidez para diferentes pressões de confinamento dos solos em camadas (Tabela 4.7). Para cada um dos diferentes confinamentos foram utilizadas as formulações anteriormente apresentadas para a homogeneização das camadas de solo (ver subsecção 2.7.1). Como foi dito anteriormente, a função de energia de deformação deve ser positiva e algumas limitações são colocadas nos valores das constantes elásticas, dessa forma, a função de energia deve ser satisfeita para cada pressão de confinamento. Em relação aos resultados obtidos experimentalmente, a não-linearidade das deformações axiais dos solos em camadas é um fator que dificulta a avaliação dos resultados do modelo adaptado. Dessa forma, este modelo adaptado para solos em camadas considera relativamente poucas variáveis.

Tabela 4.7 – Valores dos parâmetros para homogeneização dos solos em camadas com camada fraca de mistura

| σ_3 (kPa) | E_h (kPa) | E_v (kPa)* | ν_{hh} | ν_{hv} | G_{hh} (kPa) |
|------------------|-------------|--------------|------------|------------|----------------|
| 15 | 5421,0 | 4666,9 | 0,27 | 0,41 | 3820,8 |
| 30 | 10744,5 | 9209,8 | 0,27 | 0,41 | 7497,5 |
| 60 | 21296,1 | 18174,3 | 0,27 | 0,41 | 14711,9 |

* Rigidez homogeneizada equivalente dos solos em camadas considerada no modelo hiperbólico proposto

A Figura 4.35 ilustra os resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura sem reforço. Os valores do método analítico para os confinamento de 30 e 60 kPa apresentaram um comportamento mecânico até o pico de resistência maior do que os resultados apresentados nos ensaios laboratoriais. Isto pode estar associado aos diferentes valores de módulo de elasticidade inicial do modelo hiperbólico convencional, além da influência dos resultados do ensaio com baixo confinamento (15 kPa). Os valores apresentados das cinco constantes elásticas são suficientes para o cálculo da função de energia para cada valor de pressão de confinamento. Além disso, para o modelo adaptado de solos em camadas a razão de rotura (R_f) adotada foi de 0,8.

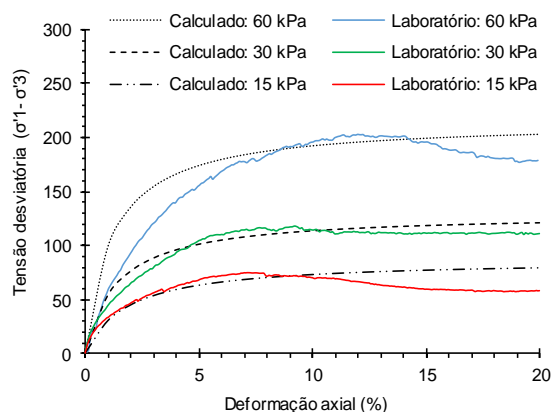


Figura 4.35 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura

A Figura 4.36 ilustra os resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço. A razão de rotura (R_f) utilizada foi de 0,8. A Tabela 4.8 apresenta os valores dos parâmetros utilizados para homogeneização dos solos em camadas. Os resultados do modelo adaptado apresentaram um adequado comportamento até o pico de resistência para os confinamentos de 15 e 30 kPa. O resultado para o confinamento de 60 kPa se afastou dos resultados experimentais. A Figura 4.37 ilustra os solos em camadas com camada fraca de areia e valores de R_f variando de 0,7 a 0,9 em comparações com as curvas das camadas homogêneas de areia e agregado para uma pressão de confinamento de 30 kPa. A sensibilização da razão de rotura demonstrou que este parâmetro exerce uma grande influência nos resultados do modelo hiperbólico adaptado.

Tabela 4.8 - Valores dos parâmetros para homogeneização dos solos em camadas com camada fraca de areia

| σ_3 (kPa) | E_h (kPa) | E_v (kPa)* | ν_{hh} | ν_{hv} | G_{hh} (kPa) |
|------------------|-------------|--------------|------------|------------|----------------|
| 15 | 6981,7 | 6701,0 | 0,27 | 0,30 | 9549,0 |
| 30 | 13900,0 | 13358,7 | 0,27 | 0,30 | 19055,6 |
| 60 | 27673,9 | 26630,8 | 0,27 | 0,30 | 38026,2 |

* Rigidez homogeneizada equivalente dos solos em camadas considerada no modelo hiperbólico proposto

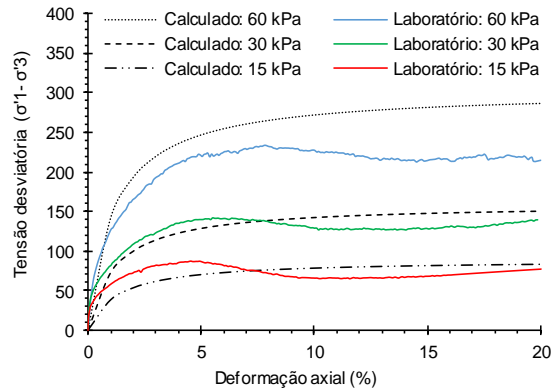


Figura 4.36 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço

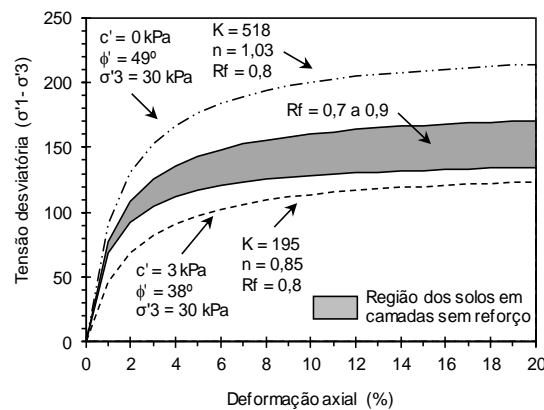


Figura 4.37 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço com os valores de R_f variando de 0,7 a 0,9 em comparações com as curvas das camadas homogêneas de areia e argilado e uma pressão de confinamento de 30 kPa

▪ Solos em camadas com reforço

Para os solos em camadas com reforço, o parâmetro de rigidez foi adotado igualmente ao dos solos em camadas sem reforço, ou seja foi utilizado o mesmo método de homogeneização das camadas de solos e, conseqüentemente, foi utilizado o mesmo módulo de elasticidade na direção vertical das respectivas camadas fracas de solos. Em relação aos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb para os solos em camadas com reforço foram adotados muito próximo a camada fraca, entretanto, uma pequena variação no ângulo de atrito e coesão foram adotadas para os dois tipos de solos em camadas, com o intuito de prever o aumento da resistência devido a utilização do reforço na interface. A Figura 4.38 mostra os resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura com reforço de diferentes

materiais e uma abertura de 14 mm. Os resultados apresentaram uma variação dos resultados laboratoriais muito próxima dos resultados calculados. A variação do ângulo de atrito foi de $0,5^\circ$, isto é, os solos em camadas reforçadas com RGD #14, PLA # 14 e o PP #14 foram impostos os parâmetros de resistência de $37,0^\circ$, $36,0^\circ$ e $35,5^\circ$ respectivamente, com uma coesão de 10 kPa, a mesma coesão utilizada para os solos em camadas sem reforço e camada homogênea de mistura. Os resultados do modelo adaptado para os solos em camadas reforçadas variaram em relação aos solos em camadas sem reforço e proporcionalmente aos resultados laboratoriais. Os resultados dos solos em camadas com reforço do modelo adaptado apresentaram um comportamento mais rígido que os resultados laboratoriais.

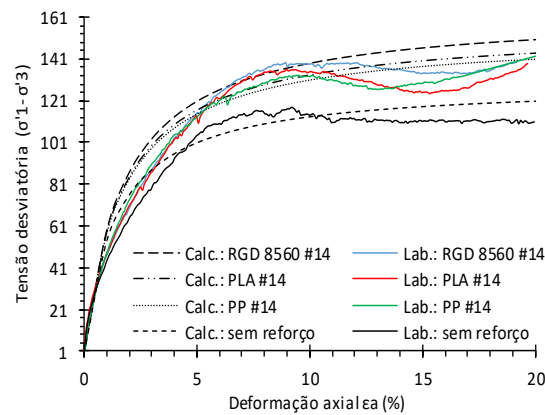


Figura 4.38 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de mistura reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais

A Figura 4.39 mostra os resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia com reforço de diferentes materiais e uma abertura de 14 mm ($c' = 3$ kPa). Os solos em camadas reforçadas com RGD #14, PLA # 14 e o PP #14 foram impostos os parâmetros de resistência de 47° , $45,5^\circ$ e 44° respectivamente, com uma coesão de 3 kPa, a mesma utilizada para os solos em camadas sem reforço e camada homogênea de areia.

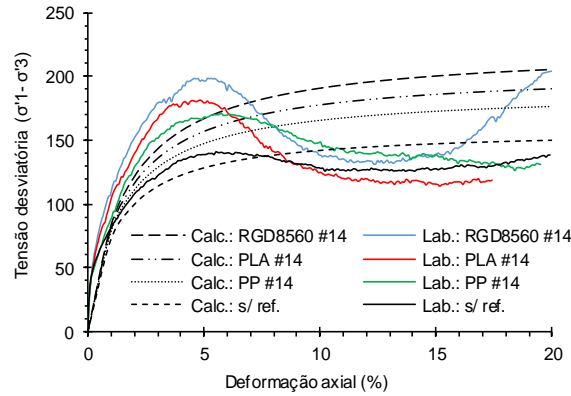


Figura 4.39 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm ($c' = 3$ kPa)

A Figura 4.40 mostra os resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia com reforço de diferentes materiais e uma abertura de 14 mm ($c_{ap} = 15$ kPa). Neste caso, uma coesão aparente foi observada nos solos em camadas reforçadas, ou seja, o método hiperbólico adaptado ou com homogeneização das camadas pelo método isotrópico transversalmente, deve estabelecer um mesmo parâmetro de rigidez (módulo de elasticidade na direção vertical) e diferentes parâmetros de resistência (ângulo de atrito e coesão aparente) para os solos em camadas reforçadas quando comparados com os solos em camadas sem reforço.

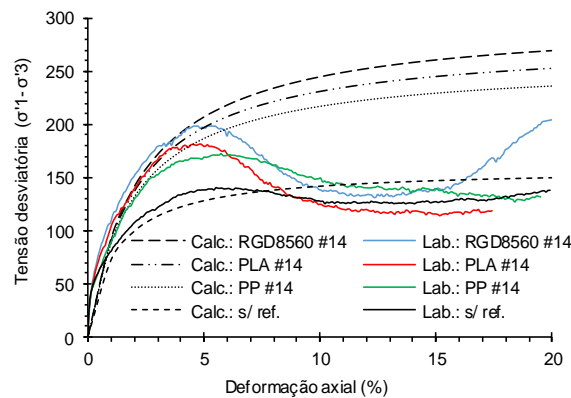


Figura 4.40 – Resultados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçados com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm ($c_{ap} = 15$ kPa)

Este modelo não apresentou resultados precisos em todos os níveis de confinamento, isto pode ser explicado devido a influência dos ensaios laboratoriais com baixa pressão de confinamento nos parâmetros de resistência. Os resultados apresentados do modelo adaptado de Duncan e Chang para os solos em camadas com reforço (pressão de

confinamento de 30 kPa) mostram um comportamento mecânico muito próximo do resultados laboratoriais até o pico de resistência. Este modelo não apresentou um adequado comportamento mecânico na fase de pós-pico. Para os solos em camadas, a não-linearidade das deformações axiais não foi avaliada nos resultados laboratoriais e, portanto, as comparações com o modelo adaptado de Duncan e Chang não pode ser avaliado com uma precisa exatidão. Além disso, o modelo não apresenta um adequado comportamento volumétrico das amostras de solos, devido a alta capacidade de dilatação de solos com baixa pressão de confinamento.

4.5.2 Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim

A seguir são apresentados os resultados do modelo Lade e Kim das camadas homogêneas de areia, agregado e mistura. Em seguida são apresentados os resultados do modelo adaptado de Lade e Kim dos solos em camadas sem e com o reforço. No modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de solo, a rigidez inicial do solo é determinada a partir da formulação proposta por Janbu (1963), em que os parâmetros K e n são obtidos a partir do gráfico log-log. De maneira análoga ao modelo adaptado de Duncan e Chang, a teoria de solo isotrópico transversalmente foi utilizada para calcular a rigidez dos solos em camadas.

A Tabela 4.8 mostra os parâmetros utilizados para obtenção das curvas em diferentes pressões de confinamento para as camadas homogêneas de solos (areia, agregado e mistura). Os parâmetros K e n anteriormente apresentados no modelo de Duncan e Chang foram utilizados para a obtenção do módulo de elasticidade inicial (ver, Tabela 4.5). Os métodos para se obter os parâmetros é explicado nos estudos de Lade e Kim (1988a, 1988b) e Kim e Lade (1988). Como dados de entrada foram fornecidos as pressões de confinamento ($\sigma_2 = \sigma_3$) e desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$), os dados de saída foram as deformações axiais e volumétricas, sendo as deformações elásticas obtidas a partir da Teoria da Elasticidade e as deformações plásticas a partir das formulações propostas por Lade e Kim (1988a).

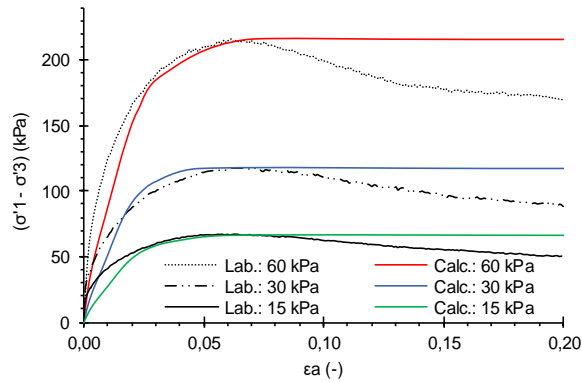
Tabela 4.9 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de solos (areia, agregado e mistura)

| Parâmetros | Material | | |
|------------|----------|----------|---------|
| | Areia | Agregado | Mistura |
| C | 0,0244 | 0,0170 | 0,0398 |
| p | 1,061 | 1,720 | 1,415 |
| m | 0,249 | 0,895 | 0,35 |
| η_1 | 49,27 | 351 | 43,65 |
| μ | 4,89 | 8,40 | 3,95 |
| Ψ_1 | 0,0091 | 0,0018 | 0,0059 |
| Ψ_2 | -3,40 | -4,36 | -3,30 |
| $h^* 1$ | 1,29 | 1,61 | 1,24 |
| ρ | 0,825 | 1,067 | 1,142 |
| D | 0,0092 | 0,0052 | 0,0147 |

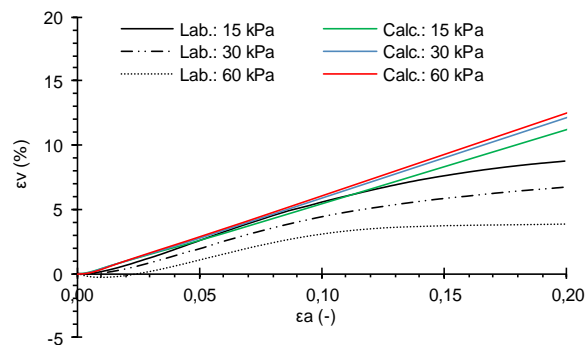
¹ Os valores de h^* são estimados para a compressão hidrostática

▪ Areia

A Figura 4.41a e 4.41b apresenta os gráficos do modelo de Lade e Kim do comportamento mecânico das camadas homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento. De um modo geral, a rigidez inicial apresentada nos resultados laboratoriais foram maiores que do modelo calculado. Entretanto, em aproximadamente 3% de deformação axial até o pico de resistência os modelos calculados apresentaram boa precisão em comparação com os resultados laboratoriais. Diferente do modelo de Duncan e Chang o modelo de Lade e Kim apresentou um melhor desempenho na previsão do comportamento volumétrico para amostras com uma alta taxa de dilatação que acontece principalmente em condições de baixa pressão de confinamento. Entretanto, diferente dos ensaios laboratoriais este modelo não apresentou uma diminuição da variação de volume com a deformação axial.



(a)



(b)

Figura 4.41 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

▪ Mistura areia–borracha

A Figura 4.42a e 4.42b apresenta os resultados da camada homogênea de mistura para o modelo de Lade e Kim em diferentes pressões de confinamento. O comportamento mecânico dos três diferentes confinamentos apresentaram bons resultados até o pico de resistência. Os resultados da deformação volumétrica para o modelo de Lade e Kim apresentou uma grande diferença na variação de volume para a pressão de confinamento de 15 kPa. Assim como para as amostras de areia, este modelo não apresentou uma diminuição da variação de volume com a deformação axial.

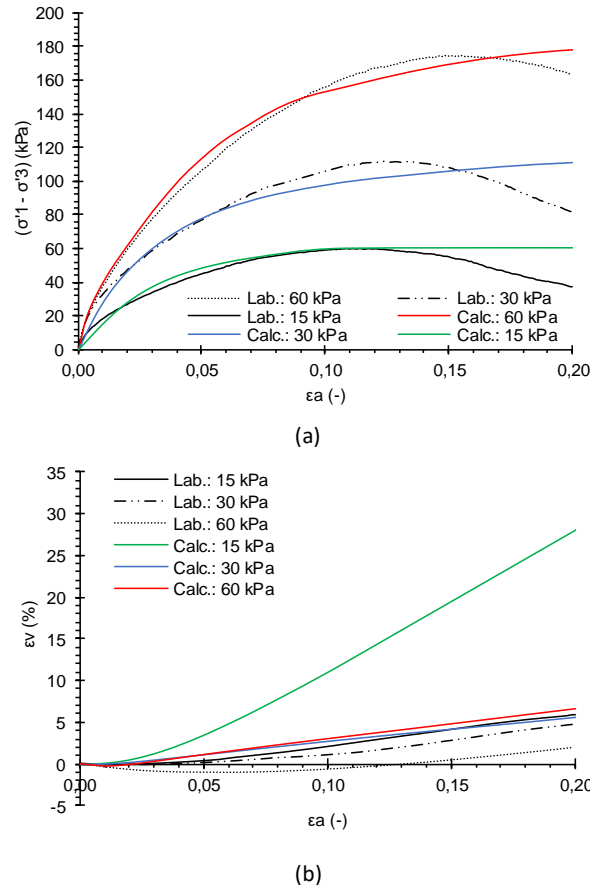
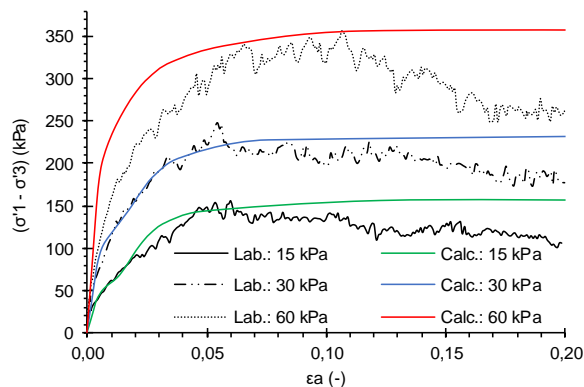


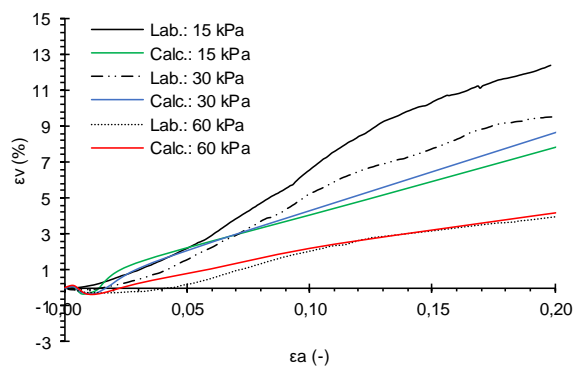
Figura 4.42 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de mistura em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

▪ Agregado

A Figura 4.43a e 4.43b apresenta os resultados da camada homogênea de agregado para o modelo de Lade e Kim em diferentes pressões de confinamento. O comportamento mecânico para os confinamentos de 15 e 30 kPa apresentaram bons resultados até o pico de resistência. Entretanto, o mesmo não aconteceu para o confinamento de 60 kPa. Os resultados da deformação volumétrica para o modelo de Lade e Kim apresentaram bons resultados para a previsão da variação volumétrica das camadas homogêneas de agregado com confinamento de 30 e 60 kPa. Assim como para as amostras de areia e mistura.



(a)



(b)

Figura 4.43 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de agregado em diferentes pressões de confinamento: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

A Figura 4.44a e 4.44b apresentam a sensibilização dos resultados da camada homogênea de agregado do modelo de Lade e Kim para diferentes valores de I_{1A} e, conseqüentemente, diferentes valores de h^* . Os resultados mostraram que os diferentes valores do parâmetro h^* afetaram o comportamento mecânico e volumétrico das camadas homogêneas de solos. Entretanto, a estimativa do parâmetro h^* anteriormente apresentado ($h^* = 1,61$) mostraram bons resultados. Finalmente, para uma melhor aplicação e maior precisão dos resultados do modelo de Lade e Kim é necessário a realização de ensaios de compressão hidrostática para se obter um adequado valor do parâmetro I_{1A} e, conseqüentemente, um preciso valor do parâmetro h . Para o modelo adaptado de Duncan e Chang, o baixo confinamento é parcialmente responsável pelas imprecisões dos resultados, sobretudo, na variação volumétrica do modelo.

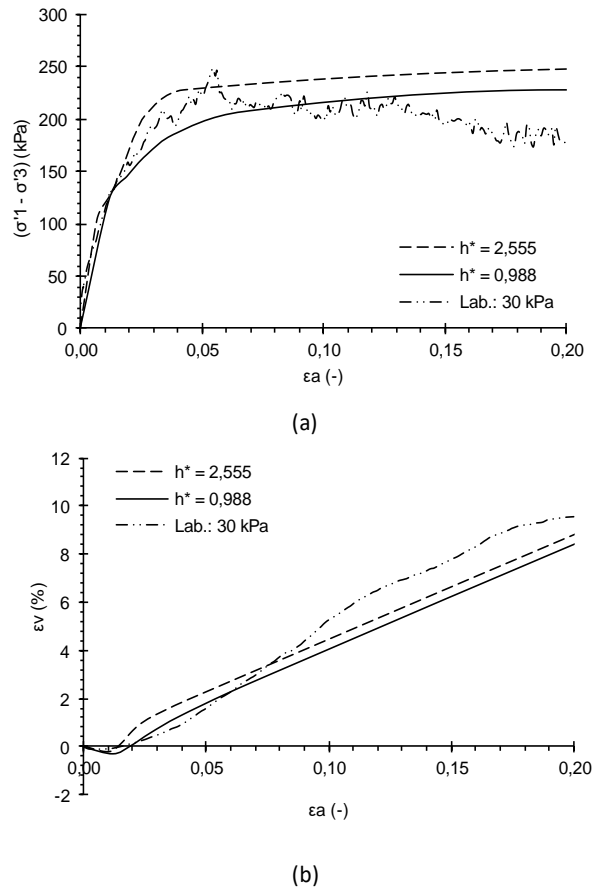


Figura 4.44 – Resultados do modelo de Lade e Kim para as camadas homogêneas de agregado com a pressão de confinamento de 30 kPa e diferentes valores de h^* : (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

▪ Solos em camadas sem reforço

O modelo de Lade e Kim (1988) tem como critério de rotura a teoria de Drucker-Prager para solos sem coesão. No modelo de Lade e Kim foi utilizado a tensão desviatória na rotura e as tensões de confinamento, com o intuito de se chegar aos invariantes (I_1 , I_2 e I_3). Assim como o modelo de Duncan e Chang apresentado anteriormente, para os solos em camadas em diferentes confinamentos foram utilizadas as formulações anteriormente apresentadas (Equação 2.13 a 2.17) para a homogeneização das camadas de solo e, conseqüentemente, para obter o módulo de elasticidade na direção vertical (Tabela 4.7 e Tabela 4.8).

De forma análoga ao modelo anteriormente apresentado, a função de energia de deformação deve ser positiva e algumas limitações são colocadas nos valores das constantes elásticas. As variáveis que envolvem o potencial de plasticidade dos solos em camadas foram retirados da camada fraca. Para os dados de entrada foram fornecidos as

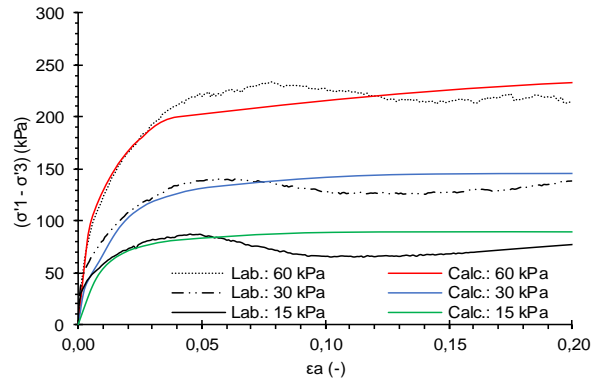
tensões de confinamento ($\sigma_2 = \sigma_3$) e desviatória ($\sigma_1 - \sigma_3$), os dados de saída foram as deformações axiais e volumétricas, sendo as deformações elásticas obtidas a partir da Equação 2.12 para um material isotrópico transversalmente e as deformações plásticas a partir das formulações propostas por Lade e Kim (1988a). A Tabela 4.10 mostra os parâmetros utilizados no modelo de Lade e Kim adaptado para a obtenção das curvas em diferentes pressões de confinamento para os solos em camadas sem reforço.

Tabela 4.10 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas sem reforço

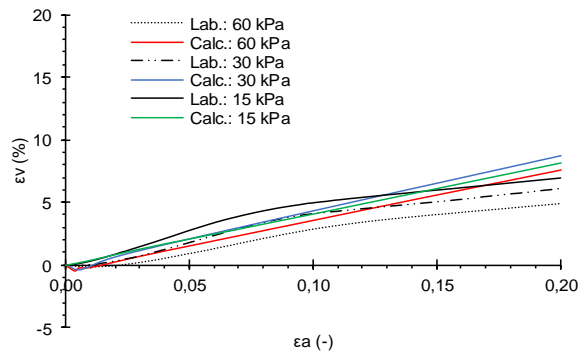
| Parâmetros | Solos em camadas sem reforço | |
|------------|------------------------------|---------|
| | Areia | Mistura |
| C | 0,0190 | 0,0376 |
| p | 1,636 | 1,516 |
| m | 0,555 | 0,512 |
| η_1 | 88,80 | 62,22 |
| μ | 5,69 | 4,06 |
| Ψ_1 | 0,0033 | 0,0036 |
| Ψ_2 | -3,62 | -3,39 |
| h^{*1} | 1,36 | 1,85 |
| ρ | 1,203 | 0,819 |
| D | 0,0049 | 0,0149 |

¹ Os valores de h^* são estimados para a compressão hidrostática

Como foi dito anteriormente os parâmetros do potencial de plasticidade dos solos em camadas foram adotados os mesmos das camadas homogêneas (areia ou mistura), entretanto a tensão desviatória foi obtida a partir dos ensaios triaxiais, a diferença nos valores da tensão desviatória foram suficientes para alterar os dez parâmetros utilizados no modelo adaptado de Lade e Kim. A Figura 4.45a e 4.45b ilustra os resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço. Os valores do modelo adaptado dos solos em camadas sem reforço, apresentaram comportamentos próximos dos resultados laboratoriais até o pico de resistência. O comportamento volumétrico do modelo adaptado para as diferentes pressões de confinamento apresentou comportamentos próximos aos resultados laboratoriais.



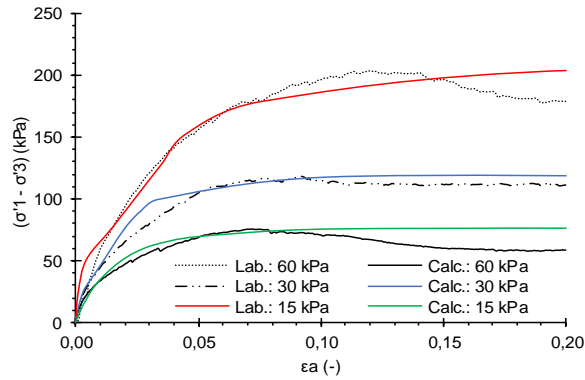
(a)



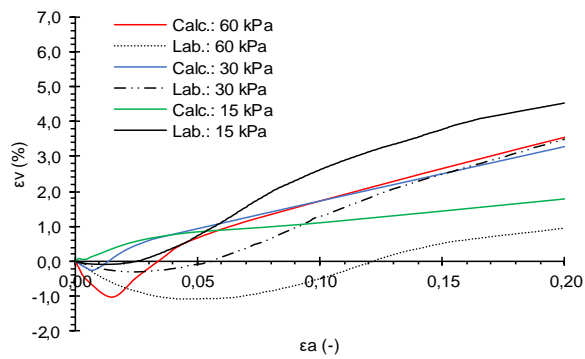
(b)

Figura 4.45 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia sem reforço: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

A Figura 4.46a e 4.46b mostra os resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura sem reforço. Os valores do modelo adaptado dos solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura, apresentaram comportamentos semelhantes dos resultados laboratoriais até o pico de resistência. Entretanto, o comportamento volumétrico do modelo adaptado para as diferentes pressões de confinamento não apresentou uma fase de contração igual a dos resultados laboratoriais.



(a)



(b)

Figura 4.46 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura sem reforço: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

▪ Solos em camadas com reforço

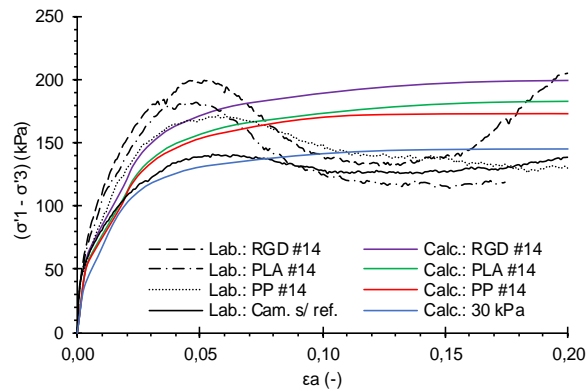
O modelo de Lade e Kim para solos em camadas com reforço utilizou o método utilizado para os solos em camadas sem reforço para a homogeneização das camadas de solo. As variáveis que envolvem o potencial de plasticidade dos solos em camadas foram retirados da camada fraca (areia ou mistura), como foi visto nos resultados dos ensaios laboratoriais os solos em camadas possuem um comportamento volumétrico muito próximo das camadas fracas. Assim como os solos em camadas sem reforço, os dados de entrada foram fornecidos as tensões de confinamento e a tensão desviatória, os dados de saída foram as deformações axiais e volumétricas, sendo as deformações elásticas obtidas a partir da Equação 2.12 para um material isotrópico transversalmente e as deformações plásticas a partir das formulações propostas por Lade e Kim (1988a). A Tabela 4.11 mostra os parâmetros utilizados no modelo de Lade e Kim adaptado para a obtenção das curvas em diferentes pressões de confinamento para os solos em camadas com reforço e camada fraca de areia.

Tabela 4.11 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas com reforço e camada fraca de areia

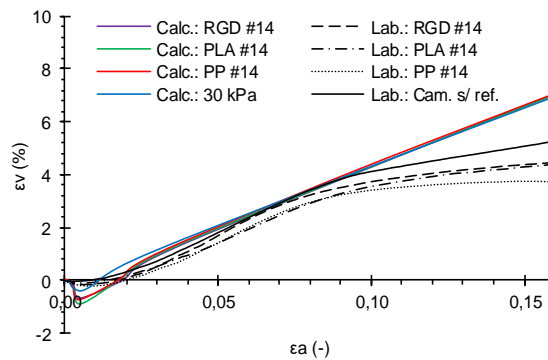
| Parâmetros | Solos em camadas com reforço camada fraca de areia | | |
|------------|--|--------|---------|
| | PLA #14 | PP #14 | RGD #14 |
| C | 0,0123 | 0,0130 | 0,0096 |
| p | 1,851 | 1,831 | 1,972 |
| m | 0,900 | 0,866 | 1,085 |
| η_1 | 186,2 | 169,8 | 279,2 |
| μ | 6,80 | 6,71 | 7,35 |
| Ψ_1 | 0,0018 | 0,0019 | 0,0014 |
| Ψ_2 | -3,87 | -3,84 | -4,01 |
| h^{*1} | 1,46 | 1,44 | 1,51 |
| ρ | 1,269 | 1,269 | 1,309 |
| D | 0,0030 | 0,0032 | 0,0022 |

¹ Os valores de h^* são estimados para a compressão hidrostática

A tensão desviatória foi obtida a partir dos ensaios triaxiais, com as correções propostas para solos em camadas, assim como para os solos em camadas sem reforço, a diferença nos valores da tensão desviatória foram suficientes para alterar os dez parâmetros utilizados no modelo adaptado de Lade e Kim. A Figura 4.47a e 4.47b ilustra os resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia com reforço. A diferença dos resultados pode ser devido ao pico de resistência, sendo que o modelo de Lade e Kim para solos não coesivos não apresenta um pico de resistência mais acentuado. Os comportamentos volumétricos dos solos em camadas reforçadas com camada fraca de areia foram muito próximos, devido aos parâmetros do potencial de plasticidade do material que foram iguais para os três tipos de reforços (RGD 8560, PLA e PP).



(a)



(b)

Figura 4.47 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de areia reforçado com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

A Figura 4.48a e 4.48b ilustra os resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura com reforço. Diferente dos solos em camadas com camada fraca de areia e reforçado, os valores apresentados pelos modelos adaptados para solos em camadas com camada fraca de mistura e reforçado foram semelhantes aos resultados experimentais. Isto pode ter ocorrido devido ao pico acentuado de resistência que não ocorreu, diferente dos solos em camadas com camada fraca de areia e reforçado. O comportamento volumétrico dos solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura não foi muito parecido, devido a imprecisão do modelo adaptado em prever o comportamento de contração da amostra. Entretanto, pelo gráfico é possível inferir que o modelo adaptado de Lade e Kim prevê um ângulo de dilatância muito próximo ao ângulo de dilatância dos resultados experimentais. A Tabela 4.12 apresenta os parâmetros utilizados no modelo de Lade e Kim adaptado para a obtenção das curvas em diferentes pressões de confinamento para os solos em camadas com reforço e camada fraca de areia.

Tabela 4.12 – Valores dos parâmetros do modelo de Lade e Kim para os solos em camadas com reforço e camada fraca de mistura

| Parâmetros | Solos em camadas com reforço camada fraca de mistura | | |
|------------|--|--------|---------|
| | PLA #14 | PP #14 | RGD #14 |
| C | 0,0350 | 0,0350 | 0,0330 |
| p | 1,463 | 1,526 | 1,506 |
| m | 0,389 | 0,520 | 0,470 |
| η_1 | 69,3 | 72,44 | 79,43 |
| μ | 4,15 | 4,26 | 4,46 |
| Ψ_1 | 0,0051 | 0,0036 | 0,0040 |
| Ψ_2 | -3,40 | -3,45 | -3,51 |
| h^{*1} | 1,34 | 1,32 | 1,35 |
| ρ | 1,094 | 1,156 | 1,114 |
| D | 0,0100 | 0,0095 | 0,0093 |

¹ Os valores de h^* são estimados para a compressão hidrostática

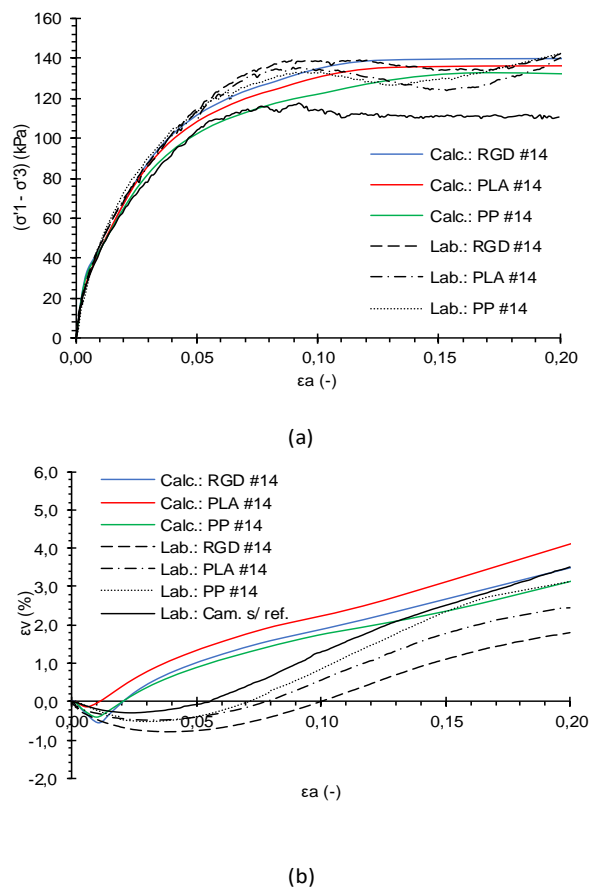


Figura 4.48 – Resultados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas com camada fraca de mistura reforçado com geogrelha modelo de diferentes materiais e abertura de 14 mm: (a) Comportamento mecânico (b) Comportamento volumétrico

Os resultados apresentados do modelo adaptado de Lade e Kim para os solos em camadas sem reforço mostram um comportamento mecânico muito próximo dos resultados laboratoriais até o pico de resistência. Este modelo não apresentou um adequado comportamento mecânico na fase de amolecimento, para nenhuma amostra estudada (homogênea e solos em camadas). Para os solos em camadas com reforço o modelo adaptado prevê um comportamento diferente dos resultados laboratoriais para amostra sem um pico de resistência acentuado, como é o caso das amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura. O modelo de Lade e Kim não apresentou uma diminuição da taxa de variação de volume até 20% de deformação axial. Este modelo apresenta um adequado comportamento volumétrico das amostras de solos em camadas sem reforço, em comparação com os resultados laboratoriais, sobretudo para o confinamento de 30 kPa. Este confinamento foi utilizado para os solos em camadas com reforço e os resultados do comportamento volumétrico para a camada fraca de areia foram adequados até o pico de resistência, no caso da camada fraca de mistura a taxa de dilatação no pico de resistência foi aproximado, entretanto os resultados da deformação volumétrica não apresentaram uma fase de contração como dos resultados laboratoriais.

Neste Capítulo pode-se notar que a inclusão do reforço nos ensaios triaxiais em solos em camadas apresentou um mecanismo de confinamento radial na interface. Este confinamento radial melhorou a resistência mecânica dos solos em camadas e, sobretudo a movimentação radial da interface. Entretanto, esta melhora começou apenas a partir de uma determinada deformação dos solos em camadas. As geogrelhas com abertura de 14 mm, isto é, com a relação entre a abertura e diâmetro mediano (d_{50}) próximo à uma unidade apresentaram um melhor comportamento mecânico da interface. Além disso, foi visto que a melhor interação agregado-geogrelha não é diretamente proporcional a rigidez da geogrelha. Resultados consistentes foram encontrados para as geogrelhas PLA, RGD e PP, mas foi observado um melhor comportamento mecânico com as geogrelhas de RGD de 14 mm de abertura devido a melhor compatibilidade de deformações. Este fato pode ser explicado devido a influência das propriedades geométricas das geogrelhas RGD, como por exemplo, dimensões das nervuras e, conseqüentemente, percentual de área aberta, as quais foram diferentes das outras geogrelhas estudadas (PP e PLA).

Em geral, com os resultados apresentados notou-se que as geogrelhas melhoraram mais o comportamento dos solos em camadas reforçadas com camada fraca de areia do que em camadas reforçadas com camada fraca de mistura. Isso pode ser explicado pela diferença de rigidez entre as duas camadas fracas. As camadas de areia são mais rígidas

do que as camadas de mistura, o que significa que existe uma diferença de forças mobilizadas ao nível da interface, que são então transferidas para as geogrelhas.

A relação da força de tração mobilizada na interface com as extensões locais do modelo numérico não foi linear. A rigidez das geogrelhas mostrou ter o maior efeito na força de tração mobilizada na geogrelha para o ponto de cedência considerado dos solos em camadas, seguida pelo tipo de subleito. Este estudo desenvolve um sistemático procedimento para se obter curvas de transferência de carga na interface agregado-geogrelha em ensaios triaxiais. Este procedimento pode ser desenvolvido para aplicações específicas de estruturas geotécnicas reforçadas com geogrelhas, considerando as limitações que serão apresentadas no Capítulo 6. Em relação aos modelos constitutivos de interface apresentados, ao considerar o material compósito, a não-linearidade das deformações axiais não foi propriamente avaliada. Entretanto, a abordagem utilizada aclara a problemática da não-linearidade da deformação axial dos solos em camadas.

Capítulo 5

Modelação computacional da interface solo-geogrelha

Este Capítulo apresenta os resultados das simulações numéricas dos ensaios de tração uniaxial em tira e geogrelha modelo de diferentes materiais de impressão 3D. Em seguida, são apresentados: a avaliação da esbelteza das amostras e da correção da área da secção transversal proposta na subsecção 4.1.2. Em continuação, são apresentadas comparações dos diferentes coeficientes de interação entre as camadas homogéneas dos solos. Além disso, são comparados os diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratoriais. Por fim, são apresentados e discutidos as curvas de transferência de carga observada nos modelos numéricos de solos em camada reforçado com geogrelha e com camada fraca de mistura.

5.1 Modelos dos ensaios de tração em tiras e geogrelhas

A seguir são apresentados os resultados das simulações numéricas do ensaio de tração uniaxial em tiras e geogrelha dos diferentes materiais (PLA, PP e RGD 8560). Os resultados são apresentados em forma de tensão de von Mises *versus* extensão axial. Os dados de entradas inseridos no software ABAQUS foram obtidos a partir dos resultados dos ensaios de tração uniaxial de laboratório das tiras dos diferentes materiais, apresentados na Tabela 3.15. Além disso, as tensões e deformações verdadeiras foram calculadas a partir do método abordado na subsecção 3.6.2, que considera a não linearidade geométrica. Além disso, a seguir, juntamente com os resultados dos modelos numéricos são apresentados os resultados laboratoriais do ensaio de tração uniaxial em tiras e geogrelhas de diferentes materiais de impressão 3D.

5.1.1 Tira e geogrelha de PLA

A Figura 5.1 ilustra o modelo numérico da tira de PLA com 18 mm de abertura incluindo a definição da malha, espectro de tensões e a sua deformação. É possível notar que as tensões se acumularam nos elementos finitos com menor secção transversal (região

vermelha). Enquanto que a região azul apresentou tensões mais baixas, estas regiões se concentraram próxima às junções das tiras. A Figura 5.2 ilustra a resposta do modelo numérico após a simulação do ensaio de tração na geogrelha de PLA com abertura de 18 mm no pico de resistência.

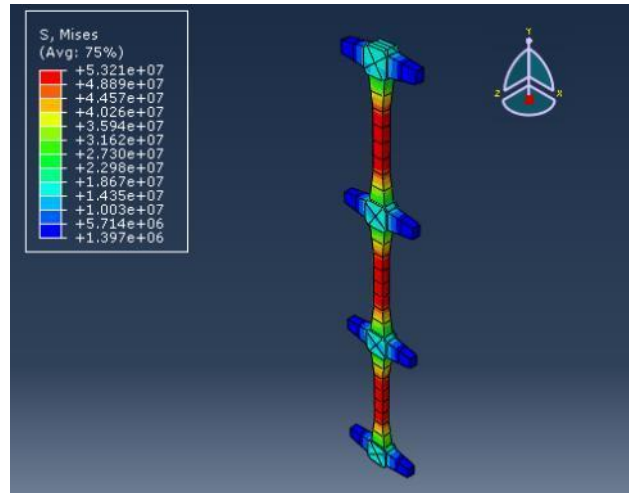


Figura 5.1 – Resposta do modelo numérico de tira de PLA #18 no pico de resistência

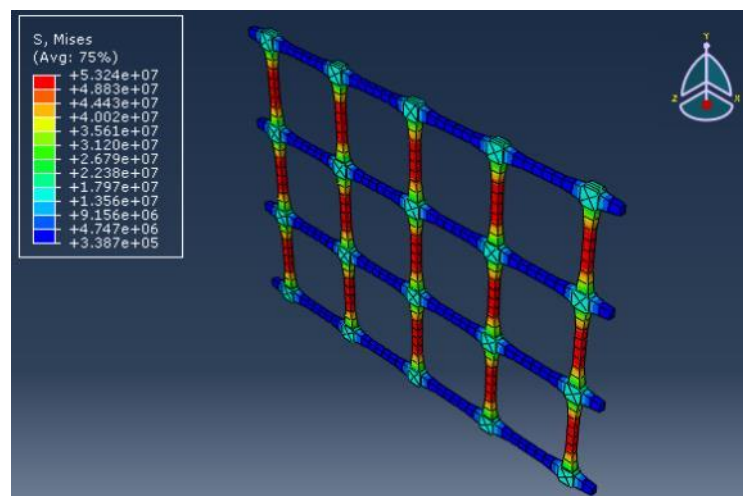


Figura 5.2 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PLA #18 no pico de resistência

Vale ressaltar que os dados de entrada do modelo constitutivo da tira de PLA #18 foram utilizados na geogrelha do mesmo material e tamanho de abertura, sendo o coeficiente de Poisson de 0,30 ($\nu = 0,30$). Os valores das tensões de von Mises no pico de resistência nas tiras e geogrelhas modelos simuladas são de 53,21 MPa e 53,24 MPa, respectivamente. As nervuras transversais produzem tensões próximas de zero, isto pode ser justificado devido ao tipo de carregamento uniaxial e as condições de fronteira que foram impostas. Assim como as tiras as tensões se acumularam nos elementos finitos localizados próximo a secção transversal equidistantes das junções. A Figura 5.3 ilustra o comportamento

mecânico (tensão von Mises x extensão axial) dos modelos de tira e geogrelha de PLA #18 calculados e em laboratório. Dessa forma, pode-se notar uma resposta muito próxima das extensões axiais que ocorrem no plano equidistante das junções da tira e da geogrelha durante o ensaio de tração uniaxial.

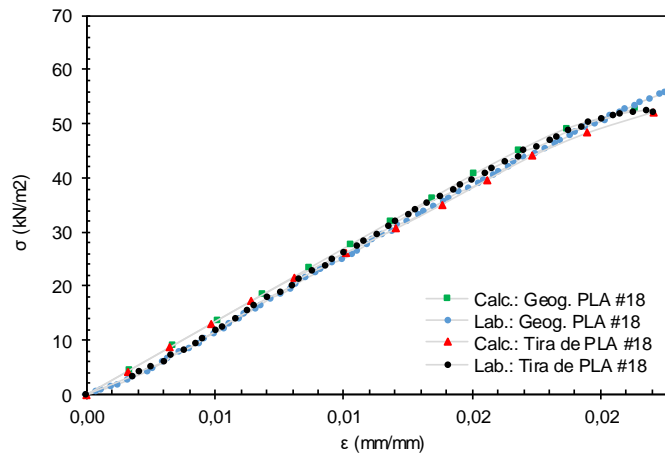


Figura 5.3 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de poliácido láctico (PLA)

5.1.2 Tira e geogrelha de PP

A Figura 5.4 mostra o modelo numérico da tira de PP de 18 mm abertura incluindo a definição da malha, espectro de tensões e a sua deformação. De maneira análoga a tira de PLA #18, as tensões se acumularam nos elementos finitos com menor secção transversal (região vermelha). Além disso, comparando com a geogrelha de PLA #18, a geogrelha de PP #18 apresentou uma concentração de tensões mais elevada próximo a secção equidistante das junções, devido a menor rigidez do polipropileno e, conseqüentemente, do estreitamento da secção transversal (não linearidade geométrica) da tira.

A Figura 5.5 ilustra a resposta do modelo numérico após a simulação do ensaio de tração na geogrelha de PP com abertura de 18 mm próximo ao pico de resistência. Os dados de entrada do modelo constitutivo adaptado da tira de PP #18 foi utilizado na geogrelha modelo do mesmo material e tamanho de abertura, sendo o coeficiente de Poisson de 0,43 ($\nu = 0,43$). Os valores das tensões de von Mises no pico de resistência nas tiras e geogrelhas modelos simuladas são de 14,67 MPa e 14,78 MPa, respectivamente. A Figura 5.6 ilustra o comportamento mecânico (tensão von Mises x deformação total) da tira e geogrelha de PP #18 dos resultados laboratoriais e calculados pela simulação.

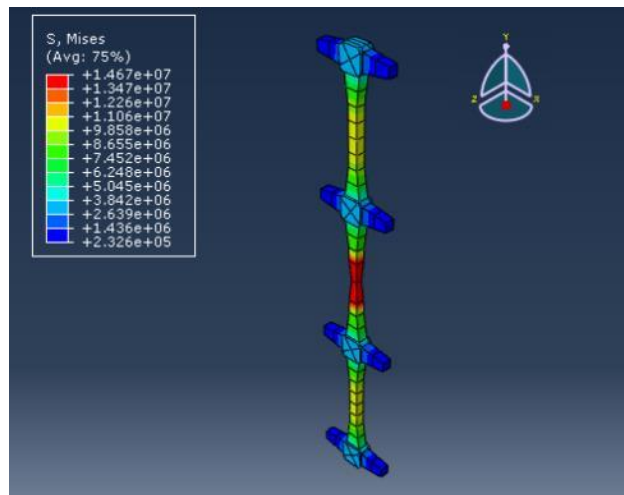


Figura 5.4 – Resposta do modelo numérico de tira de PP #18 no pico de resistência

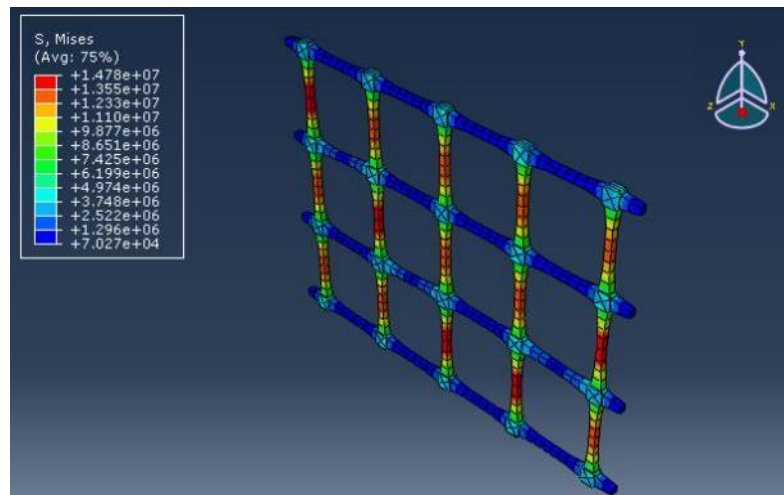


Figura 5.5 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PP #18 no pico de resistência

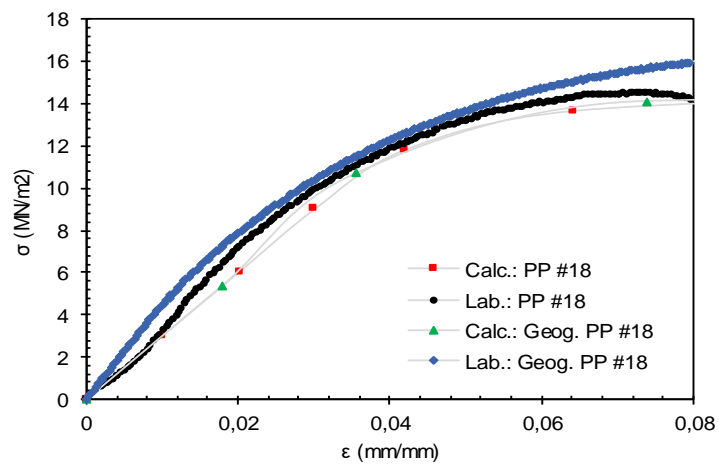


Figura 5.6 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de polipropileno (PP)

5.1.3 Tira e geogrelha de RGD 8560

O modelo numérico da tira de RGD 8560 com 18 mm de abertura, incluindo a definição da malha, espectro de tensões e a sua deformação são ilustrados na Figura 5.7. A Figura 5.8 ilustra a resposta do modelo numérico encontrado na geogrelha de RGD #18 mm próximo ao pico de resistência. Os dados de entrada do modelo constitutivo adaptado da tira de RGD #18 foi utilizado na geogrelha do mesmo material e tamanho de abertura, sendo o coeficiente de Poisson utilizado de 0,42 ($\nu = 0,42$). Os valores das tensões de von Mises no pico de resistência nas tiras e geogrelhas modelos simuladas são de 27,83 MPa e 28,39 MPa, respetivamente.

A Figura 5.9 ilustra o comportamento mecânico após a simulação do ensaio de tração em tira e geogrelha de RGD #18, resultados laboratoriais e calculados pela simulação. A tira e geogrelha apresentaram diferentes resultados principalmente para extensão axial superior a 1%. Este erro pode estar associado ao erro inicial de extensão devido a distorção que as garras da máquina de tração ocasionaram na tira. Entretanto, ao considerar que as geogrelhas nos ensaios triaxiais trabalharam em um nível de deformação muito baixo, até 1% de deformação axial este modelo constitutivo adaptado pode ainda ser razoável para prever o comportamento dos solos em camadas com reforço.

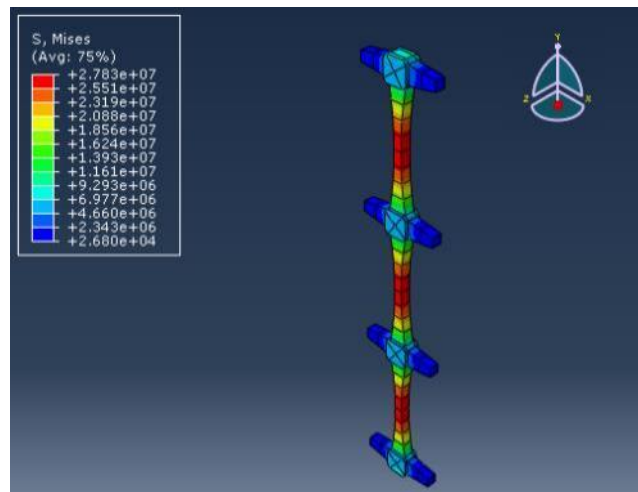


Figura 5.7 – Resposta do modelo numérico de tira de RGD #18 no pico de resistência

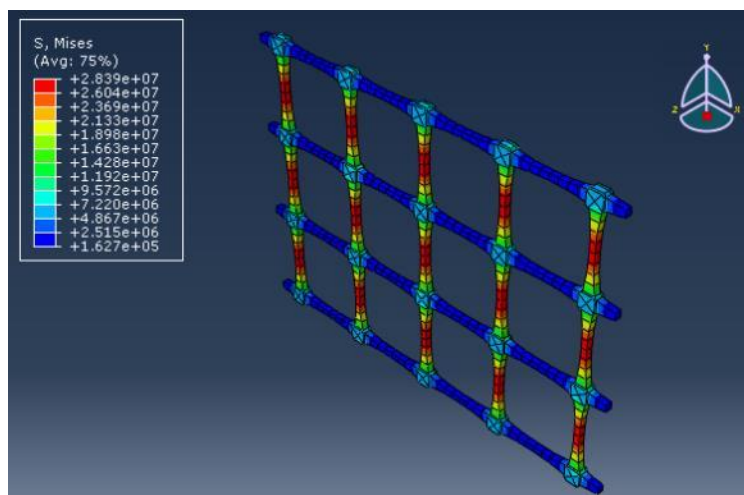


Figura 5.8 – Resposta do modelo numérico de geogrelha de PP #18 no pico de resistência

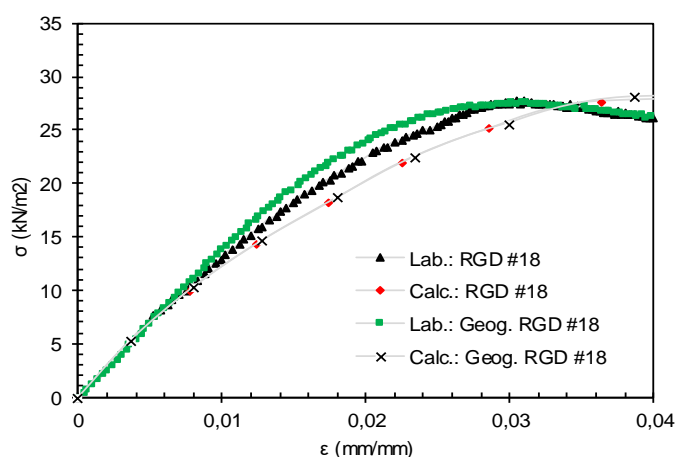


Figura 5.9 – Comportamento tensão-extensão de geogrelhas e tiras de material digital (RGD 8560)

Os modelos constitutivos adaptados dos materiais de impressão 3D foram adotados até o pico de resistência das tiras de geogrelha modelo. Conforme foi discutido anteriormente para a tira de RGD #18, as geogrelhas trabalharam até um máximo de aproximadamente 1% de extensão axial em todo ensaio triaxial de solos em camadas, assim como foi visto na subsecção 4.4.2 e, portanto, no caso dos modelos constitutivos adaptados dos materiais, para uma melhor precisão do resultados da modelação numérica dos modelos dos ensaios triaxiais, eles devem satisfazer as tensões do material dentro da ordem de grandeza das deformações esperadas nos ensaios triaxiais de solos em camadas.

5.2 Modelos dos ensaios triaxiais

Com o objetivo de compreender melhor o mecanismo da interação solo-geogrelha desenvolvido em solos em camadas, foram realizadas análises numéricas empregando-se o software ABAQUS. Os dados de entrada, ou seja os parâmetros de resistência e deformabilidade empregados nas simulações numéricas foram obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados em laboratório para as camadas homogêneas de solos. Neste estudo, os modelos numéricos desenvolvidos possuem as mesmas dimensões das amostras modelo de laboratório, nestas simulações o confinamento dado pela membrana de borracha foi negligenciado, devido a um grande tempo de processamento exigido e, por considerar que o confinamento dado pela membrana iria influenciar consideravelmente apenas em grandes deformações axiais impostas no modelo. A seguir é feita uma avaliação da esbeltez das amostras e da correção da área.

5.2.1 Avaliação da esbeltez das amostras

Segundo Bishop e Green (1965), para amostras que possuem uma relação entre a altura e o diâmetro menores ou iguais a 2, o efeito do topo e da base no ângulo de atrito interno é considerável. Dessa forma, esta subsecção começa por avaliar a esbeltez dos solos em camadas para diferentes condições de fronteira impostas na simulação numérica, sem restrição e com restrição no topo e na base. A restrição da deformação nos topos da amostra estará efetivamente entre as condições ideais de contacto perfeitamente liso (sem restrição) e de contacto perfeitamente rugoso (com restrição). A secção 3.6 descreve com mais detalhes os procedimentos e métodos utilizados nas simulações numéricas dos ensaios de compressão triaxial em solos em camadas.

A seguir será avaliada a esbeltez dos modelos físicos da interface sem restrição e com restrição nos topos, apenas foram avaliados os solos em camadas com subleito de mistura, admitindo-se que um comportamento semelhante aconteça para a camada fraca de areia.

- **Amostras sem restrição da deformação nos topos**

A Figura 5.10 ilustra as extensões elástica verdadeira e plástica de corte que atuam na amostra de solos em camadas sem restrição no topo e na base, estas extensões foram retiradas em 10 e 20% de deformação axial. Pode-se notar que na camada de agregado as extensões de corte são muito pequenas, além disso, as extensões são muito pequenas

à meia altura da amostra. Entretanto, independente da não restrição imposta no topo e na base da amostra, as extensões de corte se pronunciaram na camada de solo fraco, mais precisamente nas laterais. Isto pode ser explicado devido a não influência da restrição na base da camada inferior (solo fraco), a qual absorverá a maior parte da energia de deformação. Dessa forma, com extensões de corte muito pequenas à meia altura, assim como ocorre em solos homogêneos (Sheng et al., 1997), podemos inferir que os campos de deformações principais dos solos em camadas ocorrem nas direções axiais e radiais.

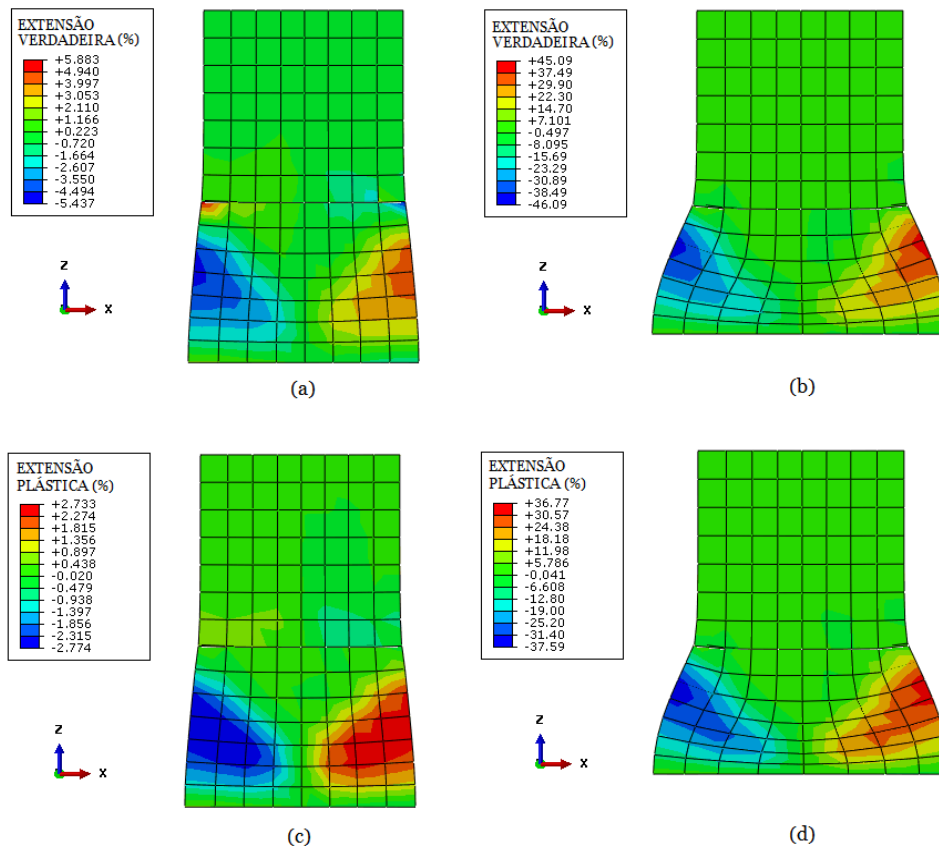


Figura 5.10 – Extensão verdadeira de corte e extensão plástica de corte em solos em camadas sem restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a) e (c) e em 20% de deformação axial (b) e (d)

A Figura 5.11 mostra as tensões radiais, de corte e axiais que atuam na amostra de solos em camadas sem restrição no topo e na base, estas tensões foram retiradas em 10 e 20% de deformação axial. Em solos em camadas, as tensões radiais não são uniformes, principalmente, para elevados níveis de extensão axial (20%). Entretanto, há regiões com valores médios de tensões (regiões verde e amarelo) que agem nas duas camadas (agregado e solo fraco).

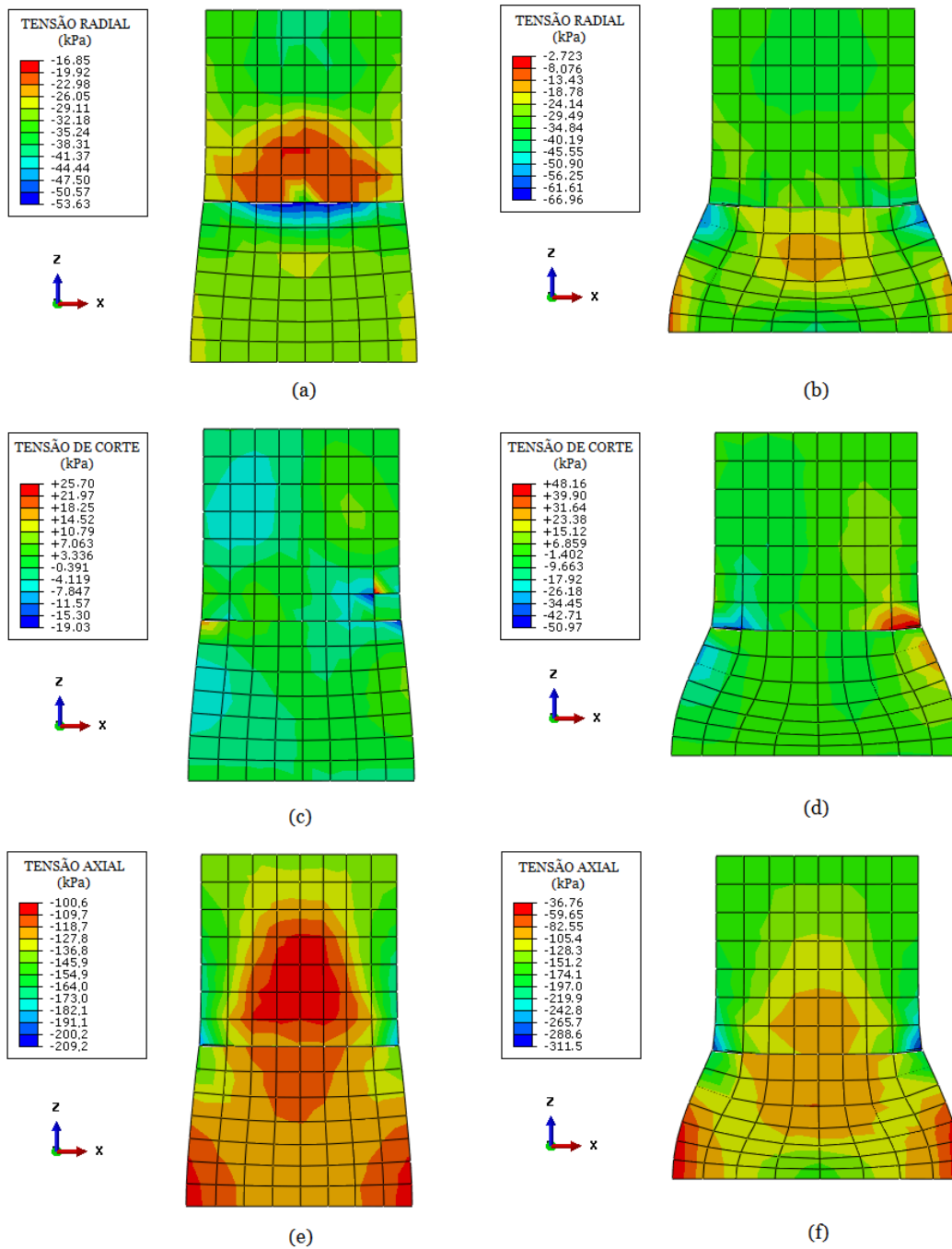


Figura 5.11 – Tensão radial, corte e axial em solos em camadas sem restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a), (c) e (e) e em 20% de deformação axial (b), (d) e (f)

A região verde da amostra indica uma tensão radial de 30 kPa, devido a deformação radial da amostra, i.e. a não linearidade da geometria a tensão radial aplicada na superfície da amostra durante o ensaio não será constante de 30 kPa. De maneira análoga às extensões de corte, pode-se considerar que as tensões de corte são próximas de zero à meia altura da amostra. Para a condição de solos em camadas sem restrição na base e no

topo, em 20% de extensão axial, as tensões axiais mínimas estão localizadas na base da camada de solo fraco e as tensões máximas estão localizadas na interface.

▪ **Amostra com restrição de deformação nos topos**

As condições de fronteiras impostas para restrição do topo e da base estão descritas na subsecção 3.6.3. A Figura 5.12 mostra as extensões elástica verdadeira e plástica de corte que atuam na amostra de solos em camadas com restrição no topo e na base, estas extensões foram retiradas em 10 e 20% de deformação axial. As extensões logarítmicas e plásticas de corte em 10% de deformação axial localizadas a meia altura dos solos em camadas são próximas de zero, o mesmo não pode ser dito para 20% de deformação axial.

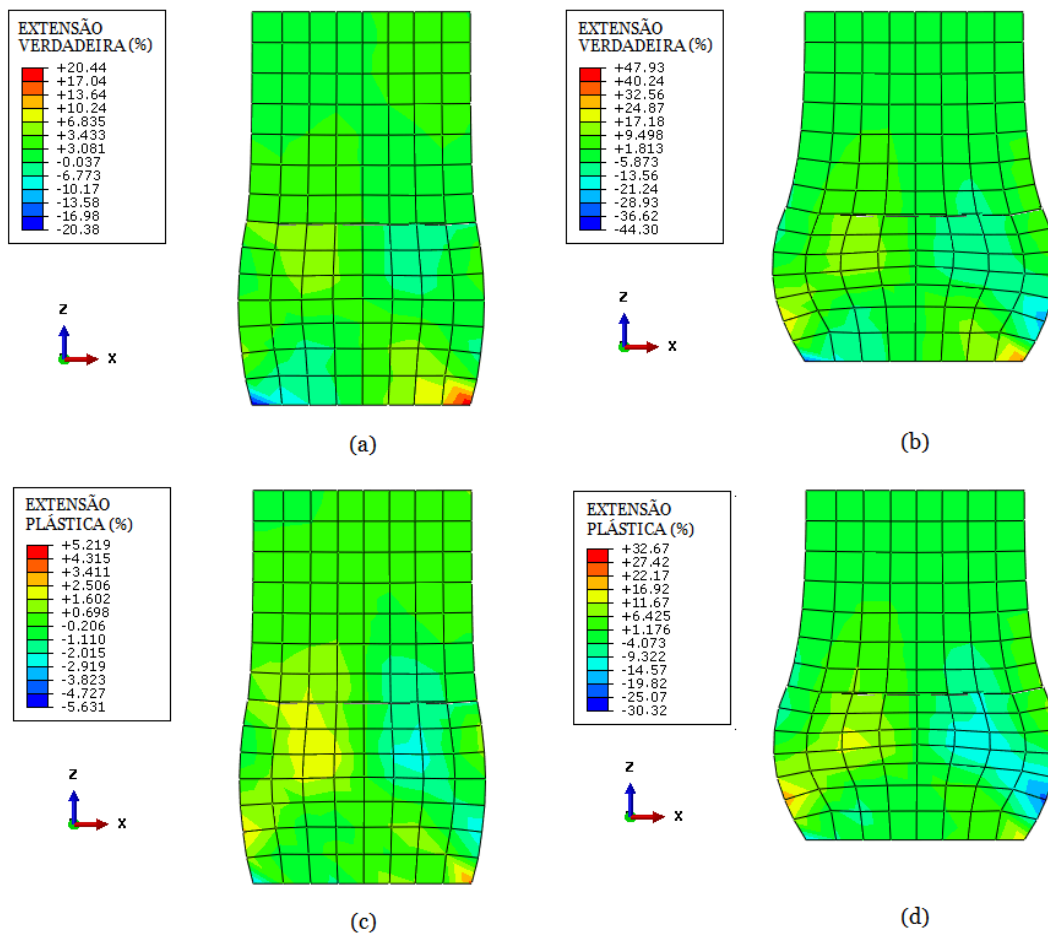


Figura 5.12 – Extensão verdadeira de corte e extensão plástica de corte em solos em camadas com restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a) e (c) e em 20% de deformação axial (b) e (d)

Dessa forma pode-se afirmar que o campo de tensões e deformações principais dos solos em camadas é influenciado pelos níveis de deformações axiais em que está sujeito. Entretanto as extensões máximas de corte estão localizadas na camada fraca de solo, mais precisamente, na base dos solos em camadas.

A Figura 5.13 ilustra as tensões radiais, de corte e axiais que atuam na amostra de solos em camadas com restrição no topo e na base, estas tensões foram retiradas em 10 e 20% de deformação axial. A região amarela na Figura 5.13a indica uma tensão radial de 30 kPa. Conforme os solos em camadas sem restrição, as tensões radiais não são uniformes, sobretudo, para elevados níveis de deformação axial (20%). Dessa forma, devido às restrições nos topos a não-uniformidade das tensões radiais será maior, diferente do que ocorre com a resposta das tensões radiais nas amostras sem restrição dos topos, as quais apresentaram uma não-uniformidade apenas na sua região central.

Entretanto para 10% de deformação axial os solos em camadas com restrição apresentaram uma considerável concentração de tensões radiais na camada de solo fraco. Em relação as tensões de corte à meia altura, pode-se considerar que as tensões são próximas de zero. Assim como nos solos em camadas sem restrição, em 10% de deformação axial, as tensões axiais máximas estão localizadas à meia altura da camada fraca de solo e mínimas na interface.

Nesta subsecção, foi mostrado que as tensões e deformações de corte à meia altura são insignificantes e, portanto, as tensões axiais e radiais podem-se considerar como tensões principais máximas e mínimas, respectivamente, que agem na interface. Dessa forma, a geometria (duas camadas) considerada no estudo experimental é adequada para analisar o comportamento da interface agregado-geogrelha. Além disso, neste estudo, pode-se perceber que as tensões radiais e axiais dependem consideravelmente dos níveis de extensão axial em que se encontra os solos em camadas. Portanto, pode-se observar que a não-uniformidade de tensões e deformações aumentam com o aumento da extensão axial.

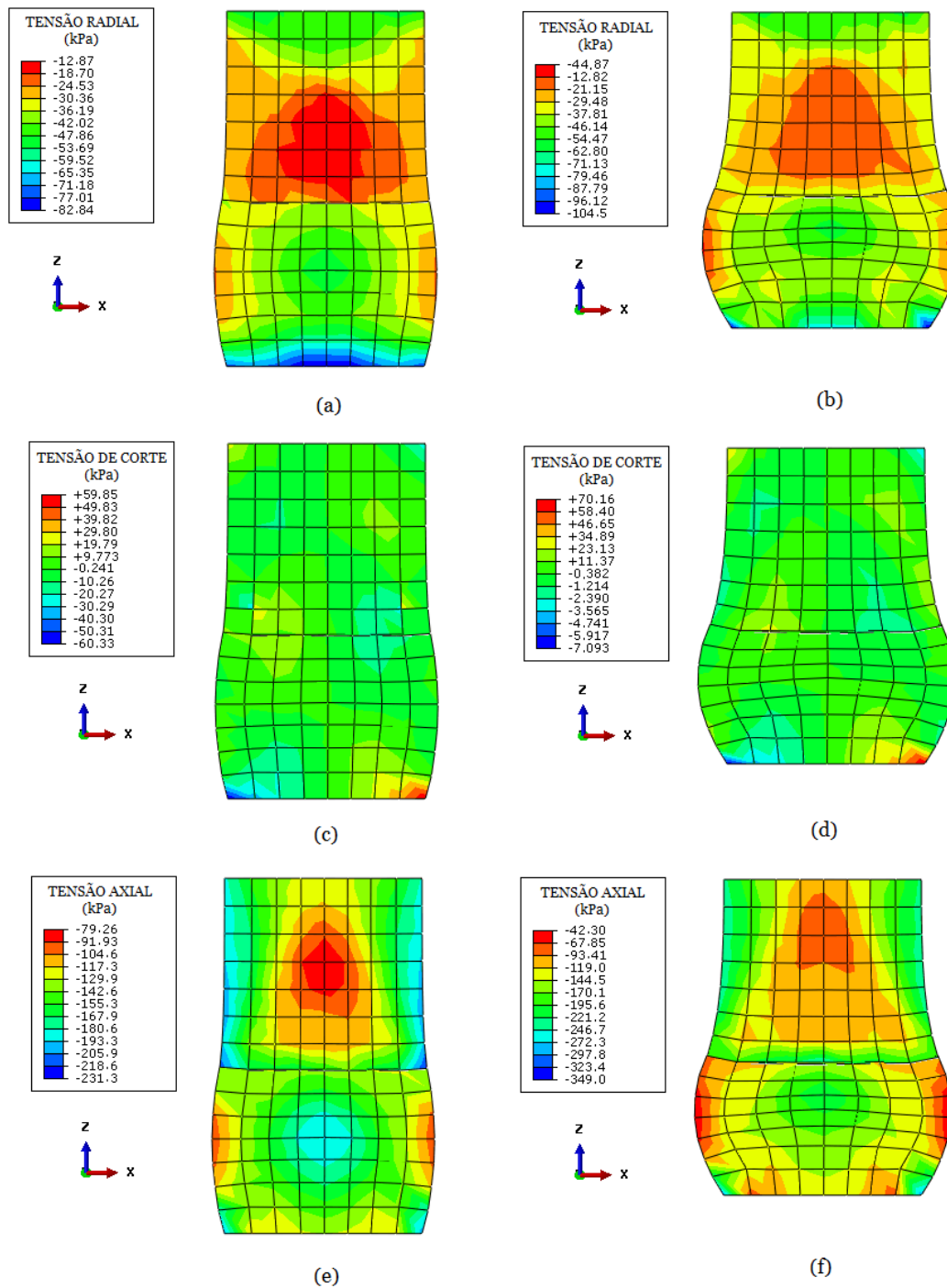


Figura 5.13 – Tensão radial, corte e axial em solos em camadas com restrição nas extremidades: em 10% de deformação axial (a), (c) e (e) e em 20% de deformação axial (b), (d) e (f)

A seguir devido a grande influência da correção da área nos resultados, será apresentado uma comparação entre o método de correção da área que foi utilizado em laboratório e simulação numérica.

5.2.2 Avaliação da correção da área da secção transversal

Conforme dito anteriormente no Capítulo 4, mais especificadamente na subsecção 4.1.2 desta tese, a área da secção da amostra foi medida no início e ao final dos ensaios laboratoriais. Além disso, foram realizados ensaios apenas para avaliar a área da secção da amostra no pico de resistência, com o objetivo de aplicar o método observacional de La Rochelle et al. (1988) para o emprego do método da área a partir do pico de resistência até o final do ensaio. Entretanto, a avaliação da área da secção da amostra durante o ensaio triaxial de laboratório não foi realizada quantitativamente, devido a alta complexidade dos aparatos que devem ser inicialmente calibrados e, posteriormente instalados para cada ensaio realizado, o que aumentaria excessivamente o tempo de execução e complexidade dos ensaios.

Esta secção ilustra a comparação entre o método da área proposto para os ensaios laboratoriais e a área da secção transversal adotada para cálculo das razões de tensões nas análises numéricas. A Figura 5.14 ilustra a variação do deslocamento nodal na direção X do modelo de solos em camadas. A variação do deslocamento radial (U_1) foi medida no tempo e correlacionada com o deslocamento vertical da amostra (U_3) dos solos em camadas.

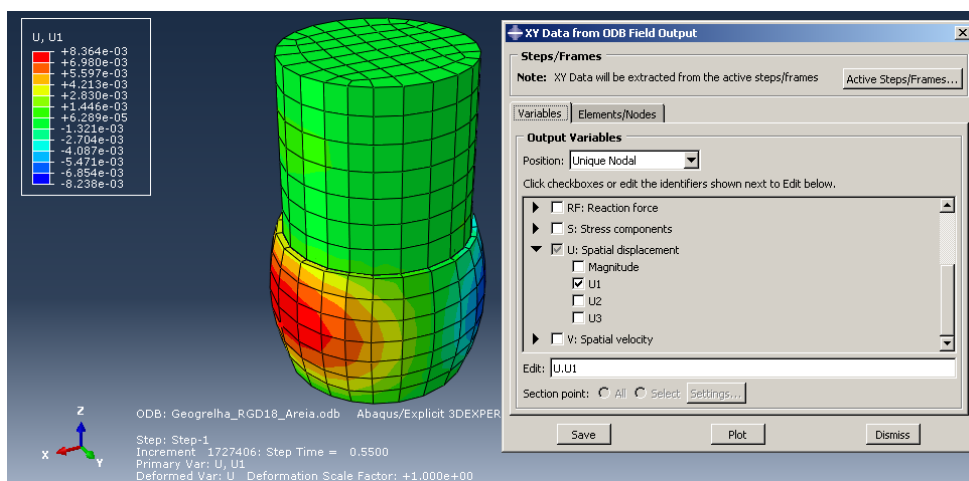


Figura 5.14 – Variação do deslocamento radial (U_1) na direção X para cálculo do diâmetro dos solos em camadas durante simulação numérica

▪ Solos em camadas sem reforço

A Figura 5.15 mostra a variação do diâmetro durante a simulação numérica dos modelos de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura. Além disso, uma

comparação com os resultados encontrados durante o ensaio laboratorial para solos em camadas sem reforço e camada homogénea são apresentados. A variação do diâmetro das camadas homogéneas apresentou uma diferença muito grande em relação aos resultados laboratoriais e do modelo numérico, sobretudo a partir de 9% de deformação axial. A variação de diâmetro do método proposto e do modelo numérico para solos em camadas sem reforço foi de aproximadamente 2,5 mm durante todo ensaio.

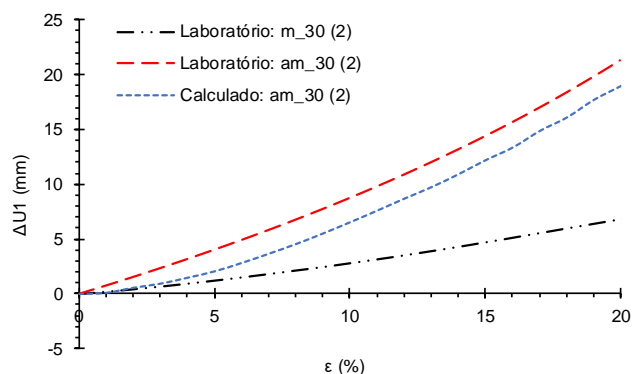


Figura 5.15 – Variação do diâmetro dos solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura

▪ Solos em camadas com reforço

A variação do diâmetro durante a simulação numérica dos modelos de solos em camadas com reforço com camada fraca de mistura é apresentada na Figura 5.16. Uma comparação com os resultados dos ensaio laboratoriais dos solos em camadas com reforço e camada homogénea são também apresentados. A partir de 7% de deformação axial, a variação do diâmetro das camadas homogéneas apresentaram uma grande diferença em relação aos resultados laboratoriais e do modelo numérico. Assim como para os solos em camadas sem reforço, o modelo numérico apresentou inicialmente uma ligeira diminuição do diâmetro, em razão da pressão de confinamento exercida. A variação de diâmetro do método proposto em relação ao modelo numérico para solos em camadas com reforço foi de aproximadamente 2,0 mm durante todo ensaio, sendo o método proposto mais conservador por adotar diâmetros maiores e, conseqüentemente, menores valores de resistência do solo.

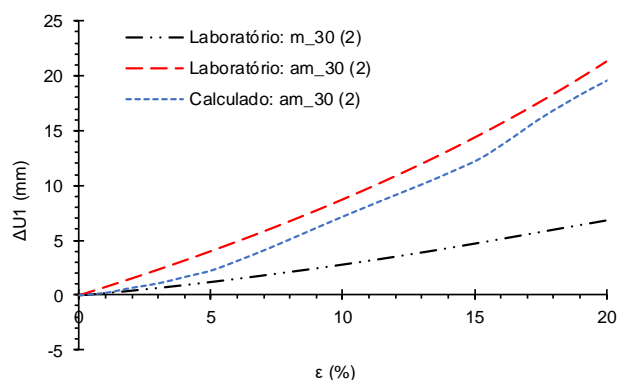


Figura 5.16 – Variação do diâmetro dos solos em camadas com reforço com camada fraca de mistura

A seguir são apresentados os resultados dos modelos numéricos que serão comparados com os resultados laboratoriais apresentados no Capítulo 4.

5.3 Comparação entre modelo físico e numérico

Nesta secção são apresentados e discutidos os resultados das simulações numéricas e respetivas comparações entre os resultados dos modelos físicos apresentados no Capítulo 4. O coeficiente de interação no contacto é avaliado, assim como os diagramas de tensão-extensão global e deformação volumétrica-extensão global das camadas com e sem restrição. Os diagramas de tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão de laboratório são comparados com os diagramas dos modelos numéricos para diferentes coeficientes de interação, assim como os diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratorial reforçados, por último é realizada uma discussão dos resultados das curvas de transferência de carga na interface agregado-geogrelha.

As comparações entre os resultados laboratoriais e numéricos são realizadas com as mesmas condições de fronteiras utilizadas nos ensaios laboratoriais, isto é, com restrição nos topos ou condições de contacto perfeitamente rugoso nos topos.

O Anexo IV compara os resultados das simulações numéricas em modelos de camadas homogéneas com os resultados laboratoriais e apresenta simulações numéricas com reforços à meia altura da camada homogénea de agregado.

5.3.1 Coeficiente de interação no contacto

Conforme destacado na secção 3.6 desta tese, para modelação do ensaio triaxial foi necessário definir as propriedades das interações e tipo de interação a ser considerada na interface. O tipo de interação utilizada foi do tipo *General Contact* e a propriedade da interação utilizada foi *Penalty*, que faz parte da propriedade de comportamento tangencial do software ABAQUS. A seguir são ilustrados os mecanismos de confinamento radial na interface dos solos em camadas sem reforço com a camada fraca de mistura. Além disso, são apresentadas diferentes coeficientes de interação no contacto (μ) utilizados na interface dos solos em camadas sem reforço ou inclusão da geogrelha.

A Figura 5.17 ilustra o movimento radial dos elementos encontrados na interface para o coeficiente de interação no contacto de 0,30 ($\mu = 0,30$). Os resultados evidenciam que o comportamento mecânico dos solos em camadas com diferentes valores de coeficiente de interação no contacto não alteraram consideravelmente os valores da força axial.

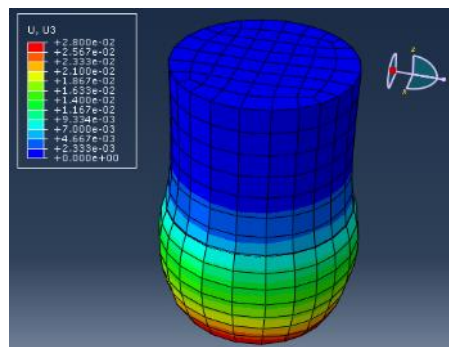


Figura 5.17 – Modelo numérico de solos em camadas sem reforço com camada fraca de mistura, com $\mu = 0,30$ na interação entre camadas homogéneas

A Figura 5.18 (a – d) mostra que a maioria dos dados de saída do software que consideram a deformação volumétrica do material com diferentes valores de coeficiente de interação no contacto não sofreram alterações consideráveis. Contudo, o coeficiente de interação no contacto de 0,10 utilizado nos solos em camadas com camada fraca de mistura apresentou uma considerável diferença na resposta mecânica do modelo. Dentre os resultados apresentados, o coeficiente de interação no contacto de 0,10 apresentou um maior deslizamento dos elementos finitos que estão em contacto na interface. Além disso, este tipo de deslizamento provocou, para grandes deformações axiais globais, grandes distorções nos elementos finitos na interface da mistura. Os modelos de solos em camadas com o coeficiente de interação no contacto de 0,30 e 0,60 apresentaram

uma resposta mecânica muito parecida, dessa forma o mecanismo de interação foi mais aproximado com o desenvolvido nos ensaios triaxiais de laboratório.

Além disso, os modelos numéricos apresentaram uma maior fase de contração. Isto pode estar associado a calibração do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb do software ABAQUS que está associado a solos sob elevadas pressões de confinamento e, conseqüentemente uma fase de dilatação menor ao se comparar a solos sob baixa pressão de confinamento, como é o caso deste estudo. Diferente dos resultados laboratoriais, a variação de volume do modelo numérico não diminuiu para níveis mais elevados de deformação axial.

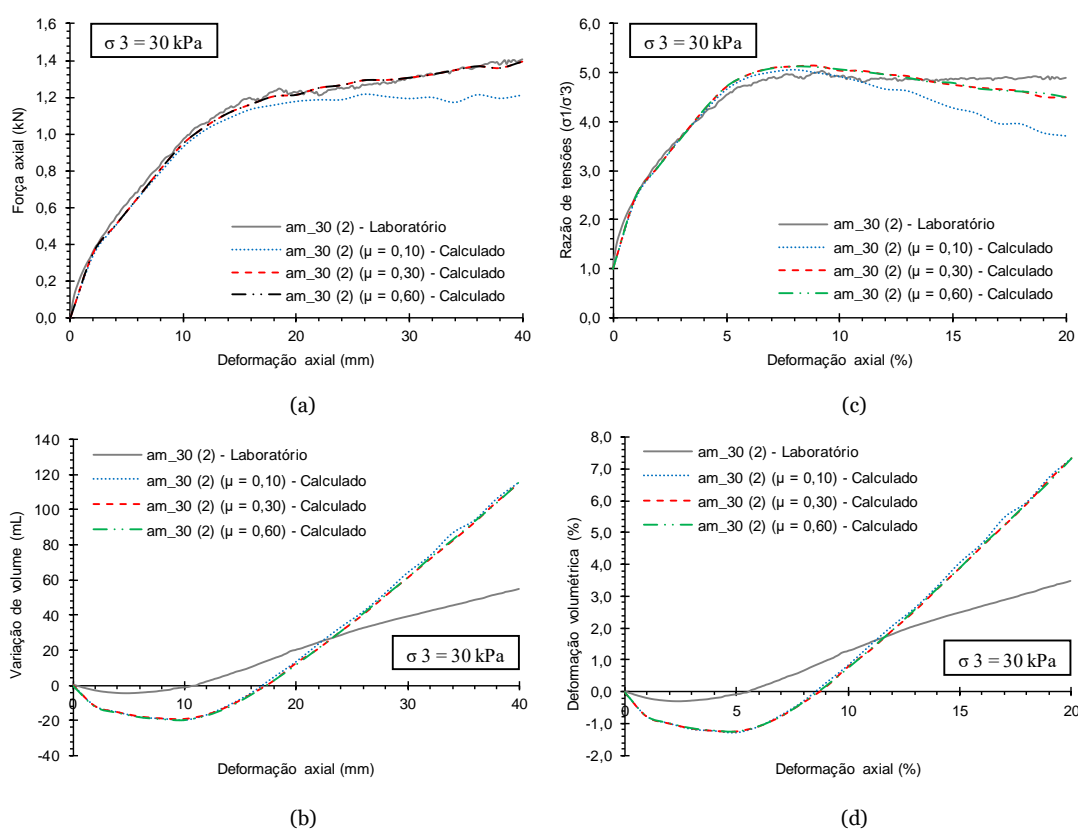


Figura 5.18 – Diagramas de tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão para diferentes coeficientes de interação comparados com os diagramas laboratoriais

A seguir serão comparados os diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratorial reforçados.

5.3.2 Diagramas da tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão dos modelos numéricos e laboratorial

A seguir são apresentados os diagramas de tensão-extensão e deformação volumétrica-extensão das camadas nas duas faces dos materiais (mistura e agregado) com e sem restrição dos topos, na interface (local) com restrição, além das comparações entre os diagramas dos modelos numéricos (global) e físicos.

- **Face mistura e agregado**

Devido a diferença dos materiais utilizados na simulação numérica a Figura 5.19 ilustra as duas faces de diferentes materiais (mistura e agregado) que foram retiradas a partir dos somatórios das reações de apoio nos nós (eixo z). Neste caso, a determinação da tensão global foi a partir da relação entre o somatório da reação de apoio nos nós (eixo z) e uma correção do método da área da simulação numérica que foi apresentada na subsecção 5.2.2.

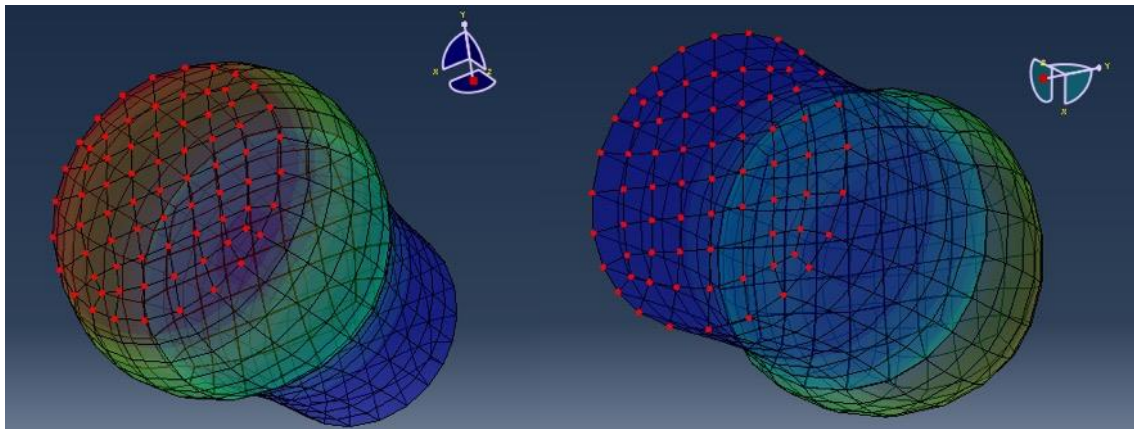


Figura 5.19 – Nós das faces da mistura (esquerda) e do agregado (direita)

A Figura 5.20 ilustra o nó central utilizado para o dados de saída da variação de deslocamento na direção do eixo z, o qual está situado na mesma face que foi aplicada a velocidade de deformação da simulação numérica. Dessa forma, a extensão global é dada a partir da relação entre a variação do deslocamento do nó (eixo z) e a altura inicial da amostra.

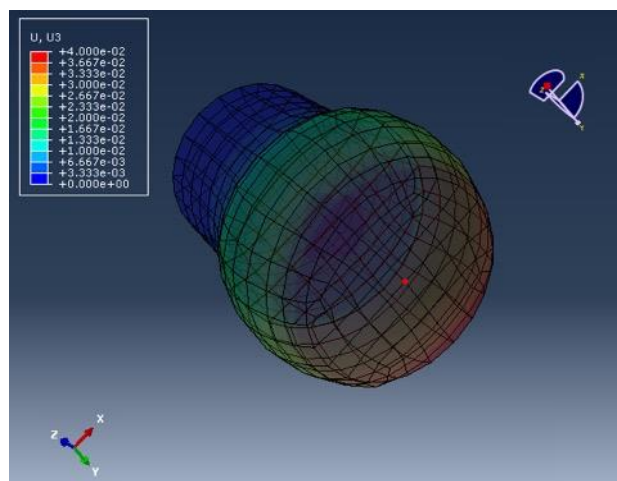


Figura 5.20 – Nó central da variação de deslocamento no eixo z (extensão global)

A Figura 5.21 ilustra os elementos finitos simétricos que foram utilizados para o cálculo da deformação volumétrica global. Dessa forma, foi calculado o somatório das extensões verdadeiras e plásticas dos centroides destes elementos (eixo x, y e z) e foi dividido pela quantidade de elementos finitos.

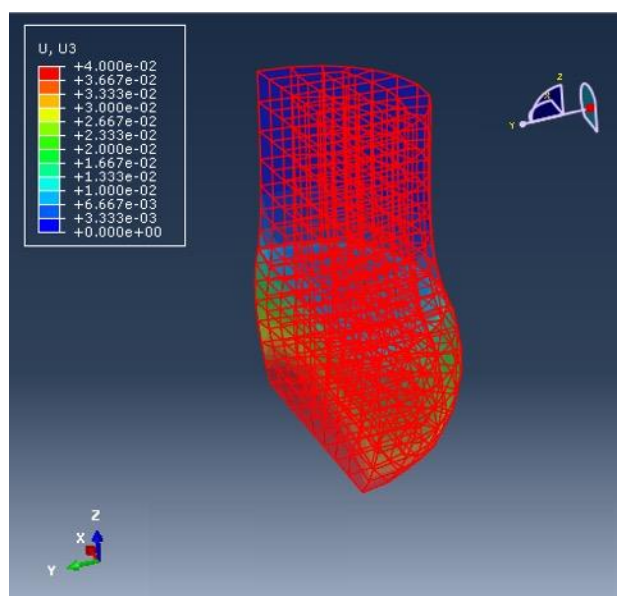
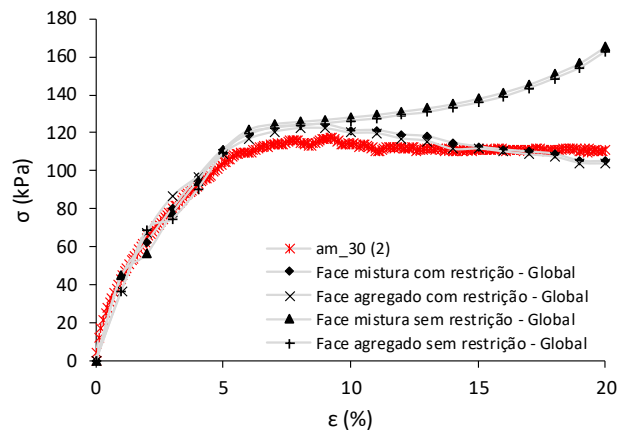


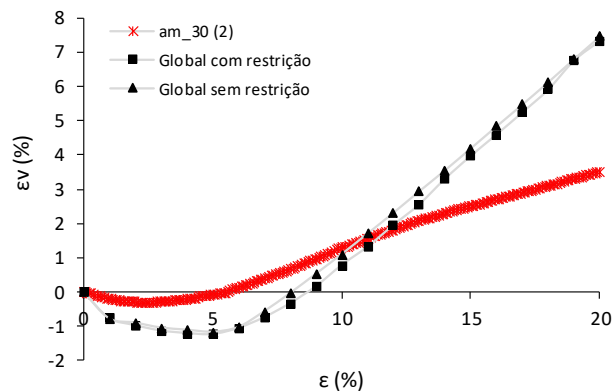
Figura 5.21 – Elementos finitos simétricos (deformação volumétrica global)

A Figura 5.22a apresenta os resultados da tensão-extensão global do modelo numérico com e sem restrição nos topos e os respectivos resultados do ensaio laboratorial. Os resultados mostram que não há uma diferença considerável entre os resultados considerados para diferentes faces do modelo numérico. Entretanto, há uma diferença a ser considerada na tensão global dos modelos numéricos com e sem restrição dos topos, a partir de aproximadamente 7% da extensão axial global, isto pode ser explicado devido a variação da deformação do material após a sua cedência.

A Figura 5.22b evidencia uma variação volumétrica muito próxima dos modelos com e sem restrição, sendo que uma maior variação do volume ocorreu próximo ao pico de resistência dos materiais. Dessa forma, para o diagrama de tensão-extensão axial global, pode-se inferir que não há uma diferença considerável na face a considerar nos resultados, porém os resultados dos diferentes modelos numéricos (com e sem restrição) são semelhantes antes do pico e distintos após este mesmo ponto.



(a)



(b)

Figura 5.22 – Diagramas de tensão-extensão global e deformação volumétrica-extensão global do modelo numérico de solos em camadas com e sem restrição nos topos e do ensaio laboratorial: (a) Diagrama da tensão em relação extensão axial global (b) Diagrama da deformação volumétrica global em relação a extensão global

▪ Diagrama global e local

A Figura 5.23 mostra os elementos finitos locais localizados próximos a interface. A Figura 5.24a compara a tensão-extensão global e local do modelo numérico. Dessa forma, pode-se inferir que a rigidez e a resistência de pico global estão situadas em um valor intermédio entre a rigidez e resistência de pico locais da interface de agregado e

mistura. A Figura 5.24b apresenta a deformação volumétrica global que possui valores intermediários quando comparados com as deformações volumétricas locais, isto acontece devido a inclusão dos elementos finitos de agregado e mistura no cálculo das deformações volumétricas globais, os quais possuíram uma menor e maior ordem de deformações volumétricas na simulação, respetivamente.

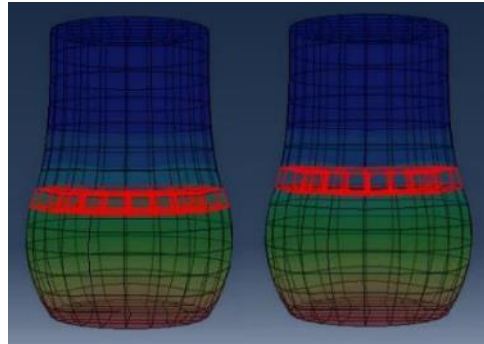
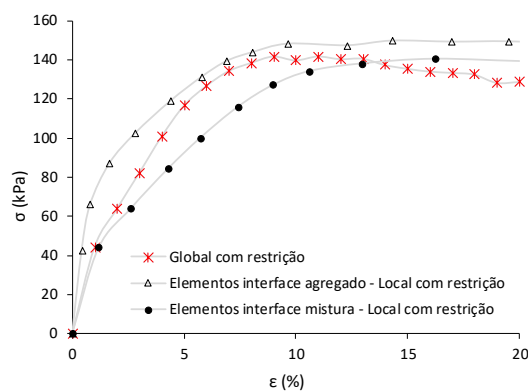
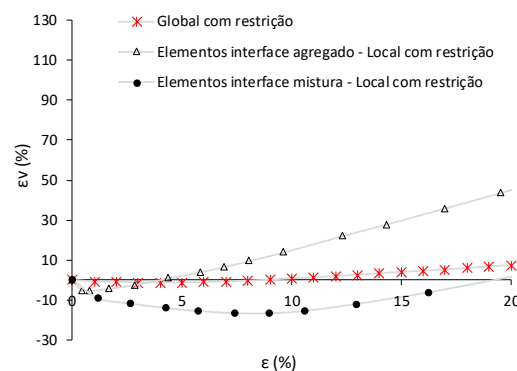


Figura 5.23 – Elementos finitos da interface de mistura (esquerda) e de agregado (direita) dos modelos numéricos com restrição nos topos



(a)



(b)

Figura 5.24 – Comparação entre a tensão-extensão global e local e deformação volumétrica-extensão global e local do modelo numérico de solos em camadas com restrição nos topos: (a) Diagrama da tensão global e tensão dos elementos na interface da mistura e agregado (local) em relação a extensão axial (b) Diagrama da deformação volumétrica global e local em relação a extensão axial

▪ Modelo numérico e laboratorial

Conforme destacado na subsecção 5.3.1, os modelos numéricos de ensaios triaxiais de solos em camadas dependem do tipo e propriedade do contacto a serem considerados entre as camadas homogéneas. No caso dos solos em camadas com reforço, a geogrelha foi embutida na camada de agregado e as mesmas condições de fronteira utilizada para os solos em camadas sem reforço foram consideradas daqui em diante, ver subsecção 3.6.4. A seguir as respostas dos modelos numéricos dos solos em camadas com camada fraca de mistura reforçados com geogrelhas de impressões 3D com diferentes materiais de impressão e abertura de 18 mm e suas respectivas comparações com os modelos físicos dos ensaios experimentais do Capítulo 4 desta tese.

As Figuras 5.25a e 5.25b ilustram o modelo numérico de solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura. Analogamente a subsecção 5.3.1, foi considerado na modelação um coeficiente de interação no contacto de 0,30 no contacto entre camadas homogéneas. Além disso, conforme a Figura 5.25a a magnitude dos deslocamentos axiais (U_3) apresentados foram muito maior na camada fraca de mistura quando comparados com a camada de agregado e geogrelha modelo. Em comparação com os solos em camadas sem reforço, a camada de agregado apresentou um menor deslizamento dos seus elementos na interface, isto pode ser explicado devido a inclusão do reforço na camada de agregado. A Figura 5.25b apresenta as extensões verdadeiras na direção axial (LE33) do modelo, as extensões máximas foram localizadas no centro da camada fraca e as extensões mínimas na camada de agregado, inclusão e na superfície da camada fraca.

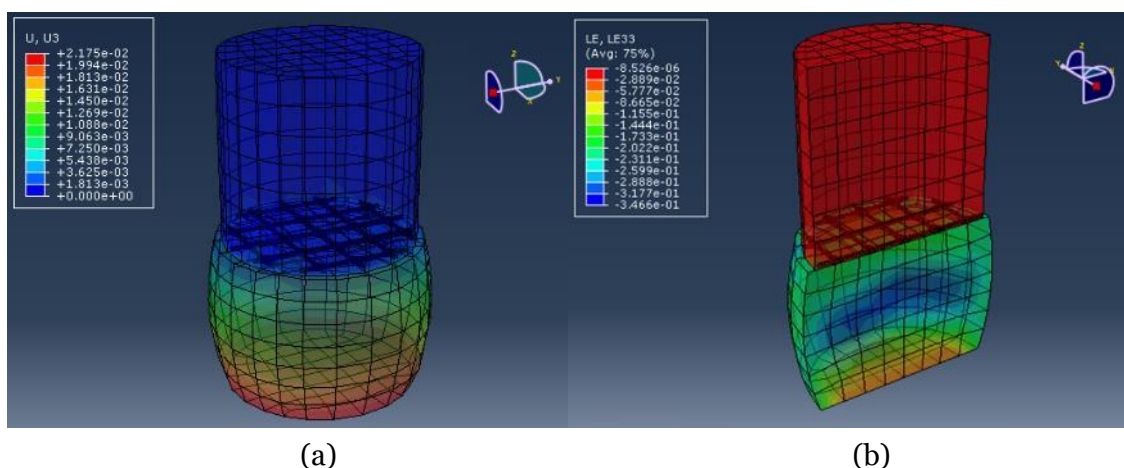


Figura 5.25 – Modelo constitutivo da interação de solos em camadas reforçadas com camada fraca de mistura: (a) Deslocamento axial (U_3) (b) Extensões verdadeiras axial (LE33)

A Figura 5.26 (a – d) apresenta os resultados da simulação numérica de solos em camadas com camada fraca de mistura e reforçado com geogrelha de mesma abertura e diferentes materiais de impressão 3D sob um carregamento axissimétrico. Os resultados da simulação numérica destacaram um semelhante comportamento dos modelos de solos em camadas com diferentes tipos de geogrelha. O comportamento volumétrico apresentado pelos modelos de solos em camadas com reforço foram muito semelhantes até 2% de deformação axial. A deformação volumétrica final dos solos em camadas com reforço foi muito próxima dos solos em camadas sem reforço. Além do comportamento volumétrico dos modelos numéricos apresentar um comportamento de dilatação não muito diferente do ensaio experimental.

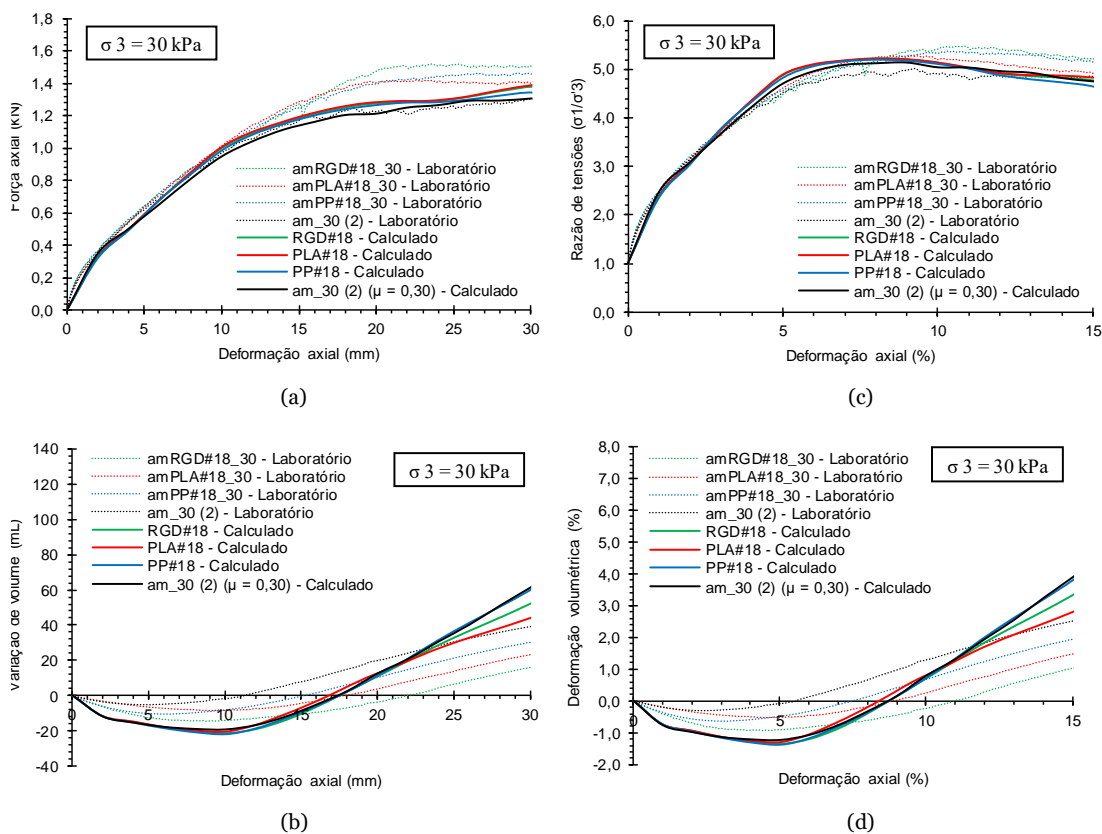


Figura 5.26 – Resultados da modelação numérica de solos em camadas com a camada fraca de mistura e reforçado com geogrelha de diferentes materiais de impressão 3D

A ordem de grandeza dos resultados do modelo numérico foram condizentes com os resultados encontrados nos ensaios triaxiais de laboratório até aproximadamente 8% de deformação axial. Os resultados laboratoriais e da modelação numérica com carregamento axissimétrico apresentaram que a inclusão da geogrelha nos solos em camadas reforçadas não aumentou consideravelmente a sua resposta mecânica em níveis de pequenas deformações, entretanto melhorou consideravelmente a estabilidade da

camada de agregado no nível da interface. A seguir serão apresentadas e discutidas as curvas de transferência de carga calculada no modelo numérico.

5.3.3 Transferência de carga na interface

Nesta subsecção são comparados os resultados das extensões locais nas geogrelhas das simulações numéricas e das geogrelhas com 18 mm de abertura (PLA, RGD e PP), utilizadas nos ensaios laboratoriais de solos em camada com camada fraca de mistura, as quais foram descritas na subsecção 5.1. Em seguida são apresentadas as curvas de transferência de carga que relacionam a força de tração mobilizadas nos modelos numéricos e a extensão local e global da geogrelha.

Devido aos diferentes níveis de tensões e deformações das partes do modelo (agregado, mistura e geogrelha), a melhor visualização das respostas das partes das geometrias foi realizada de maneira individual. Dessa forma, com o objetivo de analisar as extensões e comparar com as extensões das geogrelhas dos ensaios laboratoriais, a Figura 5.27 ilustra a posição dos elementos finitos considerados na média das extensões.

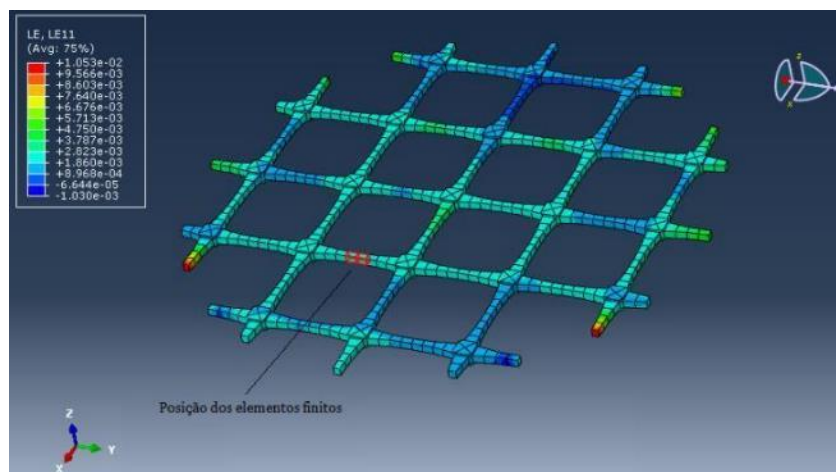


Figura 5.27 – Posição dos elementos finitos considerados na média das extensões do modelo numérico da geogrelha embutida na camada de agregado

Da mesma forma como foi apresentado na seção 5.1, as extensões nas junções foram muito menores que as extensões encontradas nas nervuras das geogrelhas. Os pontos vermelhos evidenciam uma maior extensão devido aos pontos de corte da geogrelha. A Figura 5.28 compara os resultados das extensões locais nas geogrelhas simuladas e ensaiadas no Capítulo 4. As deformações locais nos modelos numéricos foram similares até 6 e 2% de deformação axial dos modelos para o material RGD e PP, respectivamente. Entretanto, a resposta do modelo numérico com geogrelha de PLA não apresentou um

comportamento similar ao encontrado em laboratório. Os resultados evidenciaram que a ordem de grandeza das deformações locais do modelo numérico do reforço de RGD foram similares ao modelo laboratorial até deformações axiais próximas ao pico de resistência.

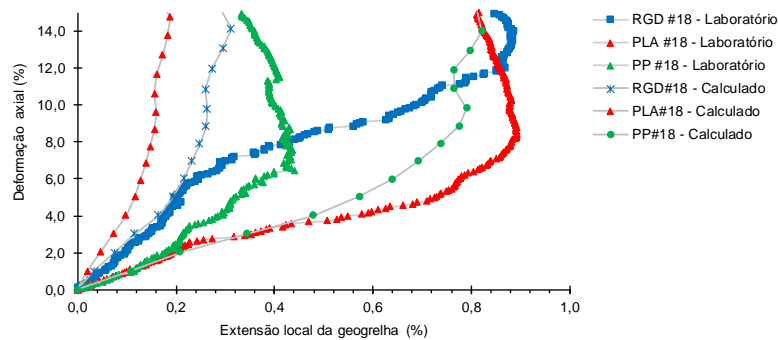
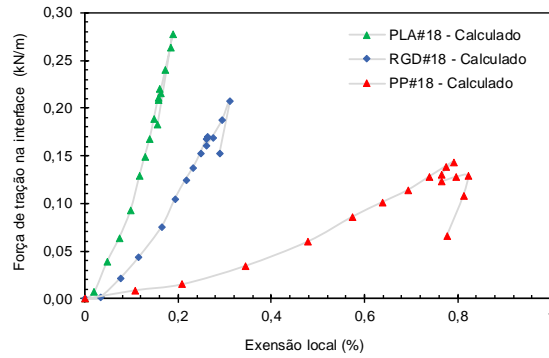


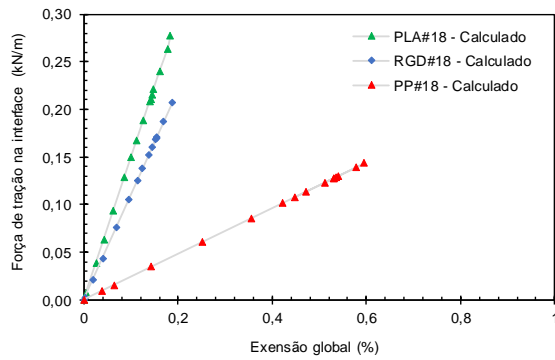
Figura 5.28 – Resultados das extensões locais nas geogrelhas das simulações numéricas e medidas em laboratório em relação a deformação axial da simulação e ensaio triaxial em solos em camadas com camada fraca de mistura

A Figura 5.29a apresenta uma relação entre a força de tração na interface em relação a extensão local da geogrelha. A relação da força de tração na interface com as extensões locais do modelo numérico não é linear. Dessa forma, pode-se notar que devido ao diferente tipo de transferência de carga entre os modelos laboratoriais e numéricos as deformações tangenciais ocasionadas nas geogrelhas resultam em diferentes valores para a extensão local medida. Nos modelos numéricos a geogrelha está embutida na camada de agregado e, portanto, devido a uma diferente condição de fronteira, os valores de saídas das extensões locais nos modelos numéricos difere dos valores dos modelos laboratoriais.

A Figura 5.29b apresenta uma relação entre a força de tração na interface e a extensão global da geogrelha, a qual foi obtida pelas simulações numéricas do ensaio de tração (secção 5.1). Da mesma forma como foi apresentada e discutida anteriormente na subseção 4.4.2 (Figura 4.30), esta abordagem considera que as extensões em todos os pontos da geogrelha são aproximadas, ou seja, considera que a geogrelha está submetida apenas ao esforço de tração.



(a)



(b)

Figura 5.29 – Força de tração na interface (kN/m) em relação a: (a) Extensão da geogrelha local (%) (b) Extensão da geogrelha global (%)

Neste capítulo, o estudo dos modelos numéricos de solos em camadas reforçadas sob carregamento axissimétrico que foram apresentados, os quais auxiliaram na avaliação dos resultados dos ensaios laboratoriais do Capítulo 4, de forma a facilitar o entendimento dos mecanismos que ocorrem na interação agregado-geogrelha-subleito. Em condições de compressão axissimétrica, onde o imbricamento domina a interação agregado-geogrelha, ou seja, devido à falta de movimento relativo significativo entre o agregado e a partícula de geogrelha, é mobilizada a resistência à tração da geogrelha.

Capítulo 6

Conclusões e considerações finais

O presente trabalho apresentou uma investigação sobre o comportamento de solos em camadas de agregado e subleito de solo fraco reforçado com geogrelha modelo na interface. O programa experimental conduzido nesta tese baseou-se na execução de ensaios triaxiais com baixa pressão de confinamento em amostras de solos em camadas reforçadas com geogrelha, os quais caracterizaram o comportamento da interface de uma estrada ou estrutura não pavimentada. Adicionalmente, foram feitas simulações numéricas de solos em camadas reforçadas e ensaiados com carregamento axissimétrico, estes modelos possibilitaram uma comparação e um melhor entendimento dos resultados encontrados em laboratório. A seguir são apresentadas as conclusões deste estudo e as considerações finais que foram baseadas em limitações observadas e propostas para futuros trabalhos nesta linha de pesquisa.

6.1 Conclusões

Fundamentado pela medição da força axial, deslocamento axial, variação de volume total da amostra e leituras das medições das extensões axiais dos extensómetros obtidos na campanha de ensaios triaxiais realizados no laboratório e dos resultados obtidos na modelação numérica, as seguintes conclusões puderam ser tomadas:

- As abordagens dos erros apresentados neste estudo permitiram aplicar a correção para as alterações na área da secção transversal da amostra e a correção que as alterações da membrana de borracha influenciaram na tensão resultante de solos em camadas. Os dados e o método apresentado neste estudo ofereceram diretrizes valiosas que conduziram a uma avaliação realista das principais correções de solos em camadas sob condições de carregamento axissimétrico;
- Os solos em camadas reforçadas em condições de carregamento axissimétrico apresentou o mecanismo de confinamento radial ao nível da interface. A camada fraca após a rotura apresentou uma superfície de cisalhamento e/ou abaulamento, enquanto que a camada de agregado apresentou menores deformações verticais e radiais, quando comparada a camada fraca. As amostras

ensaiadas de solos em camadas reforçadas apresentaram características mecânicas muito parecidas com os solos “homogêneos”. De um modo geral, o comportamento volumétrico dos solos em camadas reforçadas foi mais aproximado do comportamento volumétrico da camada fraca. Foi possível localizar na curva tensão-deformação os pontos onde começaram atuar a camada de agregado e de reforço. As correções aplicadas aos solos em camadas influenciaram na resposta mecânica, entretanto, ainda existe uma complexidade em transformar a variação de deslocamento medido em deformação axial dos solos em camadas;

- Os diferentes materiais de impressão 3D utilizados nas geogrelhas modelos permitiram avaliar a influência da rigidez da geogrelha no comportamento dos solos em camadas reforçadas sob condições de carregamento axissimétrico. Portanto foi possível concluir que a rigidez da geogrelha não é um fator determinante para o comportamento mecânico da interação agregado-geogrelha;
- A utilização da tecnologia de impressão 3D na fabricação de geogrelhas permitiu a fabricação de geogrelhas com tamanho de aberturas e dimensões das nervuras variáveis e um comportamento mecânico semelhante. O estudo experimental de solos em camadas reforçadas com subleito fraco, sob condições de carregamento axissimétrico, evidenciou um melhor comportamento mecânico da interação agregado-geogrelha para uma relação entre o tamanho de abertura da geogrelha e o diâmetro mediano das partículas de agregado (S_g/d_{50}) mais próximo de uma unidade. As propriedades físicas das geogrelha RGD foram responsáveis pela melhor compatibilidade de deformações das amostras de solos em camadas reforçadas com subleito fraco sob condições de carregamento axissimétrico;
- Os métodos empregados para os modelos constitutivos da interface permitiram uma homogeneização da rigidez dos solos em camadas que por sua vez foram considerados como material compósito. Dessa forma, esta abordagem aclarou a problemática da deformação axial dos solos em camadas;
- A força de tração mobilizada na interface, determinada a partir da curva de calibração do ensaio de tração na tira e geogrelha instrumentada, permitiu avaliar as curvas de transferência de carga observadas. A relação da força de tração mobilizada na interface com as extensões locais do modelo numérico não foi linear. Dessa forma, notou-se que devido aos diferentes tipos de condições de

fronteira na transferência de carga dos modelos laboratoriais e numéricos, as deformações tangenciais ocasionadas nas geogrelhas resultaram em diferentes valores para a extensão local. De um modo geral, os maiores valores da força de tração na interface foram mobilizadas nas geogrelhas com maior rigidez. Apesar de todos os ensaios terem sido realizados com o mesmo tipo de agregado, o estudo fornece novas e relevantes informações sobre a transferência de carga na interface agregado-geogrelha. Os resultados podem ser transferidos para aplicações específicas de estruturas geotécnicas reforçadas com geogrelhas se as limitações discutidas (secção 6.2) forem consideradas;

- A modelação numérica da interface solo-geogrelha e a comparação com os resultados dos ensaios laboratoriais permitiram um melhor entendimento dos mecanismos e comportamento mecânico da interface reforçada entre um solo forte e fraco. O estudo numérico ratificou que o aumento da rigidez da geogrelha não determina um comportamento mecânico muito melhor para diferentes níveis de deformação da interface. Além disso, as simulações numéricas mostraram uma boa correspondência com os ensaios, mas não para a extensão local prevista nas geogrelhas.

6.2 Considerações finais

Ao desenvolver um novo método de ensaio laboratorial em solos “não coesivos” em camadas e reforçados com geogrelhas sob condições de carregamento axissimétrico, sempre existirão melhorias e ajustes a serem feitos. A experiência acumulada com a preparação das amostras e operação do equipamento na execução dos ensaios fornecem novas ideias para que os procedimentos sejam mais eficientes. Portanto, para um maior entendimento dos mecanismos de solos em camadas reforçadas sob condições de carregamento axissimétrico, algumas sugestões para futuros trabalhos no sentido de melhorias e novas análises podem ser feitas:

- A principal sugestão é que o método de ensaio seja amplamente utilizado na execução de ensaios de solos em camadas reforçadas sob condições de carregamento axissimétrico, considerando solos não coesivos de diferentes características físicas e comportamentos mecânicos, além de aplicações em diferentes áreas da Geotecnia. Futuramente, também pode ser estudada a possibilidade da realização de ensaios de solos em camadas coesivos e/ou não saturados. Entretanto, devido à complexidade em transformar o deslocamento

axial medido nos ensaios triaxiais em deformação axial dos solos em camadas, esta problemática segue como o principal desafio a ser resolvido;

- Avaliar diferentes camadas “homogêneas” fracas (em solos em camadas reforçadas) com diferentes comportamentos mecânicos, a fim de estabelecer um entendimento dos diferentes níveis de comportamento mecânico das camadas “homogêneas”, que limitam a rigidez do reforço em solos em camadas para diferentes níveis de deformação da interface;
- Aumentar a escala do modelo, como por exemplo, utilizar um equipamento de ensaio triaxial de grande porte e utilizar extensômetros em diferentes pontos das geogrelhas, a fim de avaliar a força de tração na interface global. Entretanto, neste estudo devido à limitação do tamanho do orifício para a passagem dos fios, apenas foi utilizado um extensômetro. Com o intuito de se obter uma média das extensões locais da geogrelha, recomenda-se, futuramente, colocar dois extensômetros, um na face superior e outro na face inferior da nervura de cada ponto a ser medido;
- Expandir este estudo experimental para avaliar a interação solo-geogrelha, com a utilização de geogrelhas impressas em 3D. Com o objetivo de controlar o comportamento mecânico e alterar a forma das aberturas das geogrelhas, considerando a relação otimizada S_g/d_{50} próximo de uma unidade;
- Desenvolver ensaios triaxiais em amostras de solos em camadas reforçadas com carregamentos cíclicos, os quais dão uma boa simulação das tensões que resultam das cargas de tráfego que agem, por exemplo, em estradas não pavimentadas e plataformas de trabalho;
- Controlar a variação de diâmetro de amostra de solos em camadas em diferentes pontos durante o ensaio e a variação de volume das diferentes camadas de solos, como por exemplo, pode ser aplicada a técnica de fotogrametria digital nas imagens das amostras durante o ensaio ou a instrumentação com LVDT para a medição do deslocamento radial da amostra;
- Em relação ao estudo da modelação numérica de solos em camadas, não foram abordados diferentes tipos de contactos entre as geogrelhas e a camada de agregado. As geometrias das geogrelhas em todos os modelos foram

consideradas como partes embutidas na camada de agregado. Portanto, é sugerido como proposta para futuros trabalhos a implementação de um modelo numérico de interface em solos em camadas reforçadas, sob condições de carregamento axissimétrico, que preveja as deformações tangenciais que são mobilizadas ao nível da interface.

Referências bibliográficas

- Abramento, M., 1993. Analysis and Measurement of Stresses in Planar Soil Reinforcements. Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, USA, 288 pp.
- Abu-Farsakh, M., Souci, G., Voyiadjis, G. Z., Chen, Q., 2012. Evaluation of factors affecting the performance of geogrid-reinforced granular base material using repeated load triaxial tests. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 24(1), 72–83.
- Alfaro, M. C., Hayashi, H., Miura, N., Watanabe, K., 1995a. Pullout interaction mechanism of geogrid strip reinforcement. *Geosynthetics International*, 2 (4), 679–698.
- Alfaro, M.C., Miura, N., Bergado, D.T., 1995b. Soil–geogrid reinforcement interaction by pullout and direct shear tests. *Geotechnical Testing Journal* 18, 157–167.
- Alfaro, M. C., Pathak, Y. P., 2005. Dilatant stresses at the interface of granular fills and geogrid strip reinforcements. *Geosynthetics International*, 12 (5), 239–252.
- Arthur J. R. F., Menzies B. K., 1972. Inherent anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 22 (1), 115–128.
- Arthur, J.R.F., Phillips, A.B., 1975. Homogeneous and layered sand in triaxial compression, *Géotechnique*, 25 (4), 799–815.
- ASTM D-2487, 2017. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM D-2850, 2015. Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- Atkinson, J. H., 1975. Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London clay. *Géotechnique*, 25(2), 357–374.

- Balakrishnan, S.; Viswanadham, B.V.S., 2016. Performance evaluation of geogrid reinforced soil walls with marginal backfills through centrifuge model tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 44(1), 95-108.
- Balakrishnan, S., Viswanadham, B. V. S., 2017. Evaluation of tensile load-strain characteristics of geogrids through in-soil tensile tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(1), 35-44
- Balakrishnan, S.; Viswanadham, B.V.S., 2019. Centrifuge model studies on the performance of soil walls reinforced with sand-cushioned geogrid layers. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(6), 803-814.
- Barden, L., 1963. Stresses and displacements in a cross-anisotropic soil, *Géotechnique*, 13 (3), 198-210.
- Bathurst R.J., Karpurapu R., 1993. Large-scale triaxial compression testing of geocell-reinforced granular soils, *Geotechnical Testing Journal* 16 (3), 296-303.
- Bergado, D.T., Chai, J.C., 1994. Pullout force-displacement relationship of extensible grid reinforcement. *Geotextiles and Geomembranes* 13 (5), 295-316.
- Bishop, A. W., Green, G. E. 1965. The Influence of End Restraint on the Compression Strength of a Cohesionless Soil. *Géotechnique*, 15(3), 243-266.
- Bishop, A.W., Henkel, D. J., 1957. *The Measurement of Soil Properties in the Triaxial Test*, Edward Arnold (Publishers) Ltd., London, 190p.
- Bilvet, J.C., Matichard, Y., Delmas, P.H, Garnier, J., 1986. Model test in a centrifuge of wall reinforced with geotextile. *Proceedings of Third International Conference on Geotextiles*, Vol. 4, Vienna, Austria, pp. 1219-1224.
- Bhandari, A., Han, J., 2010. Investigation of geotextile-soil interaction under a cyclic vertical load using the discrete element method. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), 33-43.

- Boyle, S.R., Gallagher, M., Holtz, R.D., 1996. Influence of strain rate, specimen length and confinement on measured geotextile properties. *Geosynthetic International* 3 (2), 205–225.
- Brown S.F., Kwan J., Thom N.H., 2007. Identifying the key parameters that influence geogrid reinforcement of railway ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, 25 (6), 326–335.
- Byun, Y.-H., Tutumluer, E., 2019. Local stiffness characteristic of geogrid-stabilized aggregate in relation to accumulated permanent deformation behavior. *Geotextiles and Geomembranes*, 47 (3) 402–407.
- Byun, Y. H., Tutumluer, E., Feng, B., Kim, J. H., Wayne, M. H., 2019. Horizontal stiffness evaluation of geogrid-stabilized aggregate using shear wave transducers. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), 177–186.
- Cardile, G., Giofrè, D., Moraci, N., Calvarano, L. S., 2017. Modelling interference between the geogrid bearing members under pullout loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(3), 169–177.
- Cardile G., Pisano M., Moraci N., 2019. The influence of a cyclic loading history on soil-geogrid interaction under pullout condition. *Geotextiles and Geomembranes*, 47 (4), 552–565.
- Carlos, D. M., 2016. Experimental and Numerical Analysis of Behavior of Geosynthetic Reinforced Soil Structures: Granular *versus* Fine Soil. Ph.D thesis, University of Aveiro, 348p. (in Portuguese).
- Cislaghi A., Sala P., Borgonovo G., Gandolfi C., Bischetti G.B., 2021. Towards more sustainable materials for geo-environmental engineering: The case of geogrids. *Sustainability*, 13(5) 2585.
- Chang, J.C., Hannon, J.B., Forsyth, R.A., 1977. Pullout resistance and interaction of earthwork reinforcement and soil. *Transportation Research Record* 640. National Research Council, Washington, DC, pp. 1–7.

- Chen, R.-H., Huang, Y.-W., Huang, F.-C., 2013. Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression. *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 35–44.
- Chen, Q., Hanandeh, S., Abu-Farsakh, M., Mohammad, L. 2018. Performance evaluation of full-scale geosynthetic reinforced flexible pavement. *Geosynthetics International*, 25(1), 26–36.
- Chen, X., Zhang, J., Li, Z., 2014. Shear behaviour of a geogrid-reinforced coarse-grained soil based on large-scale triaxial tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(4), 312–328.
- Collins, H.J., C.A. Hart., 1936. *Principles of Road Engineering*, Edward Arnold Publishers, Ltd., London.
- Cuelho E. V., Perkins, S.W., 2016. Geosynthetic subgrade stabilization – field testing and design method calibration. *Transportation Geotechnics*, 10, 22 – 34.
- Derksen J., Ziegler M., Fuentes R., 2021. Geogrid-soil interaction: A new conceptual model and testing apparatus. *Geotextiles and Geomembranes*, 49 (5), 1383 – 1406.
- Derksen, J., Fuentes, R., Ziegler, M., 2022. Geogrid-soil interaction: experimental analysis of factors influencing load transfer. *Geosynthetics International* (in press).
- Duncan, J.M., Chang, C.Y., 1970. Nonlinear analysis of stress and strain in soil, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 96, 1629-1653.
- Duncan, J. M., Byrne, P., Wong, K. S., Mabry, P., 1980. Strength, stress-strain, and bulk modulus parameters for finite element analyses of stresses and movements in soil masses, Report No. UCB/GT/80-01, University of California, College of Engineering, Berkeley, CA, USA.
- Dyer, M.R., 1985. Observations of the Stress Distribution in Crushed Glass with Applications to Soil Reinforcement. Ph.D. Thesis. Magdalene College. University of Oxford, p. 220. Michaelmas Term.

- Fannin, R.J., Raju, D.M., 1993. Large-scale pull-out test results on geosynthetics. Proceedings of Geosynthetics '93 Conference, vol. 2. Vancouver, Canada. pp. 633–643.
- Fannin, R. J., Sigurdsson, O. 1996. Field Observations on Stabilization of Unpaved Roads with Geosynthetics. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(7), 544–553.
- Farrag, K., Acar, Y.B., Juran, I., 1993. Pull-out resistance of geogrid reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes*, 12 (2), 133–159.
- Ferreira F. B., Vieira C. S., Lopes M. L., Ferreira P. G., 2020. HDPE geogrid-residual soil interaction under monotonic and cyclic pullout loading. *Geosynthetics International*, 27(1), 79–96.
- Fowmes, G. J., Dixon, N., Fu, L., Zaharescu, C. A., 2017. Rapid prototyping of geosynthetic interfaces: Investigation of peak strength using direct shear tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(6), 674–687.
- Fukushima S., Tatsuoka F., 1984. Strength and deformation characteristics of saturated sand at extremely low pressures. *Soils and Foundations*, 24 (4), 30–48.
- Gao G., Meguid M.A., 2018. Effect of particle shape on the response of geogrid-reinforced systems: insights from 3d discrete element analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 46 (6), 685–698.
- Gazetas, G. (1981). Strip foundations on a cross-anisotropic soil layer subjected to dynamic loading. *Géotechnique*, 31(2), 161–179.
- Gibson, R. E., 1974. The analytical method in soil mechanics. *Géotechnique*, 24(2) 115–140.
- Gillette, H.P., 1906. *Economics of Road Construction*, The Engineering News Publishing Co., New York.
- Giroud, J. P., Ah-Line, C., Bonaparte, R., 1984. Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids. Proceedings of the Conference on Polymer Grid Reinforcement. Thomas Telford Limited, London, UK, 116–127.

- Giroud J. P., Han J., 2004a. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. I. Development of design method. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (8), 775–786.
- Giroud J. P., Han J., 2004b. Design method for geogrid-reinforced unpaved roads. II. Development of design method. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130 (8), 787–797.
- Giroud, J. P., Noiray L., 1981. Geotextile-Reinforced Unpaved Road Design. *Proceedings ASCE, Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 107(GT9) 1233–1254.
- Gomes, R.C., 1993. Soil–Reinforcement Interaction and Failure Mechanisms in Geotextile Reinforced Soils. Ph.D. thesis, University of Sao Paulo, Sao Carlos School of Engineering, Brazil, 294 pp (in Portuguese).
- Goodarzi, S., Shahnazari, H., 2019. Strength enhancement of geotextile-reinforced carbonate sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 47(2), 128–139.
- Góngora, I. A. G., Palmeira, E. M., 2012. Influence of fill and geogrid characteristics on the performance of unpaved roads on weak subgrades. *Geosynthetics International*, 19(2), 191–199.
- Guo, P., Stolle, D.F.E., 2017. A physically meaningful homogenization approach to determine equivalent elastic properties of layered soil, *Canadian Geotechnical Journal*, 55 (3), 303–311.
- Goto, S., Tatsuoka, F., 1988. Effects of End Conditions on Triaxial Compressive Strength for Cohesionless Soil, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 692–705.
- Gourc, J.P., Villard, P., Matichard, Y., 1992. Pull-out behaviour of reinforcements - centrifuge tests and theoretical validations. *Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement Practice*, Vol. 1, Fukuoka, Japan, pp. 73–78.

- Greenwood, J. H., Curson, A. 2012. Life prediction of the oxidation of geogrids by three different methods. *Geotextiles and Geomembranes*, 34, 93–99.
- Gurung, N., 2001. 1-D analytical solution for extensible and inextensible soil/rock reinforcement in pull-out tests. *Geotextiles and Geomembranes* 19 (4), 195–212.
- Gurung, N., Iwao, Y., 1999. Comparative model study of geosynthetic pull-out response. *Geosynthetics International* 6 (1), 53–68.
- Haeri, S., Noorzad, R., Oskoorouchi, A., 2000. Effect of geotextile reinforcement on the mechanical behavior of sand. *Geotextiles and Geomembranes*, 18(6), 385–402.
- Han, B., Ling, J., Shu, X., Song, W., Boudreau, R. L., Hu, W., Huang, B., 2019. Quantifying the effects of geogrid reinforcement in unbound granular base. *Geotextiles and Geomembranes*, 47 (3), 369–376.
- Hanley, K. J., Huang, X., O'Sullivan, C., 2018. Energy dissipation in soil samples during drained triaxial shearing. *Géotechnique*, 68(5), 421–433.
- Hansen J. B., 1963. Discussion of 'Hyperbolic stress–strain response: cohesive soils' by R. L. Kondner. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89 (4), 241–242.
- Hayashi, S., Shahu, J. T., Watanabe, K., 1999. Changes in interface stresses during pullout tests on geogrid strip reinforcement. *Geotechnical Testing Journal*, 32, 32–38.
- Helwany, S.M.B., Shih, S., 1998. Creep and stress relaxation of geotextile-reinforced soils. *Geosynthetics International*, 5 (4), 425–434.
- Henkel, D. J., Gilbert, G. D., 1952. The Effect Measured of the Rubber Membrane on the Triaxial Compression Strength of Clay Samples. *Géotechnique*, 3(1), 20–29.
- Hong, Y.-S., Wu, C.-S., 2013. The performance of a sand column internally reinforced with horizontal reinforcement layers. *Geotextiles and Geomembranes*, 41, 36–49.

- Hou, J., Zhang, M.X., Zhou, H., Javadi, A.A., Peng, M.Y., 2011. Experiment and analysis of strength behavior of soil reinforced with horizontal-vertical inclusions. *Geosynthetics International*, 18 (4), 150–158.
- ISO 17892-9. Geotechnical investigation and testing — Laboratory testing of soil — Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water saturated soils.
- Jackson, A.M.R., Craig, W.H., 1998. Modeling vertical geosynthetic reinforcement of soil slopes. *Proceedings of Centrifuge '98 Conference*, Tokyo Japan, pp. 753–759.
- Jacobs, F., Ruiken, A., Ziegler, M., 2012. Experimental investigation of geogrid reinforced soil under plane strain conditions. In: *Proc. 5th Asian Regional Conference on Geosynthetics*, Bangkok, Thailand, pp. 823–829.
- Jacoby P., 2008. The Use of Beta Nucleation to Improve the Properties and Lower the Cost of Polypropylene Geogrids. In: Li G., Chen Y., Tang X. (Eds.), *Geosynthetics in Civil and Environmental Engineering*. Springer, Berlin, Heidelberg, pp. 74–77.
- Janbu N., 1963. Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial test. *Proceedings of the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Wiesbaden, Vol. 1, pp. 19–25.
- Jewell R. A., 1996. *Soil Reinforcement with Geotextiles*, Construction Industry Research and Information Association, London, UK, pp. 315.
- Jewell, R. A., Milligan, G. W. E., Sarsby, R. W., Dubois, D., 1984. Interaction between soil and geogrids. *Proceedings of the Symposium on Polymer Grid reinforcement in Civil Engineering*, London, pp. 18–30.
- Ketchart, K., Wu, J.T.H., 2002. A modified soil-geosynthetic interactive performance test for evaluating deformation behavior of GRS structures. *Geotechnical Testing Journal*, 25 (4), 405–413.
- Khedkar, M.S., Mandal, J.N., 2009. Pullout behaviour of cellular reinforcements. *Geotextiles and Geomembranes* 27, 262–271.

- Kim, H.-K., Santamarina, J. C., 2008. Sand–rubber mixtures (large rubber chips). *Canadian Geotechnical Journal*, 45(10), 1457–1466.
- Kim, M. K., Lade, P. V., 1988. Single hardening constitutive model for frictional materials. *Computers and Geotechnics*, 5(4), 307–324
- Koerner, R. M., 2005. *Designing with Geosynthetics*, 5th Edition, 796p.
- Kokkalis, A., Papacharisis, N., 1989. A simple laboratory method to estimate the in soil behaviour of geotextiles. *Geotextiles and Geomembranes*, 8 (2), 147–157.
- Kondner R. L., 1963. Hyperbolic stress–strain response: cohesive soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 89 (1), 115–143.
- Kondner R. L., Zelasko j. S., 1963. A Hyperbolic Stress–Strain Formulation of Sands. *Proceedings of the 2nd Pan- American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Sao Paulo, Vol. 1, 289–324.
- Kongkitkul, W., Hirakawa, D., Tatsuoka, F., Kanemaru, T., 2007. Effects of geosynthetic reinforcement type on the strength and stiffness of reinforced sand in plane strain compression. *Soils and Foundations*, 47 (6), 1109–1122.
- La Rochelle, P., Leroueu, S., Trak, B., Blais-Leroux, L., Tavenas, R., 1988. Observational Approach to Membrane and Area Corrections in Triaxial Tests, *Advanced Triaxial Testing of Soil and Rock*, ASTM STP 977, Robert T. Donaghe, Ronald C. Chaney, and Marshall L. Silver, Eds., American Society for Testing and Materials, Philadelphia, pp. 715–731.
- Lade, P.V., 2005. Overview of Constitutive Models for Soils, *Soil Constitutive Models: Evaluation, Selection and Calibration*. ASCE Geotechnical Special Publication No. 128, 1–34.
- Lade, P. V., Kim, M. K., 1988a. Single hardening constitutive model for frictional materials II. Yield criterion and plastic work contours. *Computers and Geotechnics*, 6(1), 13–29.

- Lade, P. V., Kim, M. K., 1988b. Single hardening constitutive model for frictional materials III. Comparisons with experimental data. *Computers and Geotechnics*, 6(1), 31–47.
- Larson. D.C., 1992. A Laboratory Investigation of Load-Transfer in Reinforced Soil, Ph.D. thesis, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.
- Lawton, E. C., Khire, M. V., Fox, N. S., 1993. Reinforcement of soils by multioriented geosynthetic inclusions. *Journal of Geotechnical Engineering*, 119(2), 257–275.
- Leshchinsky, B., Berg, R., Liew, W., Kawakami-Selin, M., Moore, J., Brown, S.,... Wayne, M. 2020. Characterization of geogrid mechanical and chemical properties from a thirty-six year old mechanically-stabilized earth wall. *Geotextiles and Geomembranes*, 48 (6), 793–801.
- Li, Yu Liu., Wang, Mei-Ru., Ding, En-Rong., 1991. Centrifuge tests of mechanism of geotextile reinforced soft foundation under breakwater. *Proceedings of Centrifuge '91 Conference, USA*, pp. 319–324.
- Lin, Y.L., Zhang, M.X., Javadi, A.A., Lu, Y., Zhang, S.L., 2013. Experimental and dem simulation of sandy soil reinforced with H–V inclusions in plane strain tests. *Geosynthetics International*, 20 (3), 161–173.
- Ling, H.I., Wu, J.T.H., Tatsuoka, F., 1992. Short-term strength deformation characteristics of geotextiles under typical operational conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 11 (2), 185–219.
- Liu, C.-N., Ho, Y.-H., Huang, J.-W., 2009. Large scale direct shear tests of soil/PET-yarn geogrid interfaces. *Geotextiles and Geomembranes*, 27(1), 19–30.
- Liu C.-N., Yang K.-H., Nguyen M. D., 2014. Behavior of geogrid–reinforced sand and effect of reinforcement anchorage in large-scale plane strain compression, *Geotextiles and Geomembranes*, 42 (5), 479–493.
- LNEC E198, 1967. Solos: Determinação do CBR, LNEC, Portugal.

- Lopes, M. J., Lopes, M. L., 2000. Soil-Geosynthetic Interaction – Influence of Soil Particle Size and Geosynthetic Structure. *Geosynthetics international*, 6 (4), 261–282.
- Lopes, M. L., Ladeira, M., 1996a. Influence of the confinement, soil density and displacement rate on soil-geogrid interaction. *Geotextiles and Geomembranes*, 14 (10) 543–554.
- Lopes, M. L., Ladeira, M., 1996b. Role of specimen geometry, soil height and sleeve length on the pull-out behaviour of geogrids. *Geosynthetics International*, 3 (6), 701–719.
- Love, J.P., Burd, H.J., Milligan, G.W.E., Houlsby, G.T., 1987. Analytical and model studies of reinforcement of layer of granular fill on a soft clay subgrade. *Canadian Geotechnical Journal* 24, 611–622.
- Madhav, M.R., Gurung, N., Iwao, Y., 1998. A theoretical model for the pull-out response of geosynthetic reinforcement. *Geosynthetics International* 5 (4), 399–424.
- Maghool, F., Arulrajah, A., Mirzababaei, M., Suksiripattanapong, C., Horpibulsuk, S., 2020. Interface shear strength properties of geogrid-reinforced steel slags using a large-scale direct shear testing apparatus. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(5), 625–633.
- Mahmud, M.B., Zimme, T.F., 1997. Innovative and rapidly installed mechanically stabilized earth systems for highway embankments-model studies. *Transportation and Research Record* 1582, 1–7.
- Malandraki, V., Toll, D., 2000. Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil. *Géotechnique*, 50(2), 141 – 151.
- Manohar D. R., Anbazhagan P., 2021. Shear strength characteristics of geosynthetic reinforced rubber-sand mixtures . *Geotextiles and Geomembranes*, 49(4), 910 – 920.

- Matsui, T., San, K.C., Nabesahirna, Y., Arnii, U.N., 1996. Bearing mechanism of steel reinforcement in pull-out test. In: Proceedings of the International Symposium: Earth Reinforcement, Fukuoka, Kyushu, Japan. Balkema Publisher, pp. 101–105.
- McGown, A., Andrawes, K.Z., Kabir, M.H., 1982. Load-extension testing of geotextiles onfined in soil. In: 2nd International Conference on Geotextiles, Las Vegas, USA, vol 3, pp. 793–798.
- McDowell, G. R., Harireche, O., Konietzky, H., Brown, S. F., Thom, N. H., 2006. Discrete element modelling of geogrid-reinforced aggregates. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering, 159(1), 35–48.
- Mendes, M.J.A., Palmeira, E.M., Matheus, E., 2007. Some factors affecting the in-soil load–strain behaviour of virgin and damaged nonwoven geotextiles. Geosynthetics International, 14 (1), 39–50.
- Milligan, G. W. E., Jewell, R. A., Houlsby, G. T., and Burd, H. J., 1989. A New Approach to the Design of Unpaved Roads—Part I. Ground Engineering, 22(3) 25–29.
- Milligan, G.W.E., Earl, R.F., Bush, D.I., 1990. Observations of photo-elastic pullout tests on geotextiles and geogrids. In: 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, pp. 747-751.
- Mitchell, J.K., Jaber, M., Shen C. K., Hua, Z.K., 1988. Behaviour of reinforced soil walls in centrifuge model tests. Proceedings of Centrifuge '88 Conference, France, pp. 259–271.
- Moghaddas-Nejad, F., Small, J.C., 1996. Effect of geogrid reinforcement in model track tests on pavements. Journal of Transportation Engineering, ASCE 122 (6), 411–480.
- Moraci, N., Romano, G., Montanelli, F., 2004. Factors affecting the interface apparent coefficient of friction mobilised in pullout condition. Third European Geosynthetics Conference, vol. 1, Monaco, pp. 313–318.
- Moraci N., Cardile G., 2009. Influence of cyclic tensile loading on pullout resistance of geogrids embedded in a compacted granular soil. Geotextiles and Geomembranes 27 (6), 475–487.

- Moraci N., Cardile G., 2012. Deformative behaviour of different geogrids embedded in a granular soil under monotonic and cyclic pullout loads. *Geotextiles and Geomembranes*, 32, 104-110.
- Moraci, N., Gioffrè, D., 2006. A simple method to evaluate the pullout resistance of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24. (2), 116–128.
- Moraci, N., Recalcati, P., 2006. Factors affecting the pullout behaviour of extruded geogrids embedded in a compacted granular soil. *Geotextiles and Geomembranes*, 24 (4), 220–242.
- Naeini, S. A., Gholampoor, N., 2014. Cyclic behaviour of dry silty sand reinforced with a geotextile. *Geotextiles and Geomembranes*, 42(6), 611–619.
- Nair, A. M., Latha, G. M., 2015. Large Horizontal stiffness evaluation of geogrid-stabilized aggregate using shear wave transducers diameter triaxial tests on geosynthetic-reinforced granular subbases. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 27(4), 04014148 (1–8).
- Nguyen, M.D., Yang, K.H., Lee, S.H., Wu, C.S., Tsai, M.H., 2013. Behavior of nonwoven geotextile-reinforced soil and mobilization of reinforcement strain under triaxial compression. *Geosynthetics International*, 20 (3), 207–225.
- Nikbakht, M., Diederich, R. 2006. National European specifications and the energy concept. *Proceedings of Eight International Conference on Geosynthetics*, Rotterdam, Netherlands, Vol. 1 pp. 1529–1534.
- Noorzad, R., Mirmoradi, S. H., 2010. Laboratory evaluation of the behavior of a geotextile reinforced clay. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(4), 386–392.
- NP EN ISO 10318-1, 2015. Geossintéticos; Parte 1: Termos e definições. Instituto Português da Qualidade, Portugal.
- NP EN ISO 10319, 2015. Geotêxteis; Ensaio de tração em tiras largas. Instituto Português da Qualidade, Portugal.

- Ochiai, H., Hayashi, S., Otani, J., Hirai, T., 1992. Evaluation of pull-out resistance of geogrid reinforced soils. Proceedings of the International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Kyushu, Japan, 141–146.
- Ovesen, N.K., 1984. Centrifuge tests of embankments reinforced with geotextiles on soft clay. Proceedings of International Symposium on Geotechnical Centrifuge Model Testing, Tokyo, Japan, pp. 14–23.
- Palmeira, E.M., 1987. The Study of Soil–Reinforcement Interaction by Means of Large-Scale Laboratory Tests. Ph.D. thesis, University of Oxford, UK, 238 pp.
- Palmeira, E. M., 2004. Bearing force mobilisation in pull-out tests on geogrids. *Geotextiles and Geomembranes*, 22 (6) 481–509.
- Palmeira, E. M., 2009. Soil–geosynthetic interaction: Modelling and analysis. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (5) 368–390.
- Palmeira, E.M., Milligan, G.W.E., 1989. Scale and other factors affecting the results of pull-out tests of grids buried in sand. *Géotechnique* 39 (3), 511–524.
- Palmeira, E.M., Tupa, N., Gomes, R.C., 1996. In-soil tensile behaviour of geotextiles confined by fine soils. In: International Symposium on Earth Reinforcement, IS Kyushu-96, Fukuoka, Japan, vol. 1, pp. 129–132.
- Peng, F.L., Kotake, N., Tatsuoka, F., Hirakawa, D., Tanaka, T., 2000. Plane strain compression behaviour of geogrid-reinforced sand and its numerical analysis. *Soils and Foundations*, 40 (3), 55–74.
- Perkins, S. W., 1999. Geosynthetic Reinforcement of Flexible Pavements: Laboratory Based Pavement Test Sections. Final Rep., FHWA/ MT-99-001/8138, 140 pp.
- Perkins, S.W., 2001. Numerical Modelling of Geosynthetic Reinforced Flexible Pavements. Report No. FHWA/MT-01-003/99160-2, Federal Highway Administration, USA, 97 pp.
- Pinto, M.I.M., Cousens, T.W., 1999. Modelling a geotextile-reinforced brick-faced soil retaining wall. *Geosynthetics International* 6 (5), 417–447.

- PLAXIS, 2019. Plaxis CONNECT Edition Version 20, Material Models Manual. Delft, Netherlands.
- Porbaha, A., Goodings, D.J., 1994. Geotextile reinforced cohesive slopes on weak foundations. Proceedings of Centrifuge '94 Conference, Singapore, pp. 623–628.
- Potts D.M., Zdravković L., 1999. Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering: Theory, Thomas Telford.
- Poulos, H. G., Davis, E. H., 1974. Elastic solutions for soil and rock mechanics, J. Wiley & Sons Inc., New York, NY, USA.
- Pradhan, T.B.S., Shiwakoti, D.R., Imai, G., 1996. Effect of normal pressure and width of geosynthetic horizontal drain in pullout behaviour using saturated clay. Proc. of the International Symposium on Earth Reinforcement, Kyushu, Japan, pp. 133–138.
- Qian, Y., Mishra, D., Tutumluer, E., Kazmee, H. A., 2015. Characterization of geogrid reinforced ballast behavior at different levels of degradation through triaxial shear strength test and discrete element modeling. *Geotextiles and Geomembranes*, 43(5), 393–402.
- Raju, D. M., Fannin, R. J., 1998. Load-strain-displacement response of geosynthetics in monotonic and cyclic pullout. *Canadian Geotechnical Journal*, 35 (2), 183–193.
- Razzazan, S., Keshavarz, A., Mosallanezhad, M., 2019. Large-scale pullout testing and numerical evaluation of u-shape polymeric straps. *Geosynthetics International*, 26 (3), 237–250.
- Research CNT of Roads 23^a Eds., 2019. Available in: <<http://www.pesquisarodovias.cnt.org.br/>>. Access in 20th July. 2020 (in Portuguese).
- Russell, A. R., 2011. A compression line for soils with evolving particle and pore size distributions due to particle crushing. *Géotechnique Letters*, 1, 5–9.

- Sadeghi, J., Tolou Kian, A. R., Ghiasinejad, H., Fallah Moqaddam, M., & Motevalli, S. (2020). Effectiveness of geogrid reinforcement in improvement of mechanical behavior of sand-contaminated ballast. *Geotextiles and Geomembranes*, 48(6), 768–779.
- Salamon M. D. G., 1968. Elastic moduli of a stratified rock mass. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*, 5 (6), 519–527.
- Sato, M., Shamoto, Y., Zhang, J.-M., 1998. A seismic evaluation of steep geogrid-reinforced embankments, *Proceedings of Centrifuge '98 Conference*, Tokyo Japan, pp. 761–766.
- Sheng D., Westerberg B., Mattsson H., Axelsson K. 1997. Effects of end restraint and strain rate in triaxial tests. , 21(3), 163–182.
- Sieira, A. C., 2003. Experimental Study of Soil-Geogrid Interaction Mechanisms. Ph.D thesis, Catholic University of Rio de Janeiro, 363p. (in Portuguese).
- Sieira, A. C., Gerscovich, D. M., Sayão, A. S., 2009. Displacement and load transfer mechanisms of geogrids under pullout condition. *Geotextiles and Geomembranes*, 27 (4), 241–253.
- Siel, B.D., Tzong, W.H., Chou, N.N.S., 1987. In-soil stress–strain behavior of geotextile. In: *Geosynthetics'87*, New Orleans, USA, vol 1, pp. 260–265.
- Skrzypek, J.J., Ganczarski, A.W., 2015. *Mechanics of anisotropic materials*, Springer, New York, NY, USA, pp 311.
- Skuodis, Š., Dirgėlienė, N., Medzvieckas, J. 2020. Using Triaxial Tests to Determine the Shearing Strength of Geogrid-Reinforced Sand. *Studia Geotechnica et Mechanica*, 42(4), 341–354.
- Sobhi, S., Wu, J.T.H., 1996. An interface pullout formula for extensible sheet reinforcement. *Geosynthetics International* 3 (5), 565–582.
- Sobolevsky, D. Y., 1995. *Strength of Dilating Soil and Load-Holding Capacity of Deep Foundations*. Rotterdam: A. A. Balkema.

- Song, F., Liu, H., Yang, B., Zhao, J., 2019. Large-scale triaxial compression tests of geocell-reinforced sand. *Geosynthetics International*, 1–29.
- Springman, S., Bolton, M., Sharma, J., Balachandran, S., 1992. Modeling and instrumentation of a geotextile in the geotechnical centrifuge. *Proceedings of International Symposium on Earth Reinforcement Practice, Fukuoka, Japan, Vol. 1*, pp. 167–172.
- Stathas, D., Wang, J. P., Ling, H. I., 2017. Model geogrids and 3D printing. *Geotextiles and Geomembranes*, 45(6), 688–696.
- Sugimoto, M., Alagiyawanna, A.N.M., Kadoguchi, K., 2001. Influence of rigid and flexible face on geogrid pullout tests. *Geotextiles and Geomembranes* 19 (5), 257–277.
- Sweta K., Hussaini S. K. K., 2018. Effect of shearing rate on the behavior of geogrid-reinforced railroad ballast under direct shear conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 46 (3), 251–256.
- Taniguchi, E., Koga, Y., Marimoto, I., Yasuda, S., 1988. Centrifuge model tests on reinforced embankments by non-woven fabric, *Proceedings of Centrifuge '88 Conference, France*, pp. 253–258.
- Tatsuoka, F., 1987. Discussion on 'The strength and dilatancy of sands' by Bolton. *Géotechnique*, 37(2), 219–226.
- Taylor, R.N., 1995. *Geotechnical Centrifuge Technology*. Geotechnical Engineering Research Centre City, University London. Blackie Academic & Professional, Wester Cleddens Road, Bishopbriggs, Glasgow, UK, pp. 307.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley Sons, Inc.
- Tillson, G.W., 1900. *Street Pavements and Paving Materials*, John Wiley and Sons, New York.

- Tran, V.D.H., Meguid, M.A., Chouinard, L.E., 2013. A finite-discrete element framework for the 3d modeling of geogrid–soil interaction under pullout loading conditions. *Geotextiles and Geomembranes*, 37, 1–9.
- Varadarajan, A., Sharma, K. G., Soni, K. M., 1999. Constitutive modelling of a reinforced soil using hierarchical model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 23(3), 217–241.
- Vertematti, J. C., 2004. *Brazilian Manual of Geosynthetics - Brazilian Association of Nonwoven and Technical Fabrics Industries – ABINT (in Portuguese)*.
- Viswanadham, B. V., König, D., 2004. Studies on scaling and instrumentation of a geogrid. *Geotextiles and Geomembranes*, 22(5), 307–328.
- Voottipruex, P., Bergado, D.T., Ounjaichon, P., 2000. Pullout and direct shear resistance of hexagonal wire mesh reinforcement in weathered Bangkok clay. *Geotechnical Engineering Journal* 31 (1), 43–62.
- Walsh, A. T., 2019. Multi-Axial Grid or Mesh Structures with High Aspect Ratio Ribs. Patent No. U.S. 10,501,896 B2, Patent Application No. 16/022,132, 17 p. Washington, DC: U.S. Patent and Trademark Office.
- Wang, F.J., 2003. Study on reinforced tailing sand by triaxial compression test. *Journal of Liaoning Technology University*, 22, 618–620.
- Wang J., Liu F. Y., Wang P., Cai Y. Q., 2016a. Particle size effects on coarse soil-geogrid interface response in cyclic and post-cyclic direct shear tests. *Geotextiles and Geomembranes*, 44 (6), 854–861.
- Wang Z., Jacobs F., Ziegler M., 2016b. Experimental and dem investigation of geogrid–soil interaction under pullout loads. *Geotextiles and Geomembranes*, 44 (3), 230–246.
- Wang, Z., Richwien, W., 2002. A study of soil–reinforcement interface friction. *ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 128 (1), 92–94.

- Wayne, M., Boudreau, R. L., Kwon, J., 2011. Characterization of mechanically stabilized layer by resilient modulus and permanent deformation testing. *Transportation research record. Journal of the Transportation Research Board*, 2204(1), 76–82.
- Wilson-Fahmy, R.F., Koerner, R.M., Sansone, L.J., 1994. Experimental behaviour of polymeric geogrids in pullout. *Journal of Geotechnical Engineering* 120 (4), 661–677. ASCE, USA.
- Wu, J.T.W., Arabian, V., 1988. New Tests for Determining In-soil Stress–Strain Properties of Geotextiles. *Geotechnical Engineering Report*, University of Colorado at Denver, CO, USA.
- Yi, F., Du, C., 2020. Triaxial Testing of Geosynthetics Reinforced Tailings with Different Reinforced Layers. *Materials*, 13(8), 1943.
- Yogarajah, I., Yeo, K.C., 1994. Finite element modelling of pull-out tests with load and strain measurements. *Geotextiles and Geomembranes* 13 (1), 43–54.
- Zhang, M., Javadi, A., Min, X., 2006. Triaxial tests of sand reinforced with 3D inclusions. *Geotextiles and Geomembranes*, 24(4), 201–209.
- Yoneda J., 2019. Application of 3D Printer for Laboratory Soil Tests. *Proceedings of the Twenty-ninth (2019) International Ocean and Polar Engineering Conference Honolulu, June 16–21, Hawaii, USA*, pp. 4142–4147.
- Zhou, J., Chen, J.-F., Xue, J.-F., Wang, J.-Q., 2012. Micro-mechanism of the interaction Between sand and geogrid transverse ribs. *Geosynthetics International*, 19 (6), 426–437.
- Zornberg, J.G., Mitchell, J.K., Sitar, N., 1997. Testing of reinforced slopes in a geotechnical centrifuge. *Geotechnical Testing Journal, ASTM* 20 (4), 470–480.

Anexos

Anexo I: Resultados dos ensaios preliminares em solos

I.1. Ensaios CBR



Figura A.I.1.1 – Equipamento utilizado para desenvolver os ensaios CBR

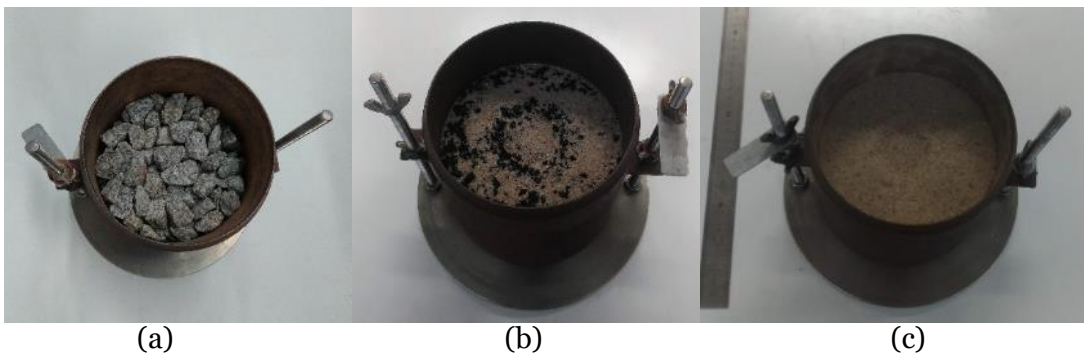


Figura A.I.1.2 – Amostras após os ensaios CBR: (a) Agregado (b) Mistura (c) Areia

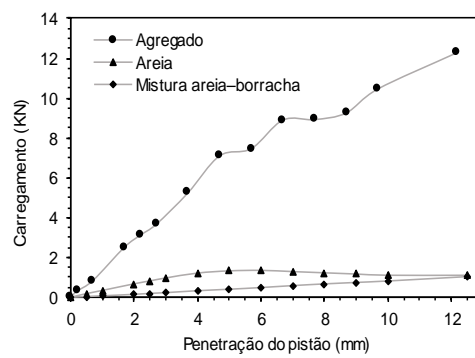


Figura A.I.1.3 – Relação entre carregamento (kN) e penetração do pistão (mm) durante o ensaio CBR

I.2. Ensaio edométrico

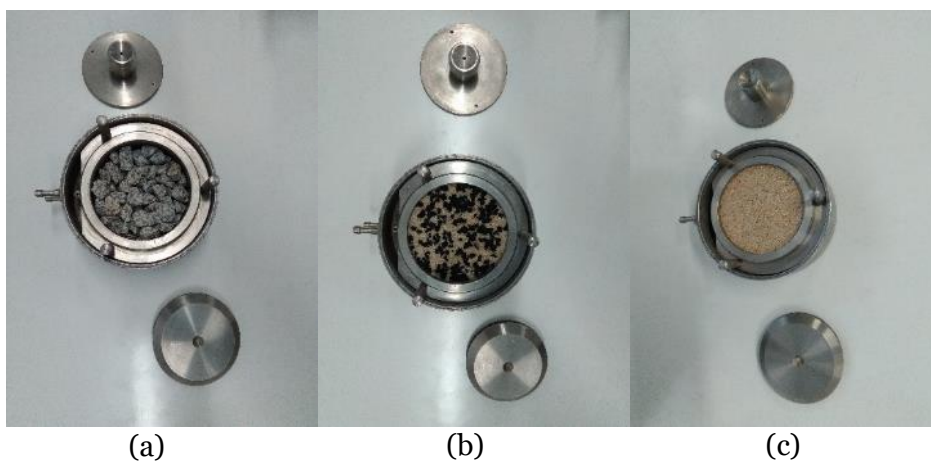


Figura A.I.2.1 – Amostras após o ensaio edométrico: (a) Agregado (b) Mistura (c) Areia

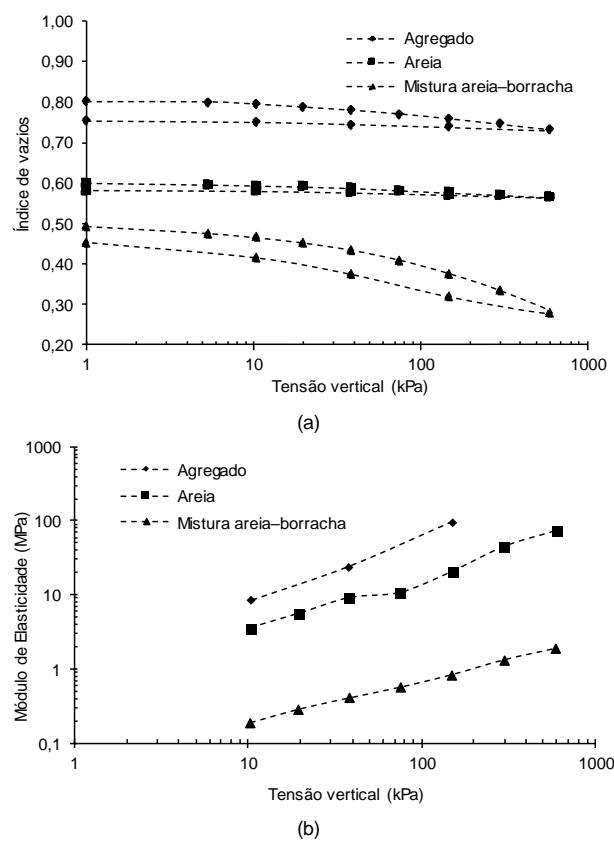


Figura A.I.2.2 – Resultados dos ensaios edométricos das camadas homogêneas: (a) Variação do índice de vazios das amostras durante o ensaio edométrico (b) Módulos de elasticidade dos materiais obtidos através do ensaio edométrico

Anexo II: Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogéneas de solo

II.1. Areia

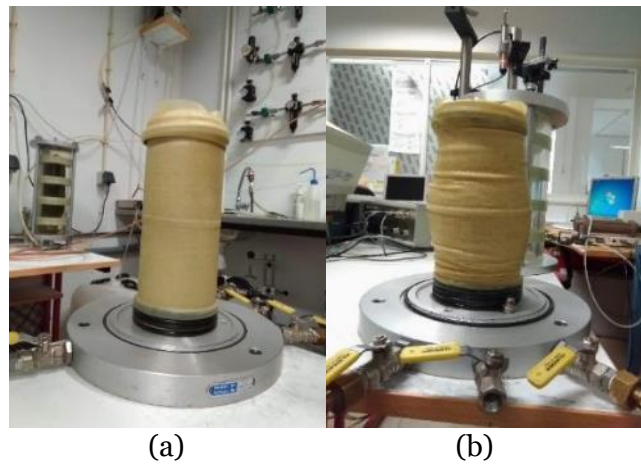


Figura A.II.1.1 – Amostras homogêneas de areia: (a) Antes do ensaio (b) Depois do ensaio com 20% de deformação axial

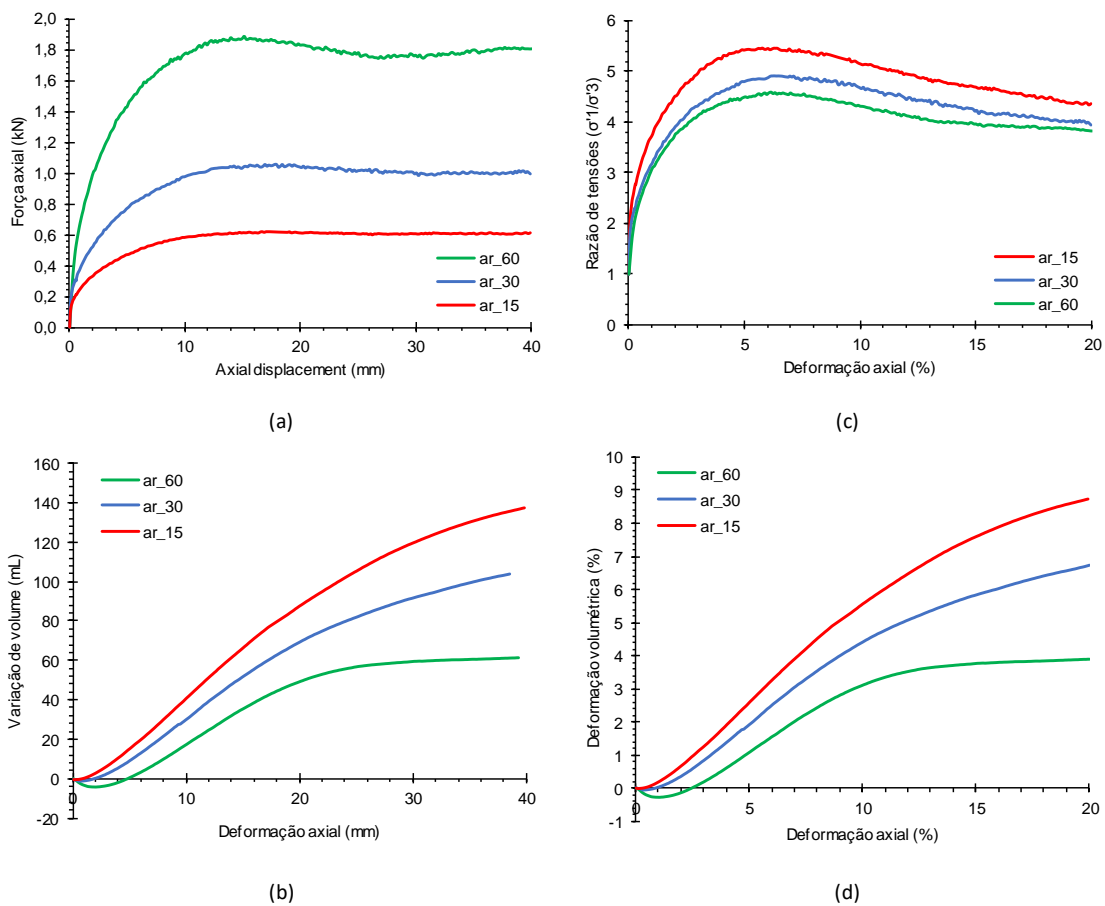


Figura A.II.1.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogêneas de areia em diferentes pressões de confinamento

Tabela A.II.1 – Parâmetros da camada homogênea de areia

| Parâmetros | Valores |
|---|---------|
| Módulo de elasticidade inicial (kPa) ¹ | 7400 |
| Coefficiente de Poisson | 0,36 |
| Ângulo de atrito (°) ² | 38 |
| Coesão (kPa) ² | 3 |
| Dilatância (°) | 6,76 |

¹30 kPa de pressão de confinamento

² Os parâmetros de resistência foram calculados no estado crítico

II.2. Mistura areia-borracha

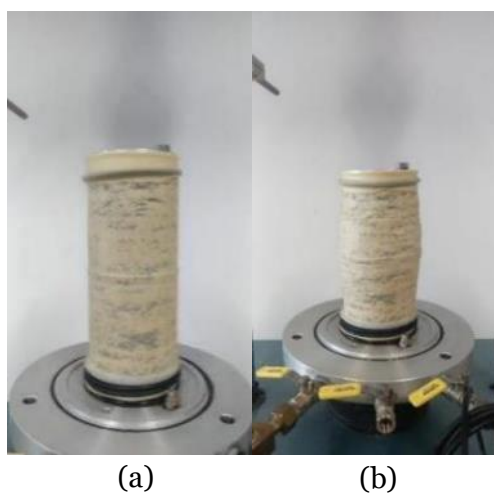


Figura A.II.2.1 – Amostras homogêneas da mistura: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial

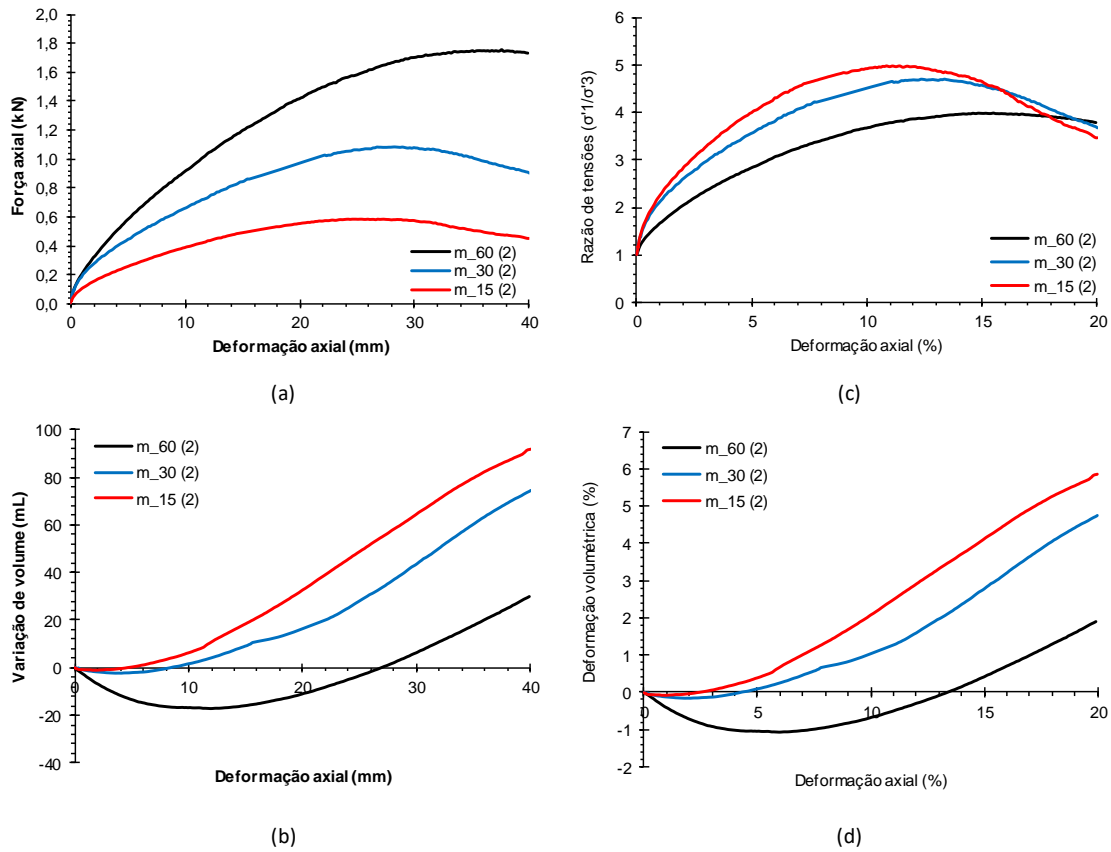


Figura A.II.2.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras de mistura em diferentes pressões de confinamento

Tabela A.II.2 – Parâmetros da camada homogênea de mistura

| Parâmetros | Valores |
|---|---------|
| Módulo de elasticidade inicial (kPa) ¹ | 3013 |
| Coefficiente de Poisson | 0,45 |
| Ângulo de atrito (°) ² | 32 |
| Coesão (kPa) ² | 15 |
| Dilatância (°) | 13,88 |

¹30 kPa de pressão de confinamento

² Os parâmetros de resistência foram calculados no estado crítico

II.3. Agregado

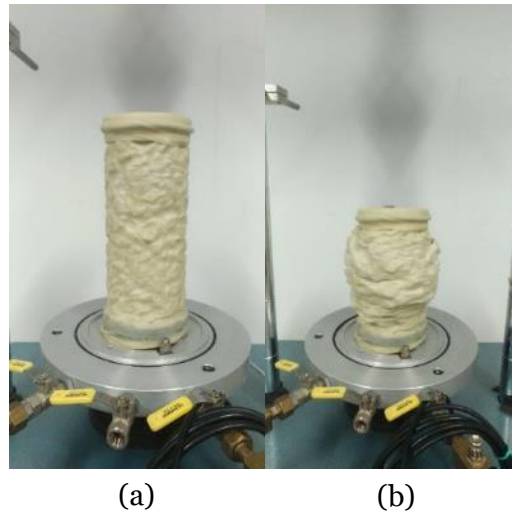


Figura A.II.3.1 – Amostras homogêneas de agregado: (a) Antes de ser ensaiada (b) Depois de ser ensaiada com 20% de deformação axial

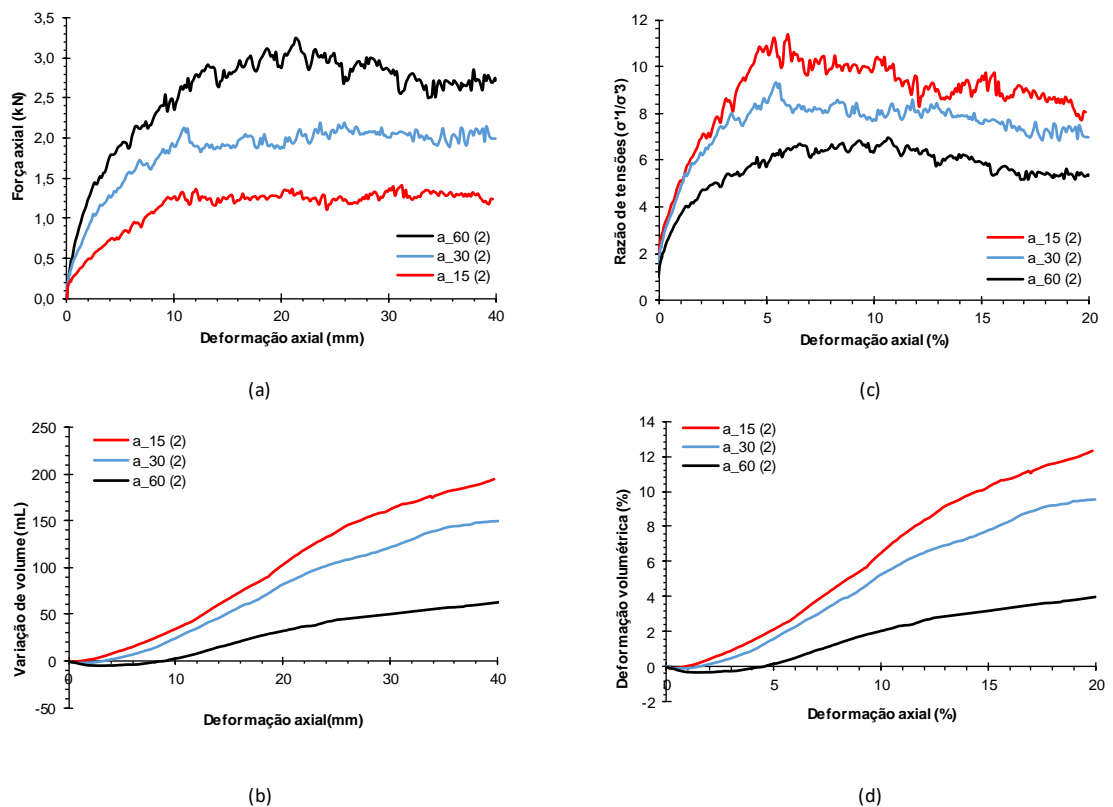


Figura A.II.3.2 – Resultados dos ensaios triaxiais em amostras homogêneas de agregado em diferentes pressões de confinamento

Tabela A.II.3 – Parâmetros da camada homogênea de agregado

| Parâmetros | Valores |
|---|---------|
| Módulo de elasticidade inicial (kPa) ¹ | 18220 |
| Coefficiente de Poisson | 0,23 |
| Ângulo de atrito (°) ² | 49 |
| Coesão (kPa) ² | 0 |
| Dilatância (°) | 10,54 |

¹30 kPa de pressão de confinamento

² Os parâmetros de resistência foram calculados no estado crítico

Anexo III: Resultados dos ensaios triaxiais em geotêxteis

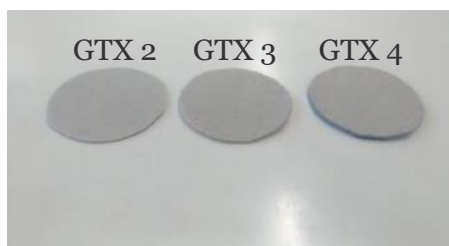
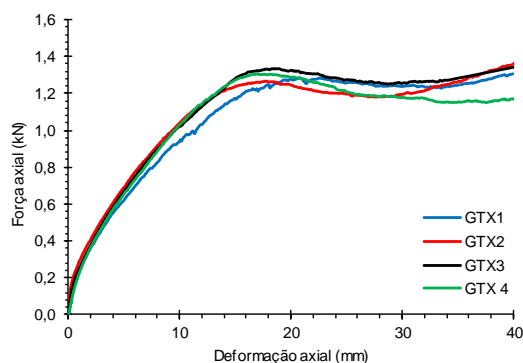


Figura A.III.1 – Geotêxteis utilizados nos ensaios triaxiais

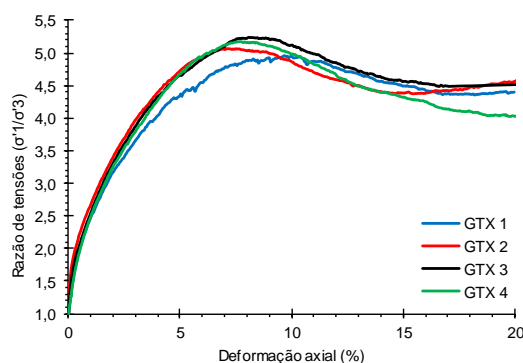
Tabela A.III.1 – Propriedades fornecidas pelo fabricante dos geotêxteis

| Propriedades mecânicas | GTX 2 (MDxCD) ^a | GTX 3 (MDxCD) | GTX 4 (MDxCD) |
|---|-------------------------------|------------------|------------------|
| Resistência à tração (kN/m) | 25 x 25 | 30 x 30 | 35 x 35 |
| Alongamento na carga máxima (%) | 85 x 75 | 80 x 70 | 85 x 80 |
| Espessura sob 2 kPa (mm) | 2,7 | 3,4 | 6,5 |
| Massa por unidade de área (g/m ²) | 305 | 385 | 800 |

^aMD: Direção do fabrico e CD: Direção transversal



(a)



(b)

Figura A.III.2 – Resultados dos ensaios triaxiais de amostras de solos em camadas com camada fraca de mistura e geotêxteis na interface com pressão de confinamento de 30 kPa

Anexo IV: Resultados das simulações numéricas

IV.1. Modelos numéricos de camadas homogêneas

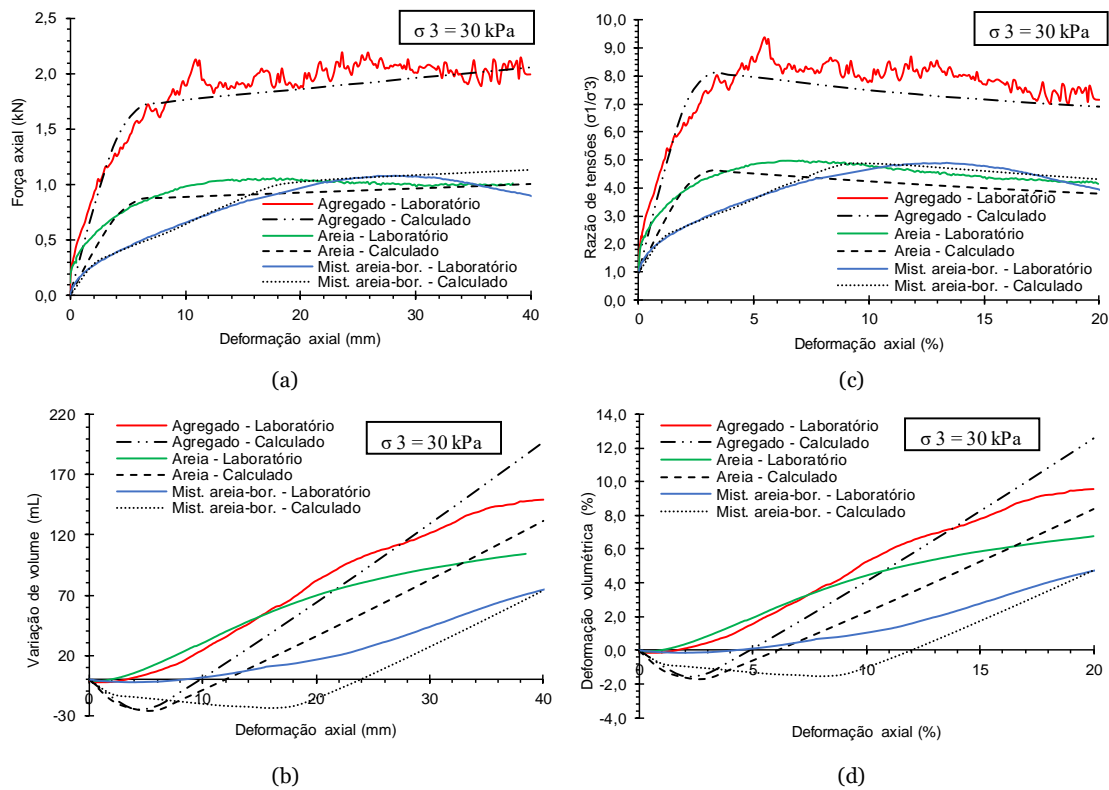
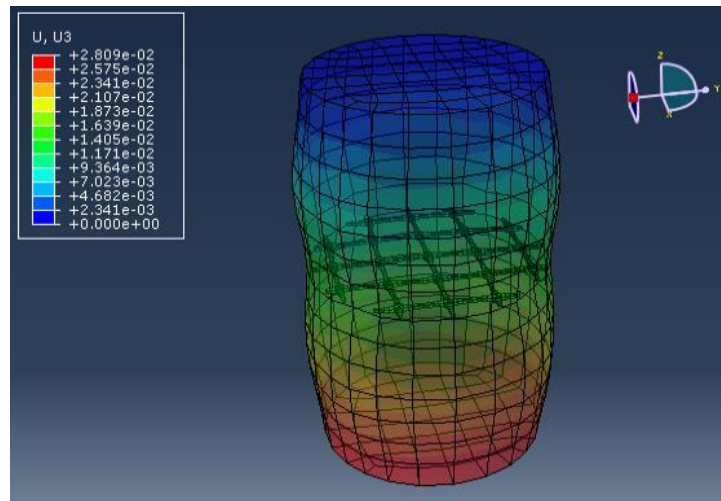
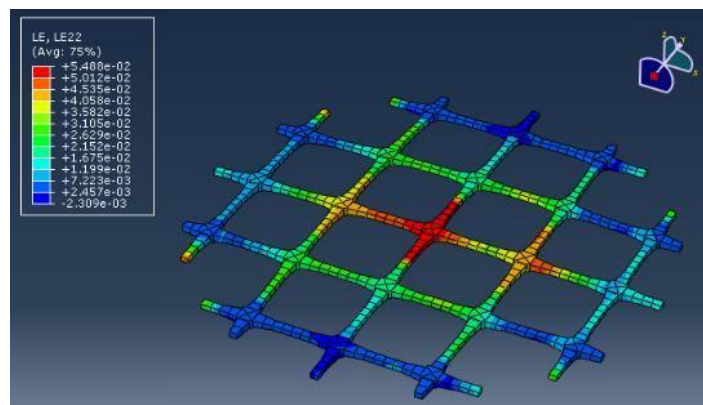


Figura A.IV.1.1 – Resultados das simulações numéricas das camadas homogêneas com pressão de confinamento de 30 kPa

IV.2. Modelo numérico da camada de agregado com reforço à meia altura



(a)



(b)

Figura A.IV.2.1 – Resposta do modelo numérico: (a) Camada homogénea de agregado com geogrelha embutida à meia altura (b) Geogrelha de PLA #18 em aproximadamente 11 % de extensão axial do modelo numérico da camada homogénea reforçada

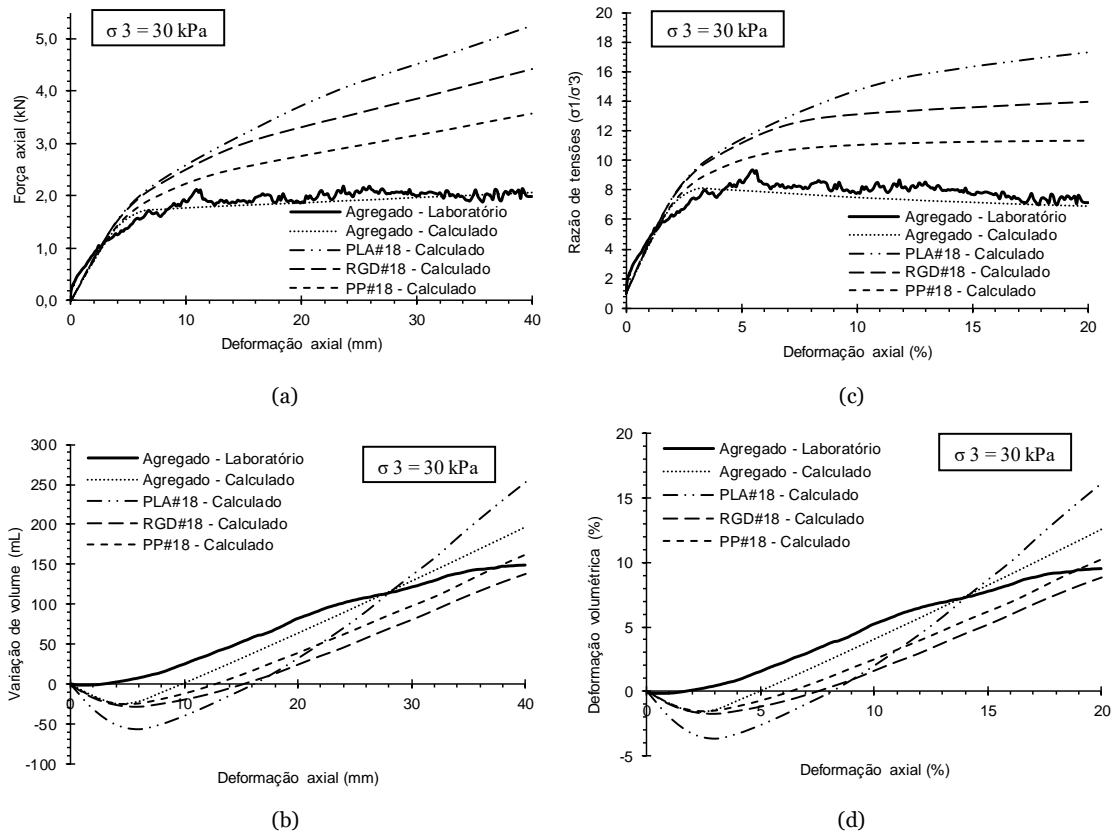


Figura A.IV.2.2 – Resultados da modelação numérica da camada homogênea de agregado sem reforço e reforçado com geogrelha de 18 mm de abertura e diferentes materiais