

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA**  
**PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**Sabrina Medeiros Penasso**

**Estudo experimental, numérico e analítico de colunas granulares encamisadas**

Juiz de Fora

2022

**Sabrina Medeiros Penasso**

**Estudo experimental, numérico e analítico de colunas granulares encamisadas**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Mario Vicente Riccio Filho

Coorientador: Prof. Ennio Marques Palmeira

Juiz de Fora

2022

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Penasso, Sabrina Medeiros.

Estudo experimental, numérico e analítico de colunas granulares encamisadas / Sabrina Medeiros Penasso. -- 2022.  
197 f. : il.

Orientador: Mario Vicente Riccio

Coorientador: Ennio Marques Palmeira

Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2022.

1. Coluna Granular Encamisada. 2. Cisalhamento Direto. 3. Geossintético. 4. Modelagem Numérica. I. Riccio, Mario Vicente , orient. II. Palmeira, Ennio Marques , coorient. III. Título.

**Sabrina Medeiros Penasso**

**Estudo experimental, numérico e analítico de colunas granulares encamisadas**

Dissertação  
apresentada ao  
Programa de Pós  
graduação em  
Engenharia Civil  
da Universidade  
Federal de Juiz de  
Fora como requisito  
parcial à obtenção do  
título de Mestre em  
Engenharia Civil.  
Área de  
concentração: Estruturas  
e Materiais.

Aprovada em 27 de julho de 2022.

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho** - Orientador  
Universidade Federal de Juiz de Fora

**Prof. Dr. Ennio Marques Palmeira** - Coorientador  
Universidade Nacional de Brasília

**Prof. Dr. Cristian Yair Soriano Camelo**  
Université Gustave Eiffel

**Prof. Dr. Gregório Luís Silva Araújo**  
Universidade Nacional de Brasília

**Prof. Dr. Heraldo Nunes Pitanga**  
Universidade Federal de Juiz de Fora

Juiz de Fora, 04/07/2022.



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Professor(a)**, em 28/07/2022, às 10:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Heraldo Nunes Pitanga, Professor(a)**, em 28/07/2022, às 13:12, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Gregório Luís Silva Araújo, Usuário Externo**, em 28/07/2022, às 15:53, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).

---



Documento assinado eletronicamente por **Cristian Soriano, Usuário Externo**, em 29/07/2022, às 13:48, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).

---



Documento assinado eletronicamente por **Ennio Marques Palmeira, Usuário Externo**, em 09/08/2022, às 14:31, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).

---



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf ([www2.ufjf.br/SEI](http://www2.ufjf.br/SEI)) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **0855657** e o código CRC **87401355**.

---

Dedico esta dissertação a minha avó Maria  
Fernandes Penasso, eterna fonte de luz.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, por iluminar minha caminhada, guiando meus passos. A Ti, Senhor, toda honra e toda a glória. À vó Maria, a quem dedico esta dissertação, por sempre acreditar no meu potencial e ter me ensinado os valores mais preciosos do ser humano.

Aos meus pais Pedro e Vânia, por serem minha base, dando apoio para os estudos e decisões da vida, e não medirem esforços para a concretização dos meus sonhos. À minha irmã Bárbara, pelo companheirismo e amizade incondicional. Ao tio Miguel, pelo incentivo na caminhada acadêmica e profissional. Aos tios Marilene e Zuba, pelo acolhimento na nova fase em Belo Horizonte, e à madrinha Lúcia, pelo apoio e carinho. À vó Tânia, pelas orações, e a toda a família, por estar presente nos momentos de luta e nos momentos de glória.

Ao meu noivo Kaio, por todo amor, carinho, compreensão e apoio em tantos momentos difíceis desta caminhada. A todos os colegas de Mar de Espanha, Juiz de Fora e Belo Horizonte que sempre estiveram comigo me impulsionando a seguir em frente com alegria.

Aos professores Mário Riccio e Ennio Palmeira, pelas orientações, suporte e incentivo durante a realização do trabalho. Aos membros da banca examinadora, que tão gentilmente aceitaram participar e colaborar com esta dissertação.

Aos professores do Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora (PEC/UFJF), pelos ensinamentos transmitidos. À Comissão de Bolsas do PEC (UFJF), pelo aprendizado e profissionalismo durante o período do mestrado.

Ao grupo de pesquisa da Frente Ferroviária da Universidade de Brasília, pela oportunidade e conhecimento transmitido, em especial aos professores Rafael Cerqueira e Ivonne Gongora. Ao Programa de Pós Graduação em Geotecnia da UnB, pela licença concedida do PLAXIS 3D. Ao professor Juan Félix, pelas aulas ministradas sobre Modelagem Numérica. Ao laboratório de Ensaio Geotécnicos da Universidade de Brasília, pela execução do ensaio de tração no plástico filme.

À Universidade Federal de Juiz de Fora, pela oportunidade de estudar em uma instituição de ensino público e de excelente qualidade. À FAPEMIG, pelo apoio financeiro e à pesquisa.

À professora Tatiana Rodrigues, pelo incentivo e auxílio na realização dos ensaios laboratoriais. Ao técnico Lázaro Lopes, pelo acompanhamento no laboratório. Aos funcionários Sebastião e Romilda, pelo suporte.

Às colegas Illa e Lorena, pelo auxílio durante a modelagem numérica e ensaios laboratoriais. Ao Nicodemos, pela ajuda com a elaboração da pesquisa. Às amigas Ana, Letícia e Náira, pelo incentivo.

De tudo, ficaram três coisas: a certeza de que ele estava sempre começando, a certeza de que era preciso continuar e a certeza de que seria interrompido antes de terminar. Fazer da interrupção um caminho novo. Fazer da queda um passo de dança, do medo uma escada, do sono uma ponte, da procura um encontro. (SABINO, 2005, p. 154).

## RESUMO

As estruturas sobre depósitos de solo mole são um desafio para a engenharia geotécnica, devido à sua baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. A estabilização com colunas granulares é uma das soluções mais utilizadas, porém, quando aplicadas em solos extremamente moles, pode não haver confinamento lateral. Para tal, é utilizado um invólucro geossintético, que promove confinamento adicional, levando à mobilização de maior resistência ao cisalhamento. Assim, é importante aprofundar os estudos acerca da ação do carregamento lateral, uma vez que a sollicitação pode ocorrer na ponta dos aterros e na movimentação de solo durante terremotos. Desse modo, o objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de colunas granulares encamisadas submetidas ao cisalhamento, abordando a teoria de Raithel e Renne (2000), realização de ensaios de cisalhamento direto em GEC's miniaturizadas, e modelagem numérica representativa do comportamento observado no modelo reduzido (tipo 1g). Em campo, o uso de colunas granulares encamisadas se dá em solo argiloso mole, porém, para a simulação foi utilizado solo arenoso no preenchimento da coluna e da área circundante a ela. O material foi pluviado com densidades relativas de 40% e 100%. Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto com uma coluna encamisada com lona plástica de PEBD (rigidezes iguais a 20, 40, 80 e 160 kN/m) e plástico filme (1,34 e 3,46 kN/m), buscando obter rigidezes equivalentes às utilizadas na prática. Também foi feita análise de grupo com encamisamento de lona plástica de PEBD com 1, 2, 4 e 9 colunas. A modelagem numérica foi realizada no programa Plaxis 3D a fim de se verificar a ocorrência de rotação da camisa durante o cisalhamento e a deformação do geossintético associada à condição pós-pico. A comparação dos ensaios com a previsão teórica de Raithel e Henne (2000) foi realizada com os resultados obtidos com encamisamento em plástico filme. Os resultados mostraram que o acréscimo de colunas e da rigidez do encamisamento eleva a resistência cisalhante do conjunto. A abordagem do cálculo do ângulo de atrito aumentado conduziu a valores mais satisfatórios, sendo que o cálculo da coesão aumentada teve pouca correspondência com os valores obtidos nos ensaios. Pela modelagem numérica observou-se que a camisa não rotaciona de forma significativa na base da caixa de cisalhamento, não sendo necessária sua fixação.

**Palavras-chave:** Coluna Granular Encamisada. Cisalhamento Direto. Geossintético. Modelagem Numérica.

## ABSTRACT

Structures on soft soil deposits are a challenge for geotechnical engineering due to their low bearing capacity and high compressibility. Stability with granular encased columns is one of the most used solutions, however, when applied to extremely soft soils, there may be no lateral confinement. For this, a geosynthetic casing is used, which promotes additional confinement, leading to the mobilization of greater shear strength. Thus, it's important to deepen the study on the action of lateral loading, since the request can occur at the tip of the embankments and in the movement of soil during earthquakes. Thus, the objective of this document is to analyze the behavior of granular encased columns behavior subjected to shear, approaching the methodology of Raithel and Renne (2000), performing direct shear tests in miniaturized GEC's, and numerical modeling representative of the behavior observed in the reduced model. (1g type). In the field, the use of granular encased columns takes place in soft soil, however, for the simulation, sandy was used to fill the column and the area surrounding it. The material was rained with relative densities of 40% and 100%. Direct shear strength tests were carried out with a granular encased columns with LDPE plastic canvas (stiffness equal to 20, 40, 80 and 160 kN/m) and plastic film (1.34 and 3.46 kN/m), seeking to obtain rigidities equivalent to those used in practice. A group analysis was also performed with LDPE plastic tarpaulin lining with 1, 2, 4 and 9 columns. Numerical analyses were carried out using the PLAXIS 3D software in order to verify the occurrence of liner rotation during shear and the deformation of the geosynthetic associated with the post-peak condition. The comparison of the tests with the methodology of Raithel and Henne (2000) was carried out with the results obtained with the lining in plastic film. The results showed that the addition of columns and the stiffness of the casing increases the shear strength of the set. The calculation method for increased friction angle led to satisfactory values. The calculation method for increased cohesion had a small correspondence with the values obtained in the tests. The numerical modelling has shown that GEC's do not rotate significantly at the base of the shear box and its fixation is not necessary.

**Keywords:** Geosynthetic Encased Columns. Direct Shear. Geosynthetic. Numerical Modeling.

## LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Esquema do funcionamento da Coluna Granular Encamisada .....	38
Figura 2 – Superfície de ruptura potencial do tipo circular em um aterro sobre solo mole estabilizado com colunas granulares .....	38
Figura 3 – Pavimento ferroviário construído acima do aterro sobre solo mole estabilizado com coluna granular encamisada com geossintético .....	39
Figura 4 – Instalação de GEC's pelo método do deslocamento .....	40
Figura 5 – Instalação de GEC's pelo método da substituição .....	40
Figura 6 – Teste em GEC's para demonstração em diferentes campos .....	44
Figura 7 – Esquema de ensaios de cisalhamento direto em colunas granulares instaladas em solo argiloso: vista em perfil e vista em planta da caixa, respectivamente .....	45
Figura 8 – Esquema da caixa de cisalhamento utilizada em ensaio de cisalhamento sobre GEC's .....	45
Figura 9 – Esquema de ensaio de cisalhamento direto em GEC's: (a) caixa de cisalhamento e colunas; (b) coluna granular; (c) colunas com arranjo triangular; (d) colunas com arranjo quadrado .....	46
Figura 10 – Ensaio de cisalhamento direto em GEC's .....	47
Figura 11 – Definição da força por unidade de largura em um geossintético e curva carga-deformação .....	48
Figura 12 – Influência das dimensões do espécime nos resultados de ensaios de tração .....	49
Figura 13 – Influências da taxa de deformação e da temperatura no comportamento carga-deformação de geossintéticos .....	49
Figura 14 – Entrosamento das areias: (a) de grãos arredondados; (b) de grãos angulares .....	51

Figura 15 – Efeito da sucção criando confinamento efetivo das areias.....	51
Figura 16 – Parcelas de contribuição para o ângulo de atrito de solos granulares de acordo com a porosidade .....	52
Figura 17 – Variação do volume em solos granulares: (a) material antes do cisalhamento; (b) material após o cisalhamento.....	54
Figura 18 – Efeito do cisalhamento em areias: densas e fofas .....	55
Figura 19 – Variação do índice de vazios de areias em compressão axial, a partir de índices de vazios iniciais diferentes.....	55
Figura 20 – Diferença entre o ângulo de atrito de pico e do estado crítico: (a) conforme a densidade relativa; (b) conforme a tensão confinante .....	56
Figura 21 – Resistência de pico e crítica, e seus ângulos de atrito associados.....	56
Figura 22 – Estados de pico, crítico e residual: (a) tensão-deformação; (b) estado de tensão .	57
Figura 23 – Tensão-deformação da areia densa em compressão: (a) baixa tensão; (b) alta tensão .....	58
Figura 24 – Degradação da rigidez com o aumento da deformação: curva rigidez-deformação .....	59
Figura 25 – Envoltória de Mohr .....	60
Figura 26 – Variação do ângulo de atrito interno da areia com a tensão confinante.....	61
Figura 27 – Modelo de célula unitária de GEC com representação das tensões envolvidas e das condições de contorno .....	63
Figura 28 – Padrões comuns de instalação e respectivas células unitárias: a) malha hexagonal; b) malha quadrangular; c) malha triangular.....	64

Figura 29 – Variação do espaçamento entre as colunas (S) com a razão de substituição de área ( $a_E$ ) conforme o tipo de malha para uma situação com $d_c = 0,80\text{m}$ .....	66
Figura 30 – Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical para um solo hipotético	69
Figura 31 – Transformação do modelo axissimétrico para o modelo plano 2D: à esquerda, esquema da transformação em vista superior (TAN <i>et al.</i> , 2008); à direita, processo em uma perspectiva 3D (CASTRO, 2017).....	71
Figura 32 – Mudança nos círculos de Mohr após substituição dos parâmetros de resistência das Colunas Granulares Encamisadas: a) coesão substituta; b) ângulo de atrito substituto.....	72
Figura 33 – Curva Granulométrica da areia utilizada nos ensaios .....	78
Figura 34 – Pluviador de Areia.....	79
Figura 35 – Lona Plástica preta de PEBD .....	79
Figura 36 – Malha quadrangular típica de colunas granulares encamisadas.....	80
Figura 37 – Célula de cisalhamento pequena .....	80
Figura 38 – Moldagem das camisas de lona plástica de PEBD.....	81
Figura 39 – Configuração da caixa de cisalhamento, com dimensões em centímetros: (a) areia da coluna com DR = 40% e areia da área externa com DR = 100%; (b) areia da coluna com DR = 100% e areia da área externa com DR = 40%.....	83
Figura 40 – Obstrução da área a ser preenchida com areia de densidade relativa igual a 40%: (a) areia da coluna com DR = 40% e areia da área externa com DR = 100%;.....	83
Figura 41 – Máquina de Cisalhamento de Direto do Laboratório de Ensaio Especiais do Galpão da Engenharia Civil/UFJF .....	84
Figura 42 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios com coluna de lona.....	85

Figura 43 – Configuração da caixa de cisalhamento para análise em grupo, dimensões em centímetros: (a) 1 coluna; (b) 2 colunas; (c) 4 colunas; (d) 9 colunas.....	86
Figura 44 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios para análise de grupo.....	89
Figura 45 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto para análise de grupo: posicionamento das colunas, pluviação da areia, posicionamento da caixa na máquina .....	90
Figura 46 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto: ângulo de atrito da interface solo-lona .....	91
Figura 47 – Ensaio de tração com carga controlada, realizado na UFJF.....	92
Figura 48 – Ensaio de tração com deformação controlada, realizado na UnB.....	93
Figura 49 – Moldagem das camisas de plástico filme.....	94
Figura 50 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios para coluna de plástico filme.....	95
Figura 51 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto: ângulo de atrito da interface areia-plástico filme .....	96
Figura 52 – Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto: vistas frontal e superior, respectivamente .....	99
Figura 53 – Geração de malha média do modelo numérico .....	100
Figura 54 – Esquema dos códigos na descrição da modelagem numérica.....	101
Figura 55 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para a interface areia-lona de PEBD .....	103
Figura 56 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para a interface areia-lona de PEBD .....	104

Figura 57 – Envoltórias de resistência de pico para DR = 40% e DR = 100%: interface areia-lona de PEBD .....	105
Figura 58 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para a interface areia-plástico filme.....	107
Figura 59 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para a interface areia-plástico filme .....	108
Figura 60 – Envoltórias de resistência de pico para DR = 40% e DR = 100%: interface areia-plástico filme .....	109
Figura 61 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	111
Figura 62 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	112
Figura 63 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	113
Figura 64 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	114
Figura 65 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD.....	115
Figura 66 – Envoltórias de resistências de pico DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	115

Figura 67 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100% dentro e DR = 40% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	116
Figura 68 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40% dentro e DR = 100% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD .....	116
Figura 69 – Esquema dos códigos na descrição das análises .....	117
Figura 70 – Relação tensão cisalhante de pico por tensão normal: DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente, conforme rigidez da camisa .....	118
Figura 71 – Relação tensão cisalhante de pico a 7 mm/tensão normal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente, conforme rigidez da camisa .....	119
Figura 72 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias para C100F40, C40F100, DR100 e DR40, conforme a rigidez da camisa no laboratório .....	120
Figura 73 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias para C100F40, C40F100, DR100 e DR40, conforme a rigidez da camisa no laboratório .....	120
Figura 74 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40%.....	122
Figura 75 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40% .....	123
Figura 76 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100%.....	125
Figura 77 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100% .....	126
Figura 78 – Envoltórias de resistências de pico DR = 40%: análise de grupo .....	127
Figura 79 – Envoltórias de resistências de pico DR = 100%: análise de grupo .....	128
Figura 80 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40%: análise de grupo .....	128

Figura 81 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100%: análise de grupo .....	129
Figura 82 – Esquema dos códigos na descrição das análises .....	130
Figura 83 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias conforme o número de colunas .....	130
Figura 84 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias conforme o número de colunas .....	130
Figura 85 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme .....	132
Figura 86 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 40% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme.....	133
Figura 87 – Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme .....	134
Figura 88 – Deslocamento vertical <i>versus</i> deslocamento horizontal para DR = 100% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme.....	135
Figura 89 – Envoltórias de resistências de pico, DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico filme.....	136
Figura 90 – Envoltórias de resistências de pico, DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico filme.....	136
Figura 91 – Envoltórias de resistências críticas, DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico filme.....	137
Figura 92 – Envoltórias de resistências críticas, DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico filme.....	137
Figura 93 – Esquema dos códigos na descrição das análises .....	138

Figura 94 – Deslocamento do <i>top cap</i> após aplicação da tensão normal e deslocamento horizontal .....	139
Figura 95 – Comparação da tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento horizontal entre ensaio de laboratório e modelagem numérica .....	140
Figura 96 – Distorção angular ( $\theta$ ) da coluna ao término da modelagem numérica.....	141
Figura 97 – Deformação específica real ( $\epsilon$ ) da coluna ao término da modelagem numérica.	142
Figura 98 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 40% .....	147
Figura 99 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 40% .....	148
Figura 100 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 100% .....	150
Figura 101 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 100% .....	151
Figura A. 1 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J1N1T25C100F40; b) J1N1T50C100F40; c) J1N1T100C100F40; d) J1N1T200C100F40.....	163
Figura A. 2 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J2N1T25C100F40; b) J2N1T50C100F40; c) J2N1T100C100F40; d) J2N1T200C100F40.....	164
Figura A. 3 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J4N1T25C100F40; b) J4N1T50C100F40; c) J4N1T100C100F40; d) J4N1T200C100F40.....	165
Figura A. 4 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J8N1T25C100F40; b) J8N1T50C100F40; c) J8N1T100C100F40; d) J8N1T200C100F40.....	166
Figura A. 5 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J1N1T25C40F100; b) J1N1T50C40F100; c) J1N1T100C40F100; d) J1N1T200C40F100.....	167

Figura A. 6 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J2N1T25C40F100; b) J2N1T50C40F100; c) J2N1T100C40F100; d) J2N1T200C40F100.....	168
Figura A. 7 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J4N1T25C40F100; b) J4N1T50C40F100; c) J4N1T100C40F100; d) J4N1T200C40F100.....	169
Figura A. 8 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J8N1T25C40F100; b) J8N1T50C40F100; c) J8N1T100C40F100; d) J8N1T200C40F100.....	170
Figura A. 9 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N1T25C40F40; b) J4N1T50C40F40; c) J4N1T100C40F40; d) J4N1T200C40F40.....	171
Figura A. 10 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N2T25C40F40; b) J4N2T50C40F40; c) J4N2T100C40F40; d) J4N2T200C40F40.....	171
Figura A. 11 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N4T25C40F40; b) J4N4T50C40F40; c) J4N4T100C40F40; d) J4N4T200C40F40.....	172
Figura A. 12 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N9T25C40F40; b) J4N9T50C40F40; c) J4N9T100C40F40; d) J4N9T200C40F40.....	172
Figura A. 13 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N1T25C100F100; b) J4N1T50C100F100; c) J4N1T100C100F100; d) J4N1T200C100F100 .....	173
Figura A. 14 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N2T25C100F100; b) J4N2T50C100F100; c) J4N2T100C100F100; d) J4N2T200C100F100 .....	173
Figura A. 15 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N4T25C100F100; b) J4N4T50C100F100; c) J4N4T100C100F100; d) J4N4T200C100F100 .....	174

Figura A. 16 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N9T25C100F100; b) J4N9T50C100F100; c) J4N9T100C100F100; d) J4N9T200C100F100 .....	174
Figura A. 17 – Interface areia-lona, DR = 40%: a) T25DR40; b) T50DR40; c) T100DR40.	175
Figura A. 18 – Interface areia-lona, DR = 100%: a) T25DR100; b) T50DR100; c) T100DR100 .....	175
Figura A. 19 – Interface areia-plástico, DR = 40%: a) T25DR40; b) T50DR40; c) T100DR40 .....	175
Figura A. 20 –Interface areia-plástico, DR = 100%: a)T25DR100;b)T50DR100;c)T100DR100 .....	175
Figura A. 21 – DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J7N1T25C40F40; b) J7N1T50C40F40; c) J7N1T100C40F40; d) J7N1T200C40F40 .....	176
Figura A. 22 – DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J18N1T25C40F40; b) J18N1T50C40F40; c) J18N1T100C40F40; d) J18N1T200C40F40 .....	177
Figura A. 23 – DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J7N1T25C100F100; b) J7N1T50C100F100; c) J7N1T100C100F100; d) J7N1T200C100F100.....	178
Figura A. 24 – DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J18N1T25C100F100; b) J18N1T50C100F100; c) J18N1T100C100F100; d) J18N1T200C100F100..	179
Figura B. 1 – Pontos de Plastificação para J20N1T25C40F40: .....	180
Figura B. 2 – Pontos de Plastificação para J20N1T100C40F40: .....	180
Figura B. 3 – Pontos de Plastificação para J20N1T25C100F100: .....	181
Figura B. 4 – Pontos de Plastificação para J20N1T100C100F100: .....	181
Figura B. 5 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T25C40F40: .....	182

Figura B. 6 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T100C40F40: .....	182
Figura B. 7 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T25C100F100: .....	183
Figura B. 8 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T100C100F00: .....	183
Figura C. 1 – Tensão no encamisamento para J20N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,3 cm.....	184
Figura C. 2 – Tensão no encamisamento para J20N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,4 cm .....	184
Figura C. 3 – Tensão no encamisamento para J20N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm .....	185
Figura C. 4 – Tensão no encamisamento para J20N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm .....	185
Figura C. 5 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,1 cm .....	186
Figura C. 6 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,5 cm .....	186
Figura C. 7 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,2 cm .....	187
Figura C. 8 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,5 cm .....	187
Figura D. 1– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,3 cm .....	188
Figura D. 2– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,4 cm .....	188

Figura D. 3– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm .....	189
Figura D. 4– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm .....	189
Figura D. 5 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,1 cm .....	190
Figura D. 6 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,5 cm .....	190
Figura D. 7 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,2 cm .....	191
Figura D. 8 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,5 cm .....	191
Figura E.1– Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR40	194
Figura E.2– Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR40.....	195
Figura E.3 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR100.....	196
Figura E.4 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR100.....	197

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Parâmetros do material utilizado nas colunas granulares .....	43
Tabela 2 – Valores típicos de ângulo de atrito interno de areias .....	61
Tabela 3 – Propriedades da camisa de lona plástica PEBD utilizada no laboratório .....	82
Tabela 4 – Propriedades da coluna de lona plástica PEBD usada em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo .....	82
Tabela 5 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto com coluna de PEBD	85
Tabela 6 – Propriedades da coluna de lona plástica PEBD usada em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo, para análise em grupo..	87
Tabela 7 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto para a análise de grupo, com colunas de lona plástica PEBD .....	88
Tabela 8 – Configuração das cargas aplicadas no suporte do balanço da LO 2900 para cada tensão normal desejada no corpo de prova .....	89
Tabela 9 – Propriedades da coluna de plástico filme em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo.....	94
Tabela 10 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto com coluna de plástico filme .....	95
Tabela 11 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para a areia fofa e compacta, ensaios executados por Rodrigues (2020).....	98
Tabela 12 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para o encamisamento da coluna .....	98
Tabela 13 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para a caixa de cisalhamento.....	98
Tabela 14 – Simulações do ensaio de resistência ao cisalhamento direto no PLAXIS 3D....	100
Tabela 15 – Parâmetro da interface areia-lona de PEBD .....	105
Tabela 16 – Parâmetro da interface areia-plástico filme .....	109
Tabela 17 – Parâmetros de resistência a partir das envoltórias para cada análise.....	117
Tabela 18 – Parâmetros de resistência da análise de grupo com camisa de lona plástica PEBD .....	129

Tabela 19 – Parâmetros de resistência da análise individual com camisa de plástico filme..	138
Tabela 20 – Deformada da camisa e distorção angular no deslocamento horizontal máximo .....	143
Tabela 21 – Ângulos de atrito secantes da areia virgem .....	144
Tabela 22 – Dados de entrada para cálculo de $\sigma_{3,c}$ e $\Delta\sigma_{3,geo}$ a partir da formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000) .....	145

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Testes laboratoriais e <i>in situ</i> recomendados e parâmetros obtidos para solo mole .....	42
Quadro 2 – Características e hipóteses dos métodos de cálculo de GEC's.....	62

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CC	Coefficiente de Curvatura
CD	Ensaio Consolidado Drenado
CNU	Coefficiente de Não Uniformidade
CPTU	Ensaio de Piezocone
CSPE	Polietileno Cloro-Sulfonado
CU	Ensaio Consolidado Não Drenado
D	Dimensões
DR	Densidade Relativa
EBGEO	<i>Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements</i>
EPDM	Etileno-Propileno-Dieno
EPS	Poliestireno Expandido
FAPEMIG	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais
FEM	Método dos Elementos Finitos
GEC	Camisa Granular Encamisada
OCR	Razão de Pré-Adensamento
PA	Poliamida
PEAD	Polietileno de Alta Densidade

PEBD	Polietileno de Baixa Densidade
PET	Poliéster
PP	Polipropileno
PVA	Acetato de Polivinila
PVC	Policloreto de Vinila
RJ	Rio de Janeiro
SPT	Ensaio de Penetração Padrão
TKSA	Companhia Siderúrgica do Atlântico Sul
UFJF	Universidade Federal de Juiz de Fora
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UnB	Universidade de Brasília
VST	Ensaio de Palheta

## LISTA DE SÍMBOLOS

$A_C$	Área da Coluna
$A_E$	Área de Influência
$\phi$	Ângulo de Atrito
$c$	Coesão
$G_s$	Massa Específica dos Sólidos
$C_C$	Índice de Compressão
$C_S$	Índice de Recompressão
$C_\alpha$	Índice de Compressão Secundária
$c_h$	Coefficiente de Adensamento Horizontal
$c_v$	Coefficiente de Adensamento Vertical
$c_k$	Fator de Permeabilidade
$\Psi$	Ângulo de Dilatância
$I_R$	Índice Normalizado de Dilatância
$d_e$	Diâmetro de Influência da Coluna Granular Encamisada
$e$	Espessura do Encamisamento
$F_0$	Resistência Nominal do Geotêxtil
$\epsilon_{max}$	Deformação na Ruptura
$\Delta r_c$	Deformação Radial Horizontal
$\Delta r_{geo}$	Varição do Raio do Revestimento Geossintético

$\varepsilon^e$	Deformação Elástica
$\varepsilon^p$	Deformação Plástica
E	Módulo de Elasticidade do Encamisamento
E'	Módulo Drenado
E <sub>oed</sub>	Módulo Oedométrico
$\nu'$	Coefficiente de Poisson para Condições Drenadas
e	Espessura
$e_{m\acute{a}x}$	Índice de Vazios Máximo
$e_{m\acute{i}n}$	Índice de Vazios Mínimo
$e_0$	Índice de Vazios Inicial
FR	Fator de Redução
F <sub>all</sub>	Força Máxima do Geotêxtil
FOS	Fator de Redução por Incertezas na Produção do Material
g	Gravidade
J	Módulo de Rigidez do Encamisamento
J <sub><math>\varepsilon</math></sub>	Rigidez Secante
EA	Rigidez Axial
EI	Rigidez Normal
$k_0$	Coefficiente de Empuxo no Repouso
$k_0^*$	Coefficiente de Empuxo no Repouso Majorado

$k_{ac}$	Coeficiente de Empuxo Ativo
$m$	Coeficiente Exponencial
$p^*$	Tensão Efetiva no Meio da Camada de Solo Mole
$p_{ref}$	Tensão Vertical Efetiva de Referência do Solo Mole
$Q$	Resistência à Quebra das Partículas,
$Q_C$	Carga Vertical Absorvida pela Coluna
$Q_E$	Carga Vertical sobre a Área Influenta da Coluna
$\Delta\phi'_{rearranjo}$	Parcela de atrito mobilizado devido ao rearranjo das partículas
$\Delta\phi'_{quebra}$	Parcela de atrito mobilizado devida à quebra dos grãos
$S_s$	Recalque do Solo Mole
$S_t$	Sensibilidade da Argila
$S_u$	Resistência Não Drenada
$k_x$	Coeficiente de Permeabilidade (direção x)
$k_y$	Coeficiente de Permeabilidade (direção y)
$k_z$	Coeficiente de Permeabilidade (direção z)
$R_{inter}$	Relação entre o Ângulo de Atrito da do Solo com o Material de Interface
$\varnothing_c$	Diâmetro da Coluna Granular Encamisada
$b_c$	Largura da Coluna
$\mu$	Coeficiente de atrito
$d_e$	Diâmetro de Influência

$R_d$	Taxa de Deslocamento Relativo da Célula de Cisalhamento
$S$	Espaçamento entre as Colunas Granulares Encamisadas
$s$	Espaçamento entre os Eixos das Colunas Granulares Encamisadas
$\alpha_E$	Área Relativa na Zona Influência de uma Coluna Granular Encamisada
$T_{max}$	Resistência à Tração
$RF_{amb}$	Fator de Redução por Danos Ambientais e Químicos
$RF_{dm}$	Fator de Redução por Danos Mecânicos
$RF_f$	Fator de Redução por Fluência
$RF_{joint}$	Fator de Redução por Junções ou Costuras
$\gamma_s$	Densidade Real dos Grãos
$r_{geo}$	Raio do Revestimento do Geossintético
$\sigma$	Tensão Normal de Confinamento no Corpo de Prova
$\tau$	Tensão Cisalhante
$\sigma'$	Tensão de Confinamento
$\sigma_3 - \sigma_1$	Tensão Desviadora
$\Delta\sigma_{h,diff}$	Tensão Horizontal de Diferença
$\Delta\sigma_{v,s}$	Tensão Vertical no Topo do Solo Circundante
$\Delta\sigma_0$	Tensão Vertical Total do Aterro
$\sigma'_{vm}$	Tensão de Sobreadensamento
$W_L$	Limite de Liquidez

$W_p$	Limite de Plasticidade
$W_n$	Umidade Natural
$\gamma_{sat}$	Peso Específico Saturado
$\gamma_{unsat}$	Peso Específico não Saturado

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b>	<b>34</b>
1.1	OBJETIVOS	35
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	36
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA</b>	<b>37</b>
2.1	COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS	37
<b>2.1.1</b>	<b>Solo Mole</b>	<b>41</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Material de enchimento da coluna</b>	<b>42</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Geossintético</b>	<b>43</b>
2.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM GEC's	44
2.3	COMPORTAMENTO DO GEOSSINTÉTICO	48
2.4	COMPORTAMENTO DA AREIA	50
<b>2.4.1</b>	<b>Composição granulométrica</b>	<b>50</b>
<b>2.4.2</b>	<b>Presença de água</b>	<b>51</b>
<b>2.4.3</b>	<b>Índice de Vazios Inicial</b>	<b>52</b>
<b>2.4.4</b>	<b>Tensão-Deformação</b>	<b>57</b>
<b>2.4.5</b>	<b>Carregamento</b>	<b>59</b>
<b>2.4.6</b>	<b>Tensão Confinante</b>	<b>59</b>
2.5	DIMENSIONAMENTO de GEC's	62
<b>2.5.1</b>	<b>Estabilidade Global</b>	<b>71</b>
2.6	MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	74
<b>2.6.1</b>	<b>Modelo Elasto-plástico perfeito</b>	<b>74</b>
<b>2.6.2</b>	<b>Estrutura do Programa</b>	<b>75</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS – ENSAIOS LABORATORIAIS</b>	<b>77</b>
3.1	AREIA	77
<b>3.1.1</b>	<b>Preparação da amostra</b>	<b>78</b>
<b>3.1.2</b>	<b>Pluviador</b>	<b>78</b>
3.2	CAMISA DE LONA PLÁSTICA DE PEBD	79
<b>3.2.1</b>	<b>Modelo de laboratório</b>	<b>79</b>
<b>3.2.2</b>	<b>Análise de Grupo</b>	<b>86</b>
<b>3.2.3</b>	<b>Ângulo de atrito da interface areia-lona</b>	<b>90</b>
3.3	CAMISA DE PLÁSTICO FILME	92

<b>3.3.1</b>	<b>Modelo de laboratório .....</b>	<b>93</b>
<b>3.3.2</b>	<b>Ângulo de atrito da interface areia-plástico filme .....</b>	<b>96</b>
<b>4</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS – MODELAGEM NUMÉRICA .....</b>	<b>97</b>
4.1	ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE AREIA-LONA .....	102
4.2	ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE AREIA-PLÁSTICO FILME .....	106
<b>5</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES – ENSAIOS LABORATORIAIS .....</b>	<b>110</b>
5.1	ENSAIO COM UMA COLUNA – CAMISA DE LONA PLÁSTICA .....	110
5.2	ANÁLISE DE GRUPO – CAMISA DE LONA PLÁSTICA .....	121
5.3	ENSAIO COM UMA COLUNA – CAMISA DE PLÁSTICO FILME .....	131
<b>6</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES – MÉTODO NUMÉRICO.....</b>	<b>139</b>
<b>7</b>	<b>COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A TEORIA DE RAITHEL E HENNE (2000).....</b>	<b>144</b>
7.1	ANÁLISE DR = 40% – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO .....	146
7.2	ANÁLISE DR = 100% – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO.....	149
7.3	COMPARAÇÃO ENTRE TEORIA E ENSAIO .....	152
<b>8</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>153</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>155</b>
	<b>APÊNDICE A – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA .....</b>	<b>163</b>
	<b>APÊNDICE B – PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO DO PLAXIS 3D .....</b>	<b>180</b>
	<b>APÊNDICE C – TENSÃO AO LONGO DA CAMISA.....</b>	<b>184</b>
	<b>APÊNDICE D – TENSÃO CISALHANTE NO PLANO DE RUPTURA....</b>	<b>188</b>
	<b>APÊNDICE E – TEORIA RAITHEL E HENNE (2000) .....</b>	<b>192</b>

## 1 INTRODUÇÃO

As estruturas sobre depósitos de solo mole são um desafio para a engenharia geotécnica, devido à sua baixa capacidade de suporte e alta compressibilidade. Desse modo, é necessário atrelar os requisitos de dimensionamento, custo e tempo à obra de estabilização de aterros construídos nessas condições.

Há uma grande variedade de métodos construtivos para solucionar as condições limitadas do local, de acordo com Almeida *et al.* (2019):

- a) Substituição de solo mole por um solo mais resistente e menos compressível;
- b) Reforço na base do aterro de construção;
- c) Utilizar material mais leve para a construção (*light weight fill*);
- d) Drenos verticais pré-fabricados com sobrecarga ou sistema de vácuo;
- e) Construção feita em etapas de acordo com os recalques;
- f) Colunas granulares (convencionais ou encamisadas);
- g) Mistura de solo-cimento (*deep-mix*);
- h) Injeção de argamassa (CPR *Grouting*).

Entre as soluções disponíveis, a estabilização do solo mole com colunas granulares é a mais utilizada para reduzir o recalque e aumentar a capacidade de carga do aterro, devido à facilidade de instalação e custo em comparação aos demais métodos (MOHAPATRA; RAJAGOPAL, 2015). Porém, quando aplicadas em solos extremamente moles, pode não haver confinamento lateral, levando ao abaulamento das colunas em profundidades rasas, resultando em maiores recalques do aterro e intrusão de solo mole na coluna de brita, diminuindo sua seção drenante (MURUGESAN; RAJAGOPAL, 2006).

Os problemas citados podem ser solucionados utilizando um invólucro geossintético, que promove confinamento adicional, levando à mobilização de maior resistência ao cisalhamento. Apesar do comportamento das colunas granulares comuns e revestidas sob efeito das cargas verticais ser bem conhecido, não há muitos estudos acerca da ação do carregamento lateral. É importante que esse efeito seja quantificado para se ter um entendimento completo sobre as colunas granulares encamisadas (MOHAPATRA *et al.*, 2016).

As colunas granulares podem ser submetidas a movimentos laterais na ponta dos aterros, exercendo pressão sobre elas. Outro caso pode ser devido a movimentos de solo durante terremotos (MURUGESAN; RAJAGOPAL, 2008).

O presente trabalho tem o intuito de promover o estudo do desempenho das colunas granulares encamisadas com geossintético (GEC's), analisando o efeito cisalhante sob essas estruturas, a fim de obter parâmetros oriundos de análises laboratoriais, analíticas numéricas acerca do tema.

## 1.1 OBJETIVOS

O objetivo deste trabalho é analisar o comportamento de colunas granulares encamisadas submetidas ao cisalhamento, para aplicação em aterros sobre solos moles. Objetiva-se investigar o procedimento de Raithel e Henne (2000) de se calcular os parâmetros de resistência aumentados, considerando o ganho de resistência mecânica devido ao encamisamento da coluna granular com geossintético. Para tal, o ângulo de atrito e coesão substitutos calculados pela teoria serão comparados com valores fornecidos pelas envoltórias de resistência relativas ao solo reforçado com as colunas, obtidos por ensaios laboratoriais.

Pretende-se verificar por meio de ensaios de cisalhamento direto em GEC's miniaturizadas, o efeito da magnitude dos valores de módulo de rigidez do encamisamento e densidade relativa do solo. E realizar uma análise de grupo com diferentes números de colunas e configurações a fim de ser verificar a influência do número de camisas no comportamento mecânico do conjunto solo-coluna encamisada. Os resultados obtidos serão comparados com o estudo de Rodrigues (2020).

Como objetivo adicional será desenvolvido um modelo numérico representativo do comportamento observado no modelo reduzido de laboratório, utilizando o programa PLAXIS 3D, buscando comparar a modelagem numérica com os ensaios de resistência ao cisalhamento direto em coluna granular encamisada.

## 1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

O trabalho está dividido em oito capítulos, estruturados da seguinte forma:

*Capítulo 1 – Introdução:* Apresenta a contextualização do tema, os objetivos e a estrutura do trabalho.

*Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica:* Neste capítulo é feita a revisão bibliográfica sobre colunas granulares encamisadas (GEC's): solo mole, material de enchimento da coluna e geossintético; ensaios de laboratório em GEC's; comportamento do geossintético; comportamento da areia: composição granulométrica, presença de água, índice de vazios inicial, tensão-deformação, carregamento, tensão confinante e tensão principal intermediária; dimensionamento de GEC's: estabilidade global; e método dos elementos finitos: modelo Elasto-plástico perfeito e estrutura do programa.

*Capítulo 3 – Materiais e Métodos – Ensaios Laboratoriais:* São explicados os métodos utilizados nos ensaios, bem como a caracterização física dos materiais empregados no modelo de laboratório: areia, lona plástica de PEBD e plástico filme.

*Capítulo 4 – Materiais e Métodos – Modelagem Numérica:* São explicados os métodos utilizados na modelagem numérica, através do programa PLAXIS 3D e o ângulo de atrito da interface obtido no laboratório.

*Capítulo 5 – Resultados e Discussões – Ensaios Laboratoriais:* São apresentados os resultados obtidos para os modelos de ensaio de resistência ao cisalhamento propostos, bem como a comparação com o trabalho de Rodrigues (2020).

*Capítulo 6 – Resultados e Discussões – Método Numérico:* São apresentados os resultados obtidos para a modelagem numérica, comparando o método numérico e o modelo laboratorial.

*Capítulo 7 – Comparação dos Resultados com a Teoria de Raithel e Henne (2000):* Neste capítulo, são feitas projeções esperadas dos parâmetros de resistência secantes de acordo com a teoria de Raithel e Henne (2000). Essas previsões teóricas são comparadas com os resultados obtidos nos ensaios de laboratório.

*Capítulo 8 – Conclusões e sugestões para trabalhos futuros:* No último capítulo, são apresentadas as conclusões alcançadas com os resultados obtidos, e também sugestões para estudos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os solos moles possuem baixa capacidade de suporte, podendo sofrer deformações excessivas ao serem submetidos a esforços de compressão. A construção do aterro gera aumento de tensão vertical sobre o solo de fundação, que, devido ao adensamento, pode recalcar e se deformar excessivamente, chegando à ruptura em determinadas situações e ocasionar recalques e deformações, comprometendo a obra (ALMEIDA *et al.*, 2019).

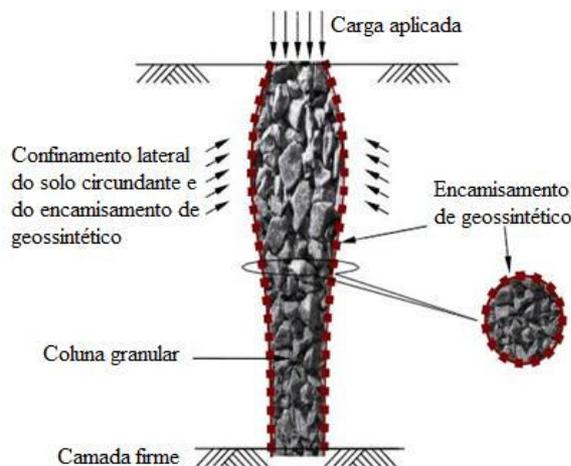
Existem várias técnicas utilizadas na melhoria de solos moles: remoção do solo mole, bermas de equilíbrio, drenos verticais de areia, estacas e colunas granulares convencionais ou com camisa de geossintético (ALMEIDA *et al.*, 2019).

No presente trabalho, é investigada a técnica do uso de colunas granulares encamisadas como solução para estabilização de solos compressíveis.

### 2.1 COLUNAS GRANULARES ENCAMISADAS

As colunas granulares encamisadas (GEC's) têm a função de reduzir o recalque, concentrando as cargas do aterro na coluna, e agir como meio drenante, reduzindo o tempo necessário para o adensamento final pós-construção, acelerando a taxa de consolidação da argila mole. A principal diferença em relação às colunas convencionais é o encamisamento com geossintético, que resulta em características de drenagem favoráveis à coluna. O invólucro geossintético controla o diâmetro da coluna e aumenta sua rigidez, reduz perdas de material, evita a contaminação do material granular com o solo mole circundante e absorve as tensões cisalhantes (ALMEIDA *et al.*, 2019). O esquema geral de GEC's é mostrado na Figura 1.

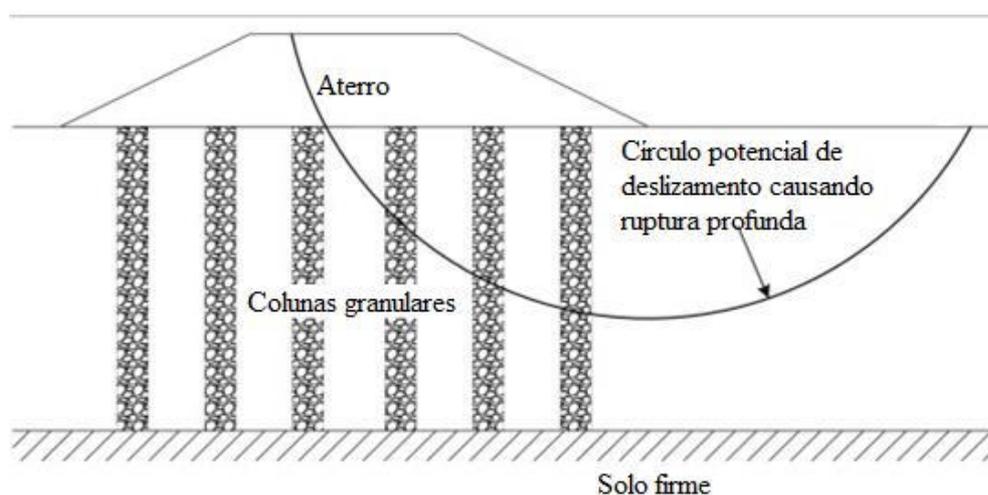
Figura 1 – Esquema do funcionamento da Coluna Granular Encamisada



Fonte: Modificado de Murugesan e Rajagopal (2006).

O princípio fundamental da técnica é inserir colunas de areia ou brita, aumentando a resistência ao cisalhamento e reduzindo a compressibilidade do solo mole (KEYKHOSROPUR *et al.*, 2011). GEC's podem ser aplicadas em depósitos de solo mole com resistência não drenada inferior a 30 kPa, sendo mais adequadas para valores inferiores a 15 kPa (ALMEIDA *et al.*, 2019). Para resistências abaixo desse valor, colunas granulares convencionais estão sujeitas às deformações excessivas, devido à falta de confinamento lateral do solo circundante (ALEXIEW *et al.*, 2003). Assim, o escoamento lateral do solo de fundação pode levar à ruptura por cisalhamento (Figura 2). O uso do encamisamento de geossintético reduz o embarrigamento causado pelo baixo nível de confinamento lateral do solo mole (PALMEIRA, 2018).

Figura 2 – Superfície de ruptura potencial do tipo circular em um aterro sobre solo mole estabilizado com colunas granulares

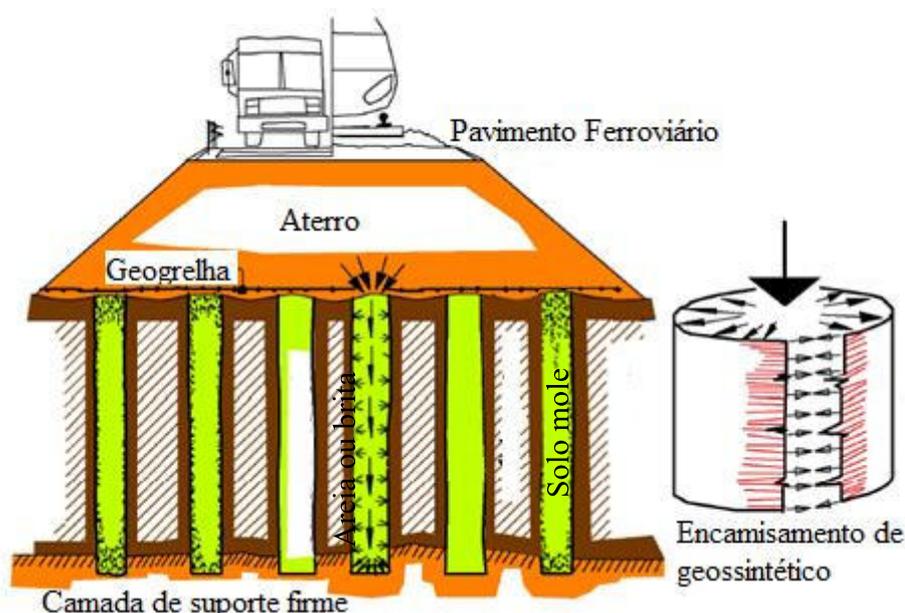


Fonte: Modificado de Mohapatra *et al.* (2016).

As colunas granulares encamisadas são adequadas em fundações sujeitas a esforços laterais, como pilhas nas proximidades de aterros elevados, e em áreas sísmicas, para manter a integridade da coluna sob cisalhamento causado pelo impacto sísmico. Outra aplicação é para aterros ferroviários utilizados para trens de alta velocidade (

Figura 3), uma vez que a solução aumenta a estabilidade dinâmica (ALEXIEW *et al.*, 2015).

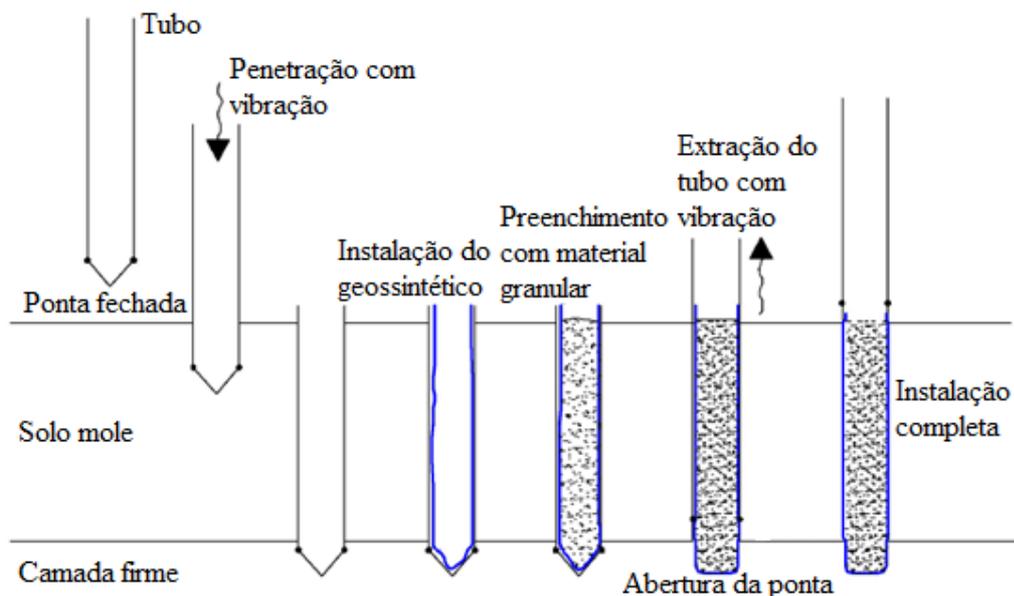
Figura 3 – Pavimento ferroviário construído acima do aterro sobre solo mole estabilizado com coluna granular encamisada com geossintético



Fonte: Modificado de Alexiew, Brokemper e Lothspeich (2005).

As colunas granulares encamisadas podem ser instaladas com ou sem deslocamento lateral de solo mole, sendo utilizados, portanto, dois métodos para sua construção. A primeira técnica consiste no método do deslocamento (Figura 4), no qual o tubo metálico de ponta fechada é cravado no solo mole, seguido da inserção do tubo circular de geotêxtil tecido e do preenchimento com material granular. A ponta abre quando o tubo é puxado na vertical sob vibração, havendo compactação do agregado, garantindo maior rigidez e menor compressibilidade da coluna. Esse método é utilizado para solos muito moles, com resistência não drenada inferior a 15 kPa (ALMEIDA *et al.*, 2019).

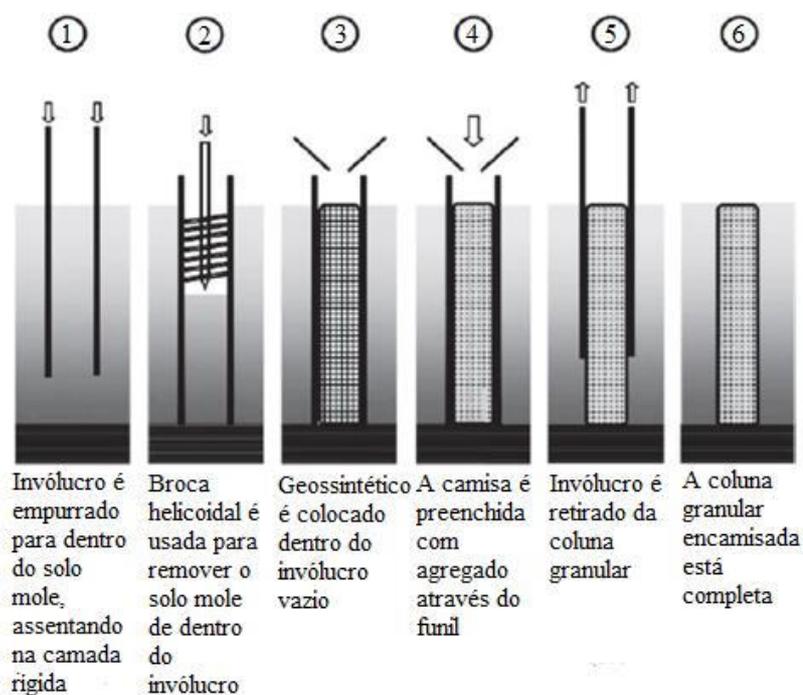
Figura 4 – Instalação de GEC's pelo método do deslocamento



Fonte: Modificado de Alexiew, Brokemper e Lothspeich (2005).

A segunda técnica consiste no método da substituição (Figura 5), no qual o tubo metálico aberto é cravado na camada de solo mole, sequencialmente removida por meio do trado. Esse método é utilizado para solos com resistência à penetração superior ou quando os efeitos da vibração precisam ser evitados, devido a construções vizinhas (ALMEIDA *et al.*, 2019).

Figura 5 – Instalação de GEC's pelo método da substituição



Fonte: Modificado de Gniel e Bouazza (2010).

Existem duas opções para dimensionar o diâmetro do tubo circular de geotêxtil tecido. Na primeira, o diâmetro do geossintético é superior ao do tubo de aço, possibilitando uma melhor mobilização do solo mole após a remoção do tubo. Na segunda maneira, os diâmetros são iguais, proporcionando uma rápida deformação e menor mobilização do solo mole, sendo mais utilizada atualmente (ALEXIEW *et al.*, 2005).

Na fase que antecede o início da obra, deve ser feito um estudo sobre os requisitos e características típicas dos materiais (solo mole do local, agregado e geossintético), para realizar na sequência o dimensionamento e as análises de adensamento e estabilidade (ALMEIDA *et al.*, 2019).

### **2.1.1 Solo Mole**

As características do solo mole em questão devem ser obtidas por meio da ilha de investigação geotécnica, incluindo ensaios *in situ* e no laboratório, em amostras deformadas e indeformadas. Os parâmetros relacionados à compressibilidade, histórico de tensões e resistência controlam o recalque e a estabilidade do aterro sobre o depósito de solo (ALMEIDA *et al.*, 2019).

O SPT (Ensaio de Penetração Padrão) é o mais utilizado para a investigação do solo, completado pelo VST (Ensaio de Palheta), determinando a resistência não drenada, e pelo CPTu (Teste do Piezocone), que mede a poropressão. O Quadro 1 apresenta os ensaios normalmente utilizados, bem como os parâmetros do solo mole obtidos (ALMEIDA *et al.*, 2019).

Quadro 1 – Testes laboratoriais e *in situ* recomendados e parâmetros obtidos para solo mole

Ensaio	Tipo	Objetivo do ensaio	Principais parâmetros do solo	Outros Parâmetros	Recomendações
Laboratório	Caracterização completa	Características físicas do solo	$W_n$ , $W_L$ , $W_p$ , $G_s$ , tamanho dos grãos, distribuição granulométrica	-	Recomendado para quantificar matéria orgânica em solos muito orgânicos e turfa
	Ensaio de adensamento	Calcular o adensamento e curva de adensamento <i>versus</i> tempo	$C_c$ , $C_s$ , $\sigma'_{vm}$ , $C_v$ , $e_0$ , $E_{oed}$	$E_{oed}$ , $C_\alpha$	Essencial para calcular o grau de adensamento; pode ser substituído pelo CRS teste
	Triaxial CU	Análise de estabilidade; parâmetros de deformabilidade (MEF)	$S_u$ , $c'$ , $\phi'$	$E_u$	CAU teste é o mais indicado
<i>In situ</i>	SPT	Primeiro ensaio a ser realizado, para a escolha dos outros ensaios	Descrição da camada de solo	Nível de água	Medição do nível d'água requer procedimentos especiais para fornecer dados significativos
	Ensaio de Palheta	Análise de estabilidade	$S_u$ , $S_t$	-	Essencial para determinar a resistência não drenada da argila
	Piezocone (CPTu)	Estratigrafia; adensamento em função do tempo (para ensaio de dispersão)	Perfil do solo, $S_u$ , $c_h$ ( $c_v$ )	Comportamento do solo, OCR, $K_0$ , $E_{oed}$	-

$C_c$ : índice de compressão;  $C_s$ : índice de recompressão/recarregamento;  $c_v$ : coeficiente de adensamento vertical;  $c_h$ : coeficiente de adensamento horizontal;  $c'$ : coesão efetiva;  $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo;  $E_{oed}$ : módulo oedométrico;  $e_0$ : índice de vazios inicial;  $k_0$ : coeficiente de empuxo no repouso; OCR: razão de pré-adensamento;  $S_u$ : resistência não drenada;  $\sigma'_{vm}$ : tensão de sobre-adensamento;  $E_u$ : módulo de elasticidade;  $S_t$ : sensibilidade da argila;  $W_n$ : umidade natural;  $W_L$ : limite de liquidez;  $W_p$ : limite de plasticidade;  $G_s$ : massa específica do solo;  $C_\alpha$ : índice de compressão secundária.

Fonte: Modificado de Almeida *et al.* (2019).

Tipicamente, é obtido um módulo oedométrico de referência a uma tensão de 100 kPa entre 0,5 e 3,0 MPa. A resistência não drenada varia em torno de 3 e 30 kPa (EBGEO, 2011).

### 2.1.2 Material de enchimento da coluna

De acordo com EBGEO (2011), o material de enchimento da coluna deve ser granular, areia ou brita, tipicamente. Suas características podem ser determinadas por ensaios de cisalhamento direto ou triaxial, granulometria, determinação da densidade real do solo, ensaios de índices de vazios máximo e mínimo, ensaios de solidez com sulfato de magnésio e de resistência à degradação por abrasão e impacto.

Para colunas de brita, o agregado deve ser limpo, preferencialmente composto por pedras britadas, livre de matéria orgânica ou outros materiais deletérios, e sua desagregação no ensaio de abrasão Los Angeles deve ter perda inferior a 45%, testado de acordo com a ASTM C131/C131M (2020), e ter perda máxima de massa de 15% no ensaio de sulfato de magnésio, conforme a ASTM C88/C88M (2018).

A densidade relativa é variável ao longo do comprimento da coluna, atingindo valores aproximados de 75% (BARKSDALE; BACHUS, 1983). O ângulo de atrito deve ser superior a

30°, o coeficiente de permeabilidade superior a  $10^{-5}$  m/s ou duas ordens de grandeza mais permeável que o solo mole e a compactidade após a execução entre fofa e medianamente compacta (EBGEO, 2011). O módulo de Young varia entre 25 e 100 MPa, podendo variar conforme o nível de tensão de confinamento. Já para o coeficiente de Poisson, o valor típico é de 0,3, e o tamanho do grão deve variar entre 12 e 75 mm (CASTRO, 2017). A Tabela 1 apresenta as propriedades do material granular utilizado nas colunas (CASTRO, 2017; HOSSEINPOUR, 2015).

Tabela 1 – Parâmetros do material utilizado nas colunas granulares

Referência	$\phi_c$ (°)	$\Psi_c$ (°)	$E_c$ (kPa)	$\nu$ (-)	$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
Malarvizhi e Ilamparuthi (2007)	48	4	9	0.3	16
Yoo (2010)	40	10	40	0.3	23
Almeida <i>et al.</i> (2013)	38	50	15.5	0.3	18
Hosseinpour <i>et al.</i> (2015)	40	–	80	–	20
Alexiew e Raithel (2015)	32.5	0	–	–	20
Khabbazian <i>et al.</i> (2015)	35	0	30	0.2	–
Chen <i>et al.</i> (2015)	35	10	40	0.3	22
Castro (2017)	35	5	50	0.33	20
Ayadat e Hanna (2005)	35	5	76.5	0.3	19
Murugesan e Rajagopal (2006)	35	5	85	0.3	18.5
Lo <i>et al.</i> (2010)	35	0	85	0.33	20
Keykhosropur <i>et al.</i> (2012)	35	2.5	50	0.3	19

$E_c$ : módulo de elasticidade da coluna;  $\gamma_{sat}$ : peso específico saturado;  $\nu$ : coeficiente de Poisson;  $\phi_c$ : ângulo de atrito da coluna;  $\Psi_c$ : ângulo de dilatância.

Fonte: Modificado de Almeida *et al.* (2019).

### 2.1.3 Geossintético

De acordo com Almeida *et al.* (2019), o geotêxtil tecido é o geossintético mais utilizado atualmente para o encamisamento das colunas. Esse revestimento pode ser modelado como uma membrana flexível, não suportando tensões de compressão, com espessura desprezível, que se comporta como um material elastoplástico, com módulo de rigidez variando entre 1500 a 6500 kN/m.

A rigidez e a resistência à tração da camisa podem influenciar significativamente o funcionamento do sistema, uma vez que o revestimento geossintético suporta a variação da tração radial durante a vida útil da estrutura. O módulo de tração baixo pode gerar abaulamento das colunas e redistribuição das tensões verticais e horizontais (ALEXIEW *et al.*, 2005).

De acordo com Alexiew *et al.* (2000), as propriedades ideais do geossintético são:

- a) Adequado módulo de rigidez, para as condições de deformações e mobilização de força;
- b) Baixa propensão à fluência (alta resistência à tração e rigidez, e pequena deformação em longo prazo);
- c) Alta permeabilidade (menor resistência hidráulica e, como consequência, inexistência de pressão hidráulica);
- d) Alta resistência mecânica, gerando pequenos danos durante a instalação;
- e) Altas resistências química e biológica, evitando a degradação do material;
- f) Custo relativamente baixo.

A Figura 6 apresenta a extremidade superior do encamisamento de geossintético visível nas GEC's instaladas no interior do terreno.

Figura 6 –Teste em GEC's para demonstração em diferentes campos



Fonte: Alexiew *et al.* (2005).

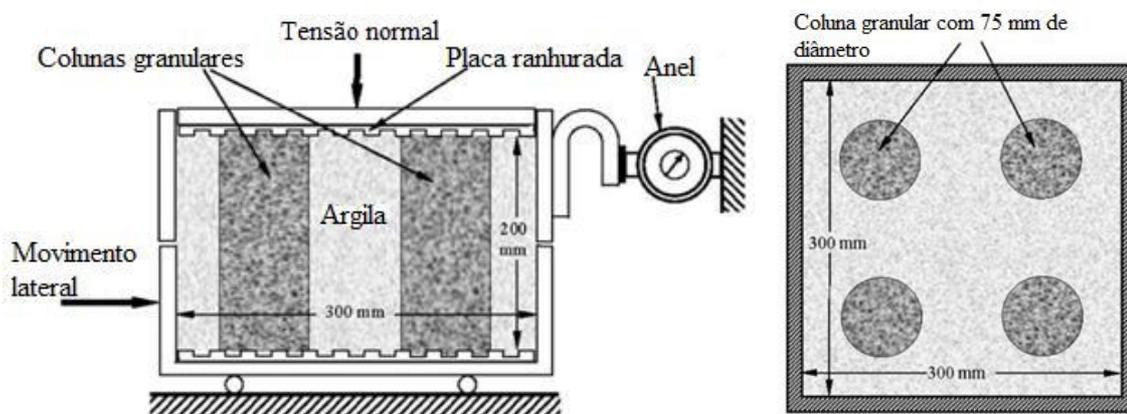
## 2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO EM GEC's

Atualmente, muitos estudos baseiam-se no comportamento de colunas granulares envoltas em geossintéticos sob cargas verticais, porém ainda há pouca pesquisa sobre o efeito

das cargas laterais. Na sequência serão apresentados alguns estudos de cisalhamento realizados em GEC's.

Murugesan e Rajagopal (2008) realizaram ensaios de cisalhamento direto para analisar o comportamento de colunas granulares convencionais e revestidas com geossintéticos (Figura 7). Os autores observaram que, quando submetidas ao efeito cisalhante, as GEC's têm ganho de resistência ao cisalhamento quando comparadas às convencionais.

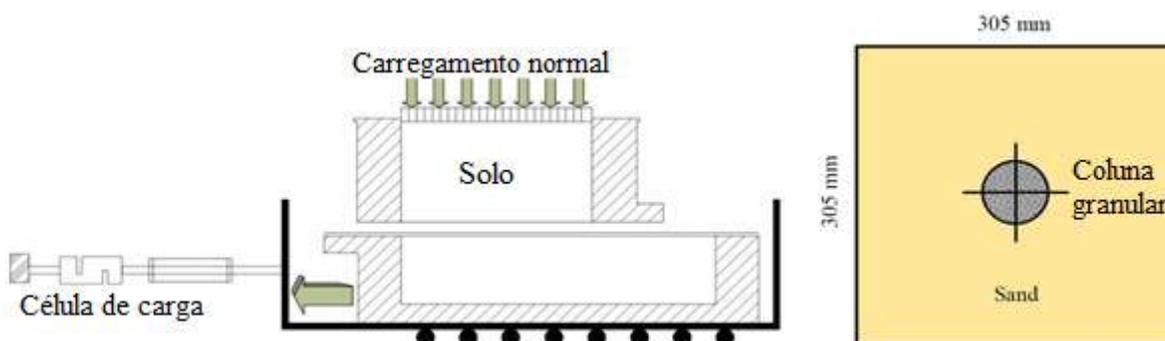
Figura 7 – Esquema de ensaios de cisalhamento direto em colunas granulares instaladas em solo argiloso: vista em perfil e vista em planta da caixa, respectivamente



Fonte: Modificado de Murugesan e Rajagopal (2008).

Mohapatra e Rajagopal (2015) realizaram um estudo experimental para análise da capacidade cisalhante da coluna granular encamisada com geossintético (Figura 8). Segundo os autores, as GEC's podem estar sujeitas a uma quantidade significativa de tensão cisalhante perto da ponta de aterros elevados e em paredes de contenção, que depende do diâmetro da coluna, da carga atuante sobre o solo e da resistência do geossintético.

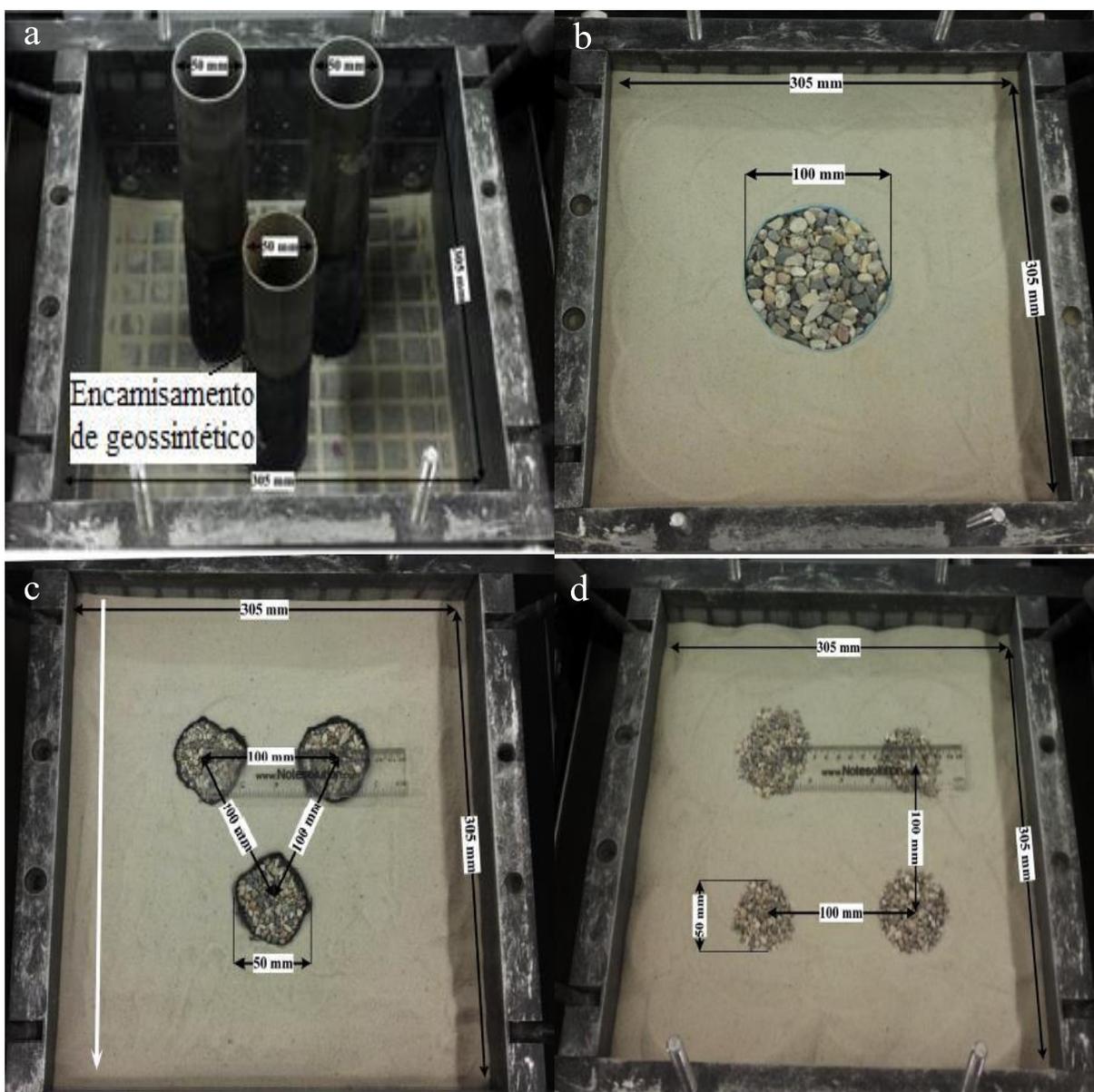
Figura 8 – Esquema da caixa de cisalhamento utilizada em ensaio de cisalhamento sobre GEC's



Fonte: Modificado de Mohapatra e Rajagopal (2015).

Mohapatra *et al.* (2016) realizaram ensaios de cisalhamento direto a fim de avaliar o efeito do revestimento geossintético na capacidade de carga lateral da coluna. Foram feitos diversos ensaios, conforme o esquema da Figura 9, com tensões normais variando entre 15 e 75 kPa, dois diâmetros de colunas, três diferentes tipos de materiais do revestimento e três configurações de planos.

Figura 9 – Esquema de ensaio de cisalhamento direto em GEC's: (a) caixa de cisalhamento e colunas; (b) coluna granular; (c) colunas com arranjo triangular; (d) colunas com arranjo quadrado



Fonte: Modificado de Mohapatra *et al.* (2016).

Rodrigues (2020) realizou ensaios de resistência ao cisalhamento direto em colunas com camisas de diferentes rigidezes, avaliando a influência do encamisamento. Os testes foram feitos em modelo reduzido (tipo 1g), com fator de redução igual a 37,67. A simulação da camisa de geossintético foi feita com camisa de polietileno de baixa densidade (PEBD), com rigidez igual a 20 kN/m e espessura de 0,1 mm. Os resultados indicaram ganho de resistência no solo com o aumento da rigidez da camisa, sendo mais evidente para areia compacta. O esquema dos ensaios está apresentado na Figura 10.

Figura 10 – Ensaio de cisalhamento direto em GEC's



Fonte: Rodrigues (2020).

Sabe-se que as colunas granulares encamisadas oferecem maior resistência ao carregamento lateral quando comparadas às convencionais, porém há necessidade de analisar a influência do tamanho das colunas, da rigidez do geossintético e do efeito de grupo para compreender o comportamento das GEC's (MOHAPATRA *et al.*, 2016).

A capacidade do invólucro geossintético de evitar a ruptura por cisalhamento das colunas é importante no caso de liquefação induzida por terremoto, onde o solo de fundação está sujeito a grandes deformações. Assim, as GEC's permanecerão funcionando como drenos, restaurando as tensões efetivas, impedindo a ruptura completa da estrutura (MOHAPATRA *et al.*, 2016). O fluxo lateral do solo mole pode gerar tensão lateral nas colunas, como na ponta dos aterros, causando ruptura por cisalhamento. Ao estudar o efeito do encamisamento sobre o comportamento cisalhante do sistema solo-reforço, observa-se que esse eleva significativamente a resistência aos movimentos laterais (MURUGESAN; RAJAGOPAL, 2008).

No arranjo de colunas granulares em grupo, a coluna e o solo circundante atuam como um material composto, com maior resistência. Esse aspecto é importante e precisa ser considerado para análises e projetos de estabilidade (MOHAPATRA *et al.*, 2016).

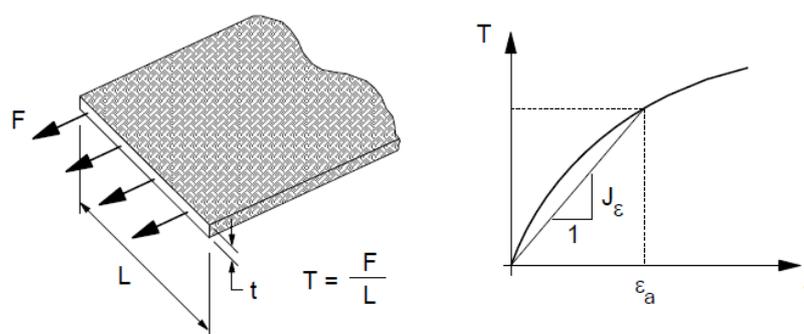
### 2.3 COMPORTAMENTO DO GEOSSINTÉTICO

Os geossintéticos possuem uma vasta área de aplicação dentro da engenharia: transporte, geotecnia, meio ambiente e hidráulica. Esses materiais caracterizam-se como de rápida instalação, podendo substituir a matéria-prima bruta ou natural, bem como o solo ou outro material de construção. Adicionalmente, os geossintéticos têm fácil determinação de dados técnicos e custos competitivos, sendo opções mais sustentáveis (KOERNER, 2012). Esses produtos são utilizados para diversos problemas geotécnicos, como reforço (estruturas de contenção, taludes íngremes ou aterros sobre solos moles), drenagem, filtração, barreiras para fluidos e gases, controle de erosão, barreira de sedimentos e proteção ambiental (PALMEIRA, 2018).

As propriedades mecânicas dos geossintéticos são importantes na maioria de suas aplicações como reforço e para minimizar os danos durante a instalação e compactação do solo sobre o material, por exemplo (PALMEIRA, 2018).

A resistência à tração ( $T_{max}$ ), a deformação na ruptura ( $\epsilon_{max}$ ) e a rigidez à tração ( $J$ ) são grandezas fundamentais em obras de reforço. A última é definida como a relação entre a força de tração e a deformação correspondente. Devido ao comportamento não-linear da tração dos materiais poliméricos, é utilizada a rigidez secante ( $J_\epsilon$ ) nos projetos. A relação da força com a largura do geossintético e da deformação com a carga estão apresentadas na Figura 11 (PALMEIRA, 2018).

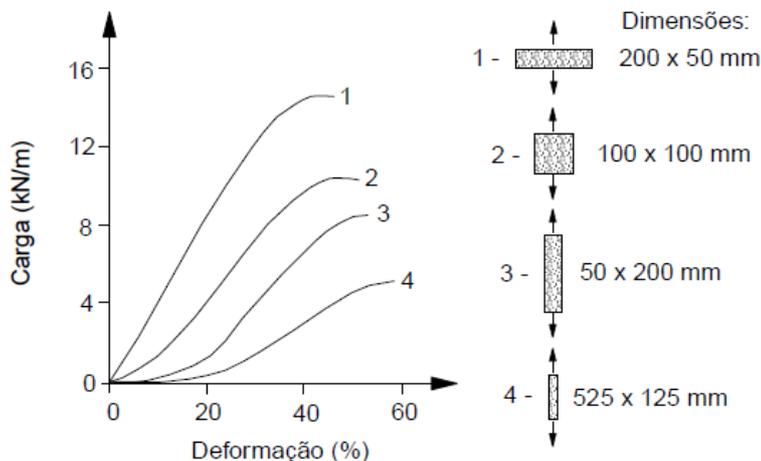
Figura 11 – Definição da força por unidade de largura em um geossintético e curva carga-deformação



Fonte: Palmeira (2018).

As dimensões do espécime influenciam nos resultados de ensaios de tração, como mostra a Figura 12.

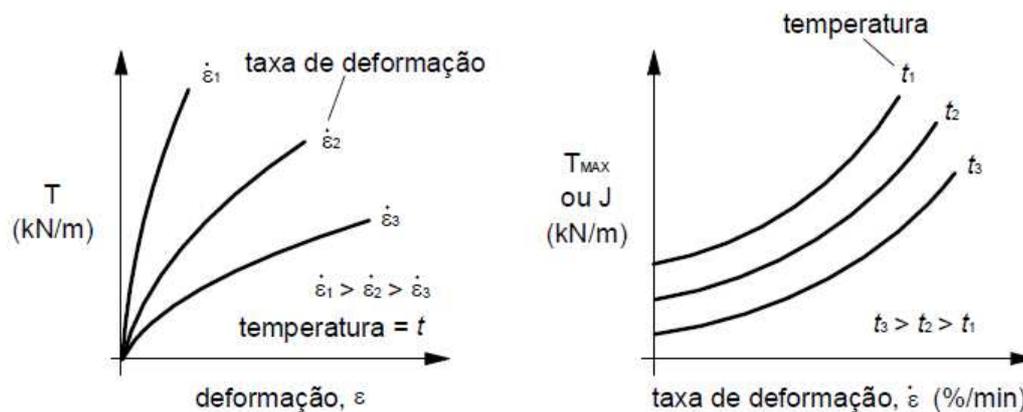
Figura 12 – Influência das dimensões do espécime nos resultados de ensaios de tração



Fonte: Raumann (1979).

As respectivas influências da taxa de deformação e da temperatura no comportamento carga-deformação dos geossintéticos está apresentada na Figura 13.

Figura 13 – Influências da taxa de deformação e da temperatura no comportamento carga-deformação de geossintéticos



Fonte: Palmeira (2018).

O dano mecânico, danos recorrentes de ação do ambiente e incertezas em relação ao comportamento mecânico do geossintético podem gerar redução na resistência de referência, sendo necessária a aplicação dos fatores de redução (PALMEIRA, 2018).

## 2.4 COMPORTAMENTO DA AREIA

Neste tópico será estudado o comportamento das areias puras ou com porcentagem de finos inferior a 12%, determinado pelo contato entre grãos minerais, normalmente formados por quartzo com diâmetro superior a 0,05 mm (SOUZA PINTO, 2006).

As areias são bastante permeáveis, havendo rápida dissipação das pressões neutras provenientes do carregamento. Assim, sua resistência é definida em termos de tensões efetivas, podendo seus parâmetros de resistência serem obtidos por ensaios de cisalhamento direto e triaxiais. Os comportamentos de variação das tensões cisalhantes e de variação volumétrica em função da deformação dependem do seu estado de compactidade, visto que areias compactas possuem comportamentos físico e mecânico diferentes das areias fofas (LAMBE; WHITMAN, 1969).

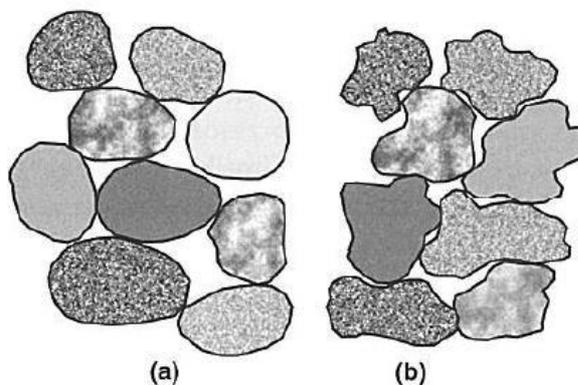
A resistência de pico das areias está relacionada ao entrosamento que ocorre entre os grãos: nas areias fofas, o cisalhamento gera reacomodação das partículas, ocupando espaços vazios e diminuindo o volume; e nas areias compactas, há maior resistência. A areia seca ou saturada não possui coesão, logo não se mantém sem uma tensão confinante. Observa-se que o ângulo de atrito interno varia com a tensão confinante. Diversos outros fatores influenciam o ângulo de atrito das areias: distribuição granulométrica, formato, tamanho e resistência dos grãos, composição mineralógica, presença de água, estrutura e envelhecimento (LAMBE, 1969).

### 2.4.1 Composição granulométrica

Quanto melhor for a distribuição granulométrica da areia, maior o entrosamento entre grãos, conseqüentemente, maior o ângulo de atrito. Caso a porcentagem de finos seja superior, eles irão influenciar o comportamento da areia, uma vez que as partículas grossas estão envoltas pelas finas, sem entrosamento. Se a porcentagem de grossos for maior, os grãos finos irão ocupar os espaços vazios, aumentando o entrosamento e o ângulo de atrito (SOUZA PINTO, 2006).

De acordo com Souza Pinto (2006), o ângulo de atrito do grão esférico é superior ao de formato angular, devido ao melhor entrosamento das partículas irregulares (Figura 14).

Figura 14 – Entrosamento das areias: (a) de grãos arredondados; (b) de grãos angulares



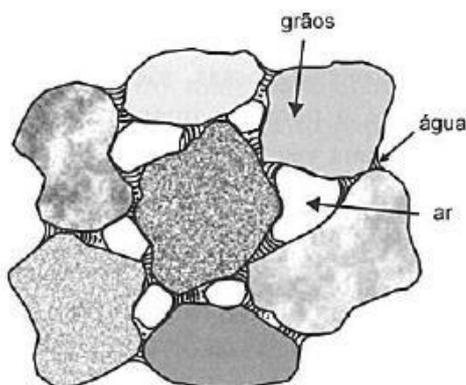
Fonte: Souza Pinto (2006).

Caso os grãos não tenham resistência às forças cisalhantes, vão se romper, alterando a granulometria da areia. Essa quebra de partículas é a principal responsável pelas envoltórias de resistência curvas das areias e variação do índice de vazios crítico com a tensão confinante, sendo o índice de vazios crítico aquele em que a areia se deforma sem variar de volume, durante a ruptura, independente do índice de vazios inicial (SOUZA PINTO, 2006).

#### 2.4.2 Presença de água

O ângulo de atrito da areia saturada é similar ao da seca, porém a água pode reduzir a resistência dos cantos das partículas, diminuindo a resistência dos grãos, acarretando sua ruptura. Na condição não saturada, a água gera sucção na amostra (coesão aparente), devido aos meniscos da interface ar-água, como mostra a Figura 15 (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 15 – Efeito da sucção criando confinamento efetivo das areias

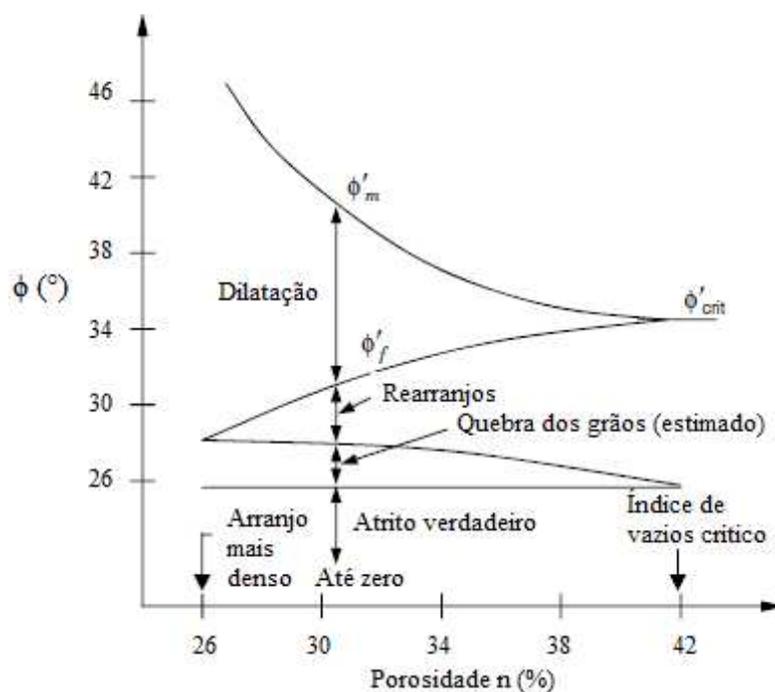


Fonte: Souza Pinto (2006).

### 2.4.3 Índice de Vazios Inicial

O ângulo de atrito é inversamente proporcional ao volume de vazios do solo: quando a porosidade diminui, o ângulo de atrito aumenta. A Figura 16 apresenta as parcelas de contribuição na alteração do valor do ângulo de atrito ( $\phi$ ) das areias conforme sua porosidade (ROWE, 1962).

Figura 16 – Parcelas de contribuição para o ângulo de atrito de solos granulares de acordo com a porosidade



Fonte: Modificado de Rowe (1962).

O ângulo de atrito mobilizado ( $\phi'_m$ ) relaciona-se à resistência ao deslizamento nos contatos, referente ao atrito interno, chamada de atrito verdadeiro ( $\Delta\phi'_{\text{verdadeiro}}$ ); à quebra dos grãos ( $\Delta\phi'_{\text{quebra}}$ ), que ocorre em areias mais compactas sob altas tensões de confinamento; ao rearranjo das partículas ( $\Delta\phi'_{\text{rearranjo}}$ ), onde há ocupação dos espaços vazios e conseqüente redução de volume; e à dilatação ( $\Delta\phi'_{\text{dilatação}}$ ). De acordo com Taylor (1948) e Rowe (1962) as componentes do ângulo de atrito mobilizado são dadas pela Equação 1.

$$\phi'_m = \Delta\phi'_{\text{verdadeiro}} + \Delta\phi'_{\text{quebra}} + \Delta\phi'_{\text{rearranjo}} + \Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_{\text{crítico}} + \Delta\phi'_{\text{dilatação}} \quad (1)$$

Para areias muito fofas, considera-se a Equação 2. Assim, tem-se que o atrito mobilizado é dado pela Equação 3 (TAYLOR, 1948; ROWE, 1962).

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \Delta\phi'_{\text{quebra}} = 0. \quad (2)$$

$$\phi'_m = \phi'_{\text{crítico}} = \Delta\phi'_{\text{verdadeiro}} + \Delta\phi'_{\text{rearranjo}} \quad (3)$$

O aumento da compacidade da areia resulta no aumento do efeito de dilatação provocado pelo intertravamento e pela quebra de partículas em altas tensões de confinamento, na elevação do pico de resistência acima da resistência crítica, na elevação da curva da envoltória de resistência de pico e na diminuição do efeito de redução de volume devido ao rearranjo da estrutura (TAYLOR, 1948; ROWE, 1962).

O efeito da dilatação em função do ângulo de dilatância ( $\Psi$ ) é dado pela Equação 4 (BOLTON, 1986).

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 0,8 \times \Psi \quad (4)$$

Essa relação é válida para ensaios de deformação plana e de cisalhamento direto. Para o ensaio triaxial, Knappett e Craig (2018) sugerem a Equação 5.

$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = 0,5 \times \Psi \quad (5)$$

O efeito de dilatação também pode ser relacionado com a densidade relativa (DR) e a tensão de confinamento ( $\sigma'$ ), através do índice normalizado de dilatância ( $I_R$ ), como mostra a Equação 6 de Bolton (1986).

$$I_R = DR \times (Q - \ln \sigma') - 1 \quad (6)$$

Onde:

- a) Q: resistência à quebra das partículas, igual a 10 kPa para grãos de quartzo e feldspato, 8 kPa para calcário, 7 kPa para antracite e 5,5 kPa para cal, de acordo com Mitchell e Soga (2005).

O efeito da dilatação relaciona-se ao parâmetro  $I_R$  pelas Equações 7 e 8, para ensaios triaxiais e de deformação plana, respectivamente (BOLTON, 1986).

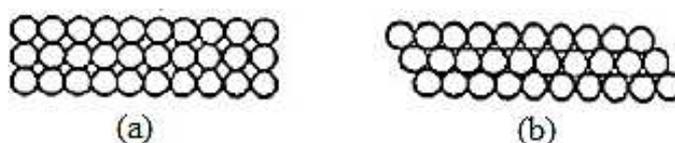
$$\Delta\phi'_{\text{dilatação}} = \phi'_m - \phi'_{\text{crítico}} = 3I_R \quad (7)$$

$$\Delta\phi'_{\text{dilat\~{a}o}} = \phi'_m - \phi'_{\text{cr\~{i}tico}} = 5I_R \quad (8)$$

A quebra de part\~{i}culas de areia influencia significativamente no comportamento cisalhante. Esse fen\~{o}meno pode reduzir for\~{c}as de pico, \~{a}ngulos de atrito e de dilat\~{a}ncia p\~{o}s-pico e aumentar a deforma\~{c}\~{a}o volum\~{e}trica do solo (YU, 2017).

O comportamento cisalhante dos solos pode ser definido pela matriz plana de esferas r\~{i}gidas. Quando essa for compactada verticalmente, as tens\~{o}es sofrem altera\~{c}\~{a}o se as part\~{i}culas se moverem lateralmente (Figura 17). Observa-se o aumento de vazios entre as part\~{i}culas, chamado de dilat\~{a}ncia, havendo aumento de volume da areia densa durante o cisalhamento (REYNOLDS, 1855).

Figura 17 – Varia\~{c}\~{a}o do volume em solos granulares: (a) material antes do cisalhamento; (b) material ap\~{o}s o cisalhamento

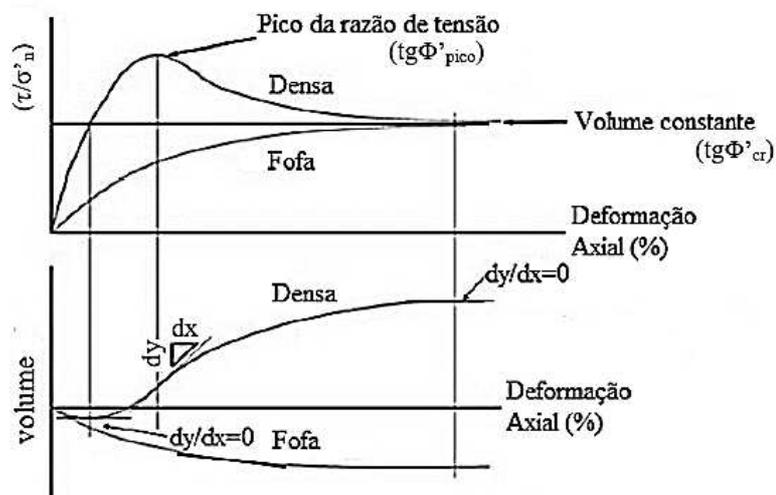


Fonte: Wood (1990).

A Figura 17 mostra que as part\~{i}culas podem deslocar-se umas sobre as outras. Em solos granulares e densos, sob baixas tens\~{o}es confinantes, os gr\~{a}os empurram os adjacentes para fora do plano de cisalhamento, ocorrendo expans\~{a}o volum\~{e}trica at\~{e} sua estabiliza\~{c}\~{a}o, atingindo o estado cr\~{i}tico (WOOD, 1990).

A compacidade das areias altera a curva tens\~{a}o *versus* deforma\~{c}\~{a}o (Figura 18). \~{A} medida que o \~{i}ndice de vazios diminui, a tens\~{a}o desviadora de ruptura cresce, aumentando a resist\~{e}ncia ao cisalhamento. O solo fofo tem pouca redu\~{c}\~{a}o de resist\~{e}ncia, enquanto que o compacto apresenta uma queda tendendo \~{a} estabiliza\~{c}\~{a}o (LAMBE, 1969).

Figura 18 – Efeito do cisalhamento em areias: densas e fofas

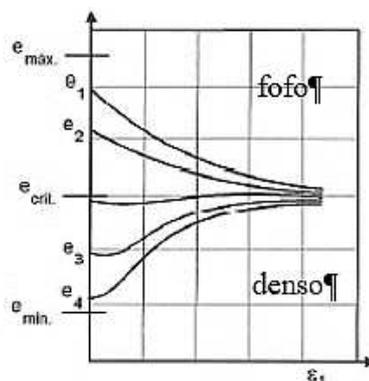


Fonte: Modificado de Taylor (1948).

O índice de vazios interfere diretamente no mecanismo de intertravamento. Solos densos têm picos bem definidos na curva tensão *versus* deformação, com tendência à dilatância. A resistência ao cisalhamento corresponde à reta que passa pela origem, com ângulo de atrito maior nos solos densos (TAYLOR, 1948).

As areias compactas estão sujeitas à dilatação, apresentando índices de vazios maiores durante o cisalhamento, enquanto que as areias fofas têm índice de vazios inicial alto, reduzindo com o cisalhamento devido à sua compressão. A Figura 19 mostra a variação do índice de vazios durante o cisalhamento, tendendo para o mesmo valor, correspondente ao índice de vazios crítico (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 19 – Variação do índice de vazios de areias em compressão axial, a partir de índices de vazios iniciais diferentes

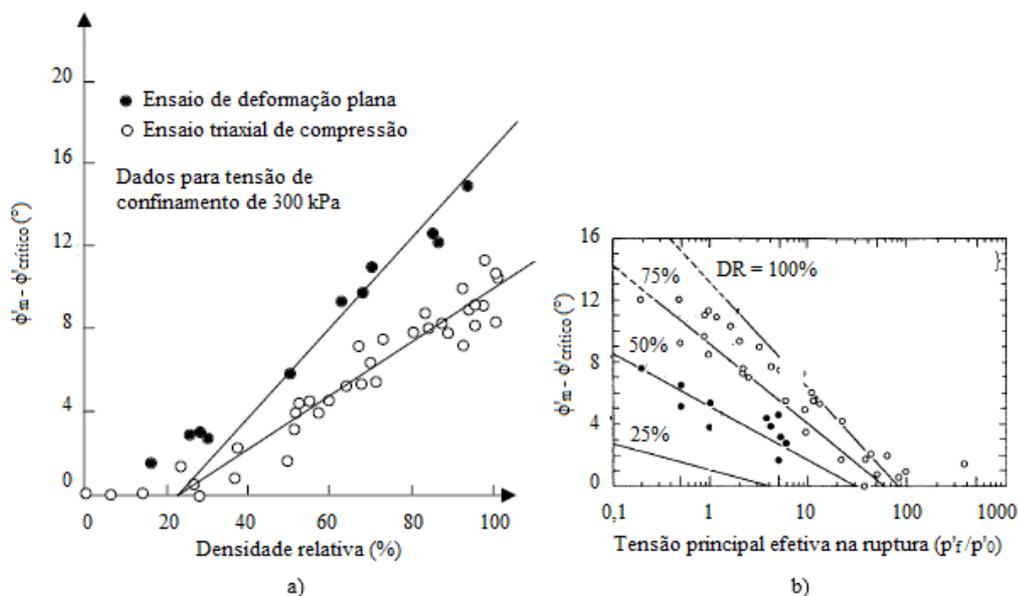


Fonte: Modificado de Souza Pinto (2006).

Bolton (1962) relacionou os ângulos de atrito de pico e do estado crítico, variando com a densidade relativa e com a tensão confinante, conforme mostra a Figura 20.

Figura 20 – Diferença entre o ângulo de atrito de pico e do estado crítico:

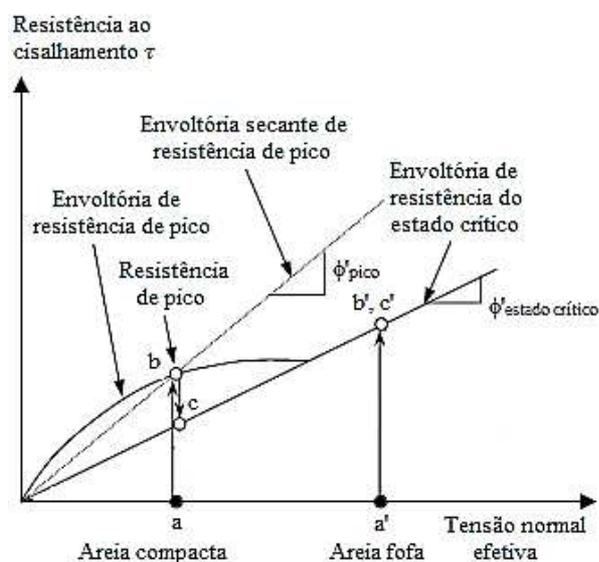
(a) conforme a densidade relativa; (b) conforme a tensão confinante



Fonte: Modificado de Mitchell e Soga (2005).

A areia compacta apresenta pico na curva tensão *versus* deformação antes de alcançar o estado crítico. Assim, sua envoltória está associada aos dois valores, como mostra a Figura 21. A curva na envoltória de pico acontece devido à perda de dilatância e/ou quebra de grãos em altas tensões (MITCHELL; SOGA, 2005).

Figura 21 – Resistência de pico e crítica, e seus ângulos de atrito associados



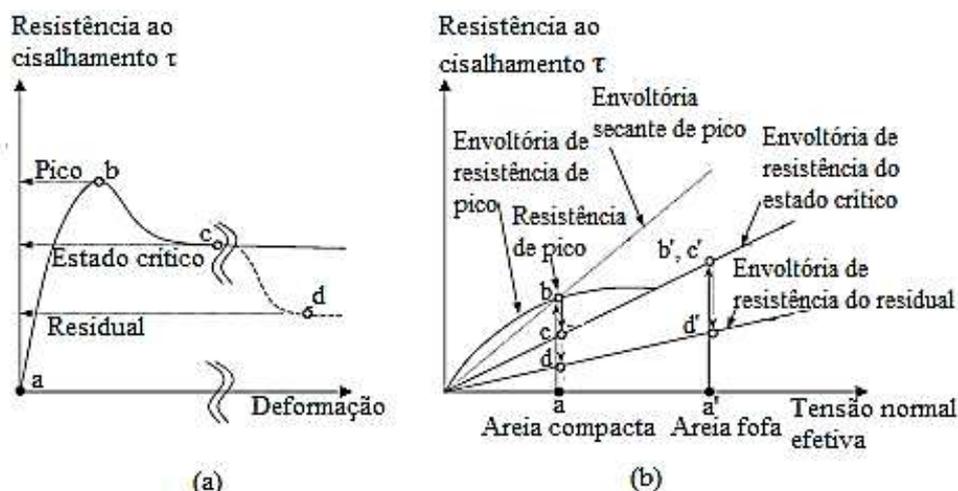
Fonte: Modificado de Mitchel e Soga (2005).

#### 2.4.4 Relação Tensão-Deformação

O comportamento da curva tensão-deformação é semelhante para ensaios de cisalhamento direto na condição drenada e ensaios de compressão triaxial drenado (SOUZA PINTO, 2006). Porém, para o primeiro, a curva refere-se à resistência cisalhante ( $\tau$ ), já para o segundo, à tensão desviadora ( $\sigma_3 - \sigma_1$ ).

A Figura 22 apresenta a curva tensão-deformação para solos granulares, onde a tensão desviadora é mobilizada com o aumento da deformação, podendo atingir o pico, acima do estado crítico, em que o solo se deforma com volume constante, sem alterar a tensão mobilizada. Esse conceito pode ser utilizado para caracterizar o efeito da densidade na resistência de pico em areias normalmente consolidadas (MITCHELL; SOGA, 2005).

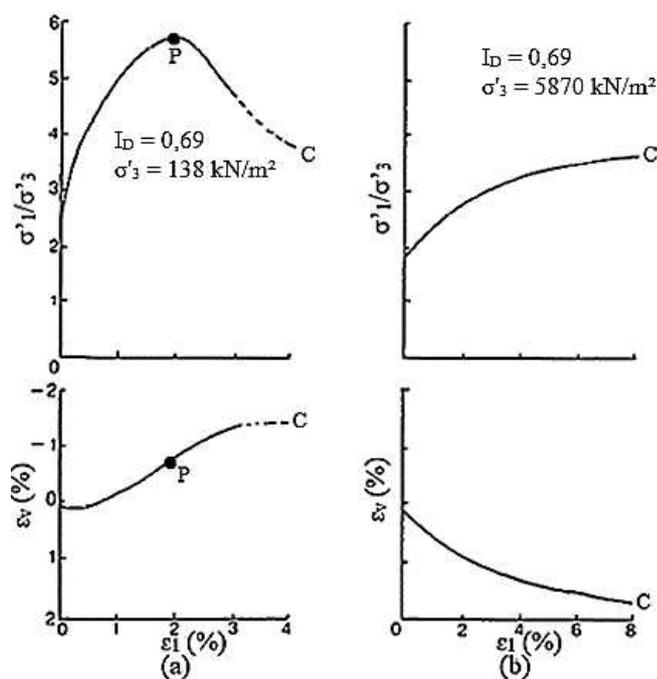
Figura 22 – Estados de pico, crítico e residual: (a) tensão-deformação; (b) estado de tensão



Fonte: Modificado de Mitchel e Soga (2005).

A Figura 23(a) apresenta a relação tensão-deformação da areia para aplicação de baixas tensões, onde o fenômeno de pico é antecedido pela dilatação da amostra. O solo em zonas de ruptura irá se dilatar totalmente para atingir o estado crítico, no qual a deformação por cisalhamento pode continuar na ausência de uma mudança de volume. O ponto de pico “P” está associado à taxa máxima de dilatação. Para altas tensões [Figura 23(b)], o fenômeno de pico é suprimido enquanto o volume da amostra se contrai em vez de dilatar. Nesse caso, o ponto “C” tende a um estado crítico (BOLTON, 1986).

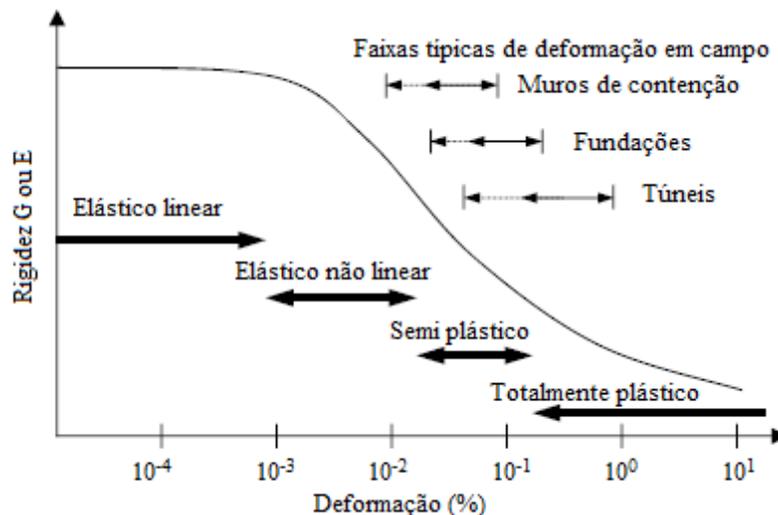
Figura 23 – Tensão-deformação da areia densa em compressão: (a) baixa tensão; (b) alta tensão



Fonte: Barden *et al.* (1969).

A relação tensão *versus* deformação é não linear para solos granulares, enquanto que o módulo cisalhante ( $G$ ) é aproximadamente constante apenas para deformações pequenas (Figura 24). Mair (1993) *apud* Atkinson e Salfors (2000) aponta a deformação variando entre semi-plástico e plástico para fundações. A partir de deformações da ordem de 0,001%, os solos começam a desempenhar um comportamento elástico não linear até atingir o estado plástico em deformações na ordem de 0,1%, ocorrendo uma redução da rigidez.

Figura 24 – Degradação da rigidez com o aumento da deformação: curva rigidez-deformação



Fonte: Modificado de Mair (1993) *apud* Atkinson e Salfors (2000).

#### 2.4.5 Carregamento

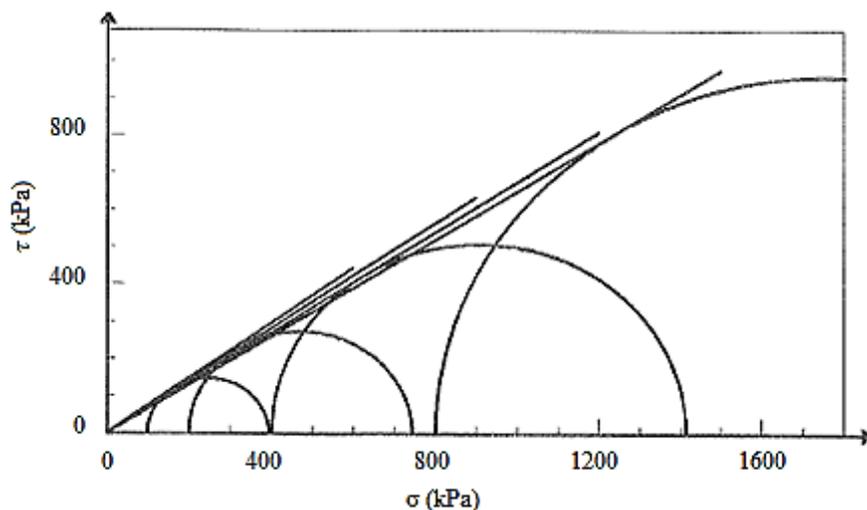
As condições de carregamento para levar o corpo de prova à falha podem interferir nos resultados obtidos para a resistência das areias. O ensaio de cisalhamento direto é limitado quanto à análise do estado de tensões, uma vez que ocorre uma rotação dos planos principais durante o ensaio. Pesquisadores chegaram a valores do ângulo de atrito ligeiramente superiores a aqueles encontrados a partir de ensaios triaxiais, cerca de  $2^\circ$  (LAMBE; WHITMAN, 1969).

A velocidade com que se dá o carregamento do corpo de prova durante o ensaio interfere minimamente no resultado. A mesma deve garantir a condição drenada de carregamento, dependendo do coeficiente de adensamento, que reflete as características de permeabilidade e compressibilidade. No caso de areias, a velocidade entre 0,15 e 2 mm/min não causa grandes variações na curva tensão *versus* deformação (LAMBE, 1951).

#### 2.4.6 Tensão Confinante

A máxima tensão desviadora é proporcional à tensão confinante de ensaio. Desse modo, a envoltória dos círculos de Mohr, que representa o estado de tensões na ruptura, é uma reta que passa pela origem, como mostrado na Figura 25 (SOUZA PINTO, 2006).

Figura 25 – Envoltória de Mohr



Fonte: Souza Pinto (2006).

A envoltória de Mohr pode ser representada através da equação de Mohr-Coulomb (Equação 9).

$$\tau = c' + \sigma' \times \tan \phi' \quad (9)$$

Onde:

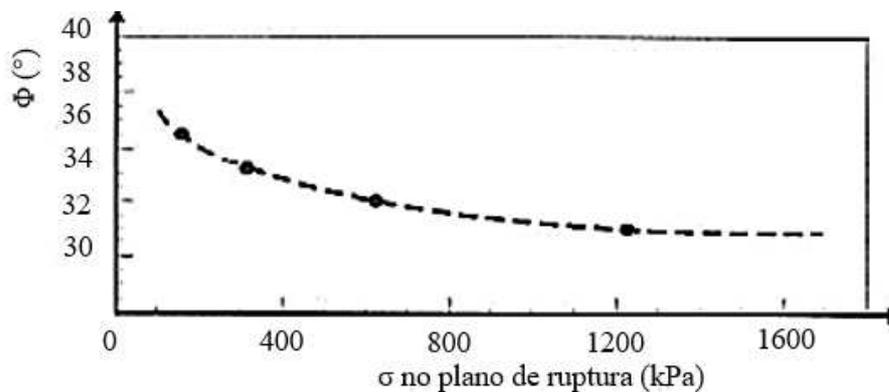
- a)  $\tau$ : tensão cisalhante no momento da ruptura, no plano de ruptura;
- b)  $\sigma'$ : tensão normal efetiva no momento da ruptura, no plano de ruptura;
- c)  $c'$ : intercepto coesivo efetivo;
- d)  $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo.

Como as areias não apresentam cimentação entre os grãos, o intercepto coesivo é nulo, assim a Equação 10 expressa o comportamento mecânico desse material (SOUZA PINTO, 2006).

$$\tau = \sigma' \times \tan \phi' \quad (10)$$

De acordo com Souza Pinto (2006), sob tensão confinante nula, o corpo de prova de areia não se mantém, por não apresentar coesão. Assim, o ângulo de atrito varia com a tensão confinante (Figura 26). Essa variação é proporcional ao grau de compactação e diminui quanto menor a resistência dos grãos.

Figura 26 – Variação do ângulo de atrito interno da areia com a tensão confinante



Fonte: Souza Pinto (2006).

Os fatores influentes da resistência ao cisalhamento das areias são a distribuição granulométrica, formato dos grãos e compactidade. A Tabela 2 apresenta ângulos de atrito típicos para tensões usuais em obras (SOUZA PINTO, 2006).

Tabela 2 – Valores típicos de ângulo de atrito interno de areias

	Compactidade		
	fofo	a	compacto
<b>Areias bem-graduadas</b>			
de grãos angulares	37°	a	47°
de grãos arredondados	30°	a	40°
<b>Areias mal-graduadas</b>			
de grãos angulares	35°	a	43°
de grãos arredondados	28°	a	35°

Fonte: Adaptado de Souza Pinto (2006).

## 2.5 DIMENSIONAMENTO de GEC's

Segundo Almeida *et al.* (2019), o método mais utilizado para o dimensionamento de GEC's foi proposto por Raithel (1999) e complementado por Raithel e Kempfert (2000). Essa proposta derivou de Ghionna e Jamiolkowski (1981), que se basearam na análise de estado limite último, sem considerar os efeitos de deformação no geossintético e de recalque do sistema, e de Van Impe e Silence (1986), que estimaram a carga de tração na camisa de geossintético sem considerar o efeito de confinamento promovido pelo solo circundante.

Posteriormente, outros métodos foram propostos por Castro e Sagaseta (2010), Zhang *et al.* (2011), Pulko *et al.* (2011), Castro e Sagaseta (2013) e Zhang e Zhao (2015). As características dos métodos de cálculo de GEC's sugeridos por alguns autores estão apresentadas na Quadro 2.

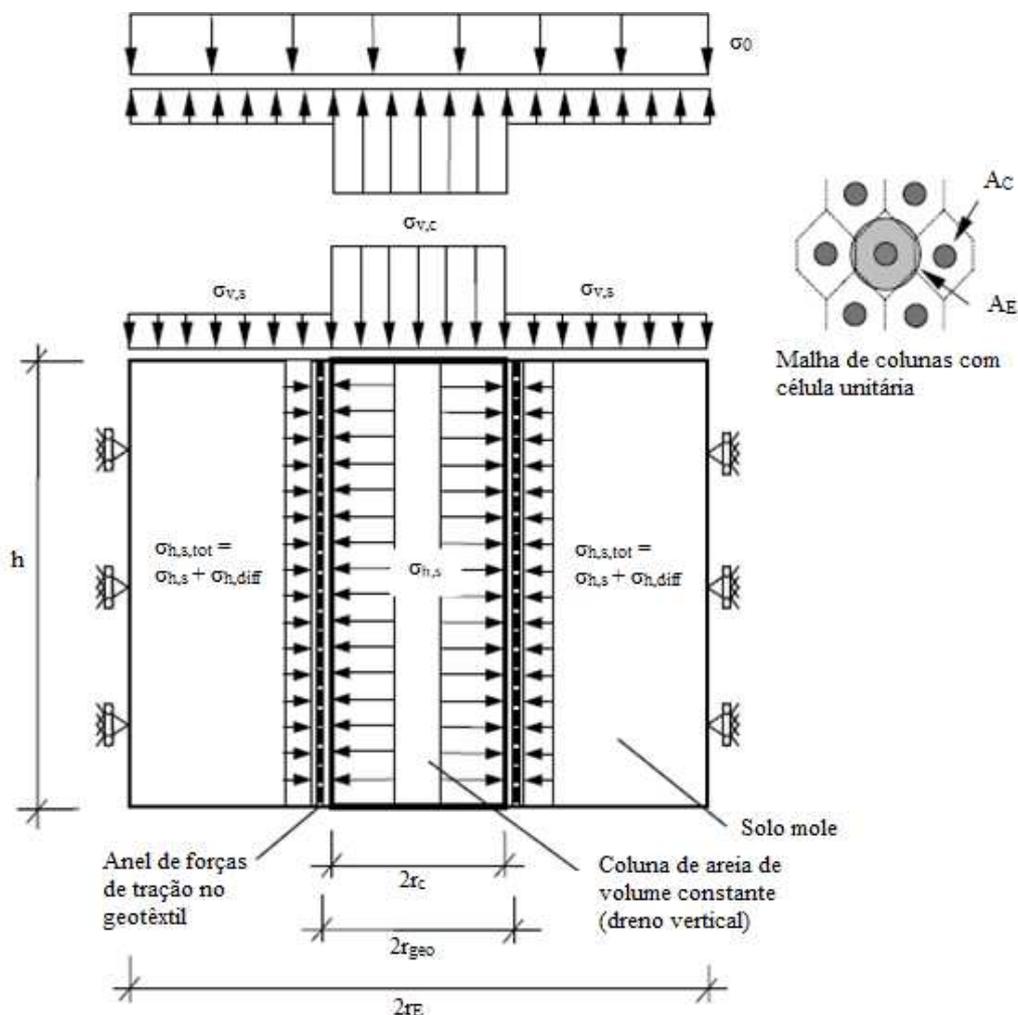
Quadro 2 – Características e hipóteses dos métodos de cálculo de GEC's

Material	Método Analítico				
	Raithel e Kempfert (2000)	Pulko <i>et al.</i> (2011)	Zhang <i>et al.</i> (2011)	Castro e Sagaseta (2013)	Zhang e Zhao (2015)
Coluna	Elasto-plástico ( $\phi, \Psi, a_E, K_a$ )	Elasto-plástico ( $E, \phi, \Psi, \nu$ )	Elasto-plástico ( $E, \phi, \Psi, \nu, a_E$ )	Elasto-plástico ( $\phi, \Psi, a_E, K_a$ )	Elasto-plástico ( $E, \phi, \nu, \Psi, a_E, K_0$ )
Solo mole	Drenado-elástico ( $E_{sed}, \phi, c, \nu, K_0$ )	Drenado-elástico ( $E, \phi, c, \nu$ )	Drenado-elástico ( $E_{sed}, \phi, c, \nu$ )	Não drenado-elástico ( $E, \phi, c, \nu$ )	Drenado-elástico ( $E, \phi, c, \nu$ )
Encamisamento	Elástico ( $J, r$ )	Elástico ( $J$ )	Elástico ( $J$ )	Elasto-plástico ( $J, T_{max}$ )	Elástico ( $J, t$ )
Limitações do método	Plasticidade do geossintético Solo não homogêneo Análises drenadas Tensão de tração constante do geossintético	Plasticidade do geossintético Solo não homogêneo Análises drenadas Instalação da coluna	Plasticidade do geossintético Solo não homogêneo Análises drenadas Instalação da coluna	Solo não homogêneo Instalação da coluna	Plasticidade do geossintético Solo não homogêneo Análises drenadas Instalação da coluna

Fonte: Adaptado de Almeida *et al.* (2019).

O método Raithel e Kempfert (2000) utiliza o conceito de célula unitária, onde cada coluna é responsável pelo equilíbrio da porção de solo circundante (Figura 27). A força de tração no invólucro geossintético, o recalque no solo e na coluna, a deformação circunferencial específica no revestimento, a tensão vertical no topo da coluna e do solo mole são fornecidos por meio de iterações (ALMEIDA *et al.*, 2019).

Figura 27 – Modelo de célula unitária de GEC com representação das tensões envolvidas e das condições de contorno



Fonte: Modificado de Raithele e Kempfert (2000).

O método considera as GEC's sujeitas a carregamento axissimétrico, admitindo que as colunas se deformam com volume constante e os recalques no topo da coluna são iguais aos do solo mole circundante (PALMEIRA, 2018).

Este método considera as seguintes hipóteses (RAITHEL; KEMPFERT, 2000):

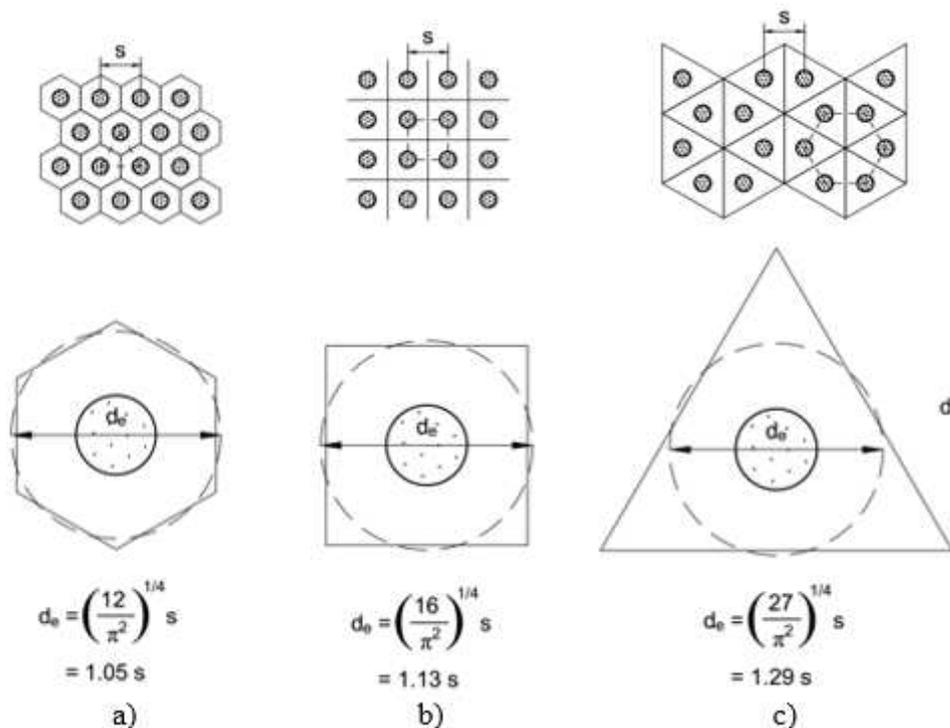
- Recalques iguais no topo da coluna e no solo mole;
- Recalque desprezado na camada de assentamento das colunas;
- Aplicação do coeficiente de empuxo ativo ( $K_{ac}$ ) na coluna;
- Aplicação do coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0 = 1 - \sin \phi'$ ), antes de aplicar a carga do aterro, adotando o método de escavação. Se for utilizado o método de deslocamento, adota-se o valor majorado  $K_0^*$ . De acordo com Almeida *et al.*

(2019), o aumento do coeficiente de empuxo em 2 a 3 vezes  $k_0$  pode ocasionar tensão nula no revestimento, significando confinamento adequado do solo. Porém, esse efeito pode acabar com o tempo, devido ao relaxamento de tensão. Assim, recomenda-se o uso de  $k_0$  na execução do projeto, estando a favor da segurança;

- e) Revestimento geossintético comporta-se como elástico-linear;
- f) Condição drenada do solo mole, sendo máximos os recalques e a tensão mobilizada no geossintético. Assim, são aplicados os parâmetros de tensão efetivas.

As células unitárias podem ser distribuídas conforme mostrado na Figura 28, sendo o padrão de malha quadrangular o mais usado, seguido pelo triangular (ALMEIDA *et al.*, 2019).

Figura 28 – Padrões comuns de instalação e respectivas células unitárias: a) malha hexagonal; b) malha quadrangular; c) malha triangular



Fonte: Almeida *et al.* (2019).

Conforme mostrado na Figura 28, é necessário conhecer o diâmetro da coluna ( $d_c$ ), o diâmetro da zona de influência da coluna ( $d_e$ ) e o espaçamento entre os eixos ( $s$ ), a fim de determinar a razão de substituição de área (Equação 11), definida como a relação entre a área da coluna ( $A_c$ ) e sua área de influência ( $A_E$ ), correspondendo à área da célula unitária. O

espaçamento entre eixos da coluna ( $s$ ) é definido a partir da razão de substituição de área, diâmetro da coluna e tipo de malha (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$a_E = \frac{A_c}{A_E} \quad (11)$$

Sendo a área da coluna dada pela Equação 12 e a área de influência pela Equação 13.

$$A_c = \pi \times \frac{d_c^2}{4} \quad (12)$$

$$A_E = \pi \times \frac{d_E^2}{4} \quad (13)$$

A partir das equações apontadas, tem-se a relação da Equação 14.

$$d_e^2 = \frac{d_c^2}{a_E} \quad (14)$$

A Equação 14 resulta na Equação 15, sendo  $s_m$  variável de acordo com o tipo de malha.

$$s_m^2 s^2 = \frac{d_c^2}{a_E} \quad (15)$$

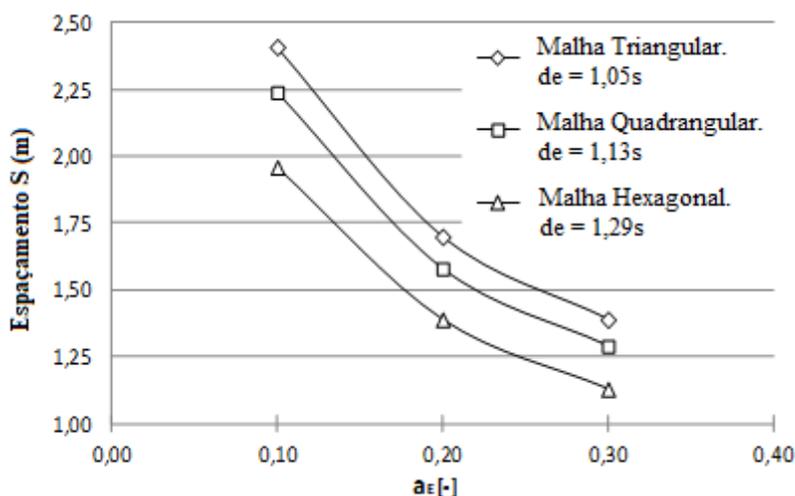
Assim, o espaçamento entre eixos da coluna é dado pela Equação 16.

$$s = \frac{d_c}{s_m} \sqrt{\frac{1}{a_E}} \quad (16)$$

A razão de substituição de área afeta o recalque da fundação e a força de tração da coluna revestida com geossintético. O custo é proporcional a  $a_E$ , uma vez que as colunas precisam ser inseridas (ALMEIDA *et al.*, 2019).

A malha triangular é mais eficiente, sendo atingida a razão de substituição de área almejada com espaçamento maior comparado às malhas quadrangulares e hexagonais. A Figura 29 apresenta o espaçamento entre eixos das colunas com  $a_E = 0,10$ ;  $a_E = 0,20$  e  $a_E = 0,30$ , para diferentes formas de malha.

Figura 29 – Variação do espaçamento entre as colunas (S) com a razão de substituição de área ( $a_E$ ) conforme o tipo de malha para uma situação com  $d_c = 0,80\text{m}$



Fonte: Modificado de Almeida *et al.* (2019).

Como dito anteriormente, o método de Raithel e Kempfert (2000) é baseado no conceito de célula unitária, abordando o modelo de análise axissimétrica, mostrado na Figura 27.

A eficiência da coluna (E) é a razão entre a carga vertical absorvida por ela e a carga total sobre a área, como mostra a Equação 17 (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$E = \frac{Q_C}{Q_E} = \frac{\Delta\sigma_{v,c}A_c}{\Delta\sigma_0A_E} \quad (17)$$

Onde:

- $Q_C$ : carga vertical absorvida pela coluna;
- $Q_E$ : carga vertical sobre a área influente da coluna;
- $\Delta\sigma_{v,c}$ : tensão vertical no topo da coluna;
- $\Delta\sigma_0$ : tensão vertical total do aterro, devido ao peso próprio e sobrecargas permanentes e/ou móveis.

O equilíbrio de tensão total entre a carga do aterro e as tensões verticais atuantes na coluna é abordado na Equação 18, arbitrando-se um valor para E, sendo  $\Delta\sigma_{v,s}$  a tensão vertical no topo do solo circundante (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$\Delta\sigma_0 \times A_E = \Delta\sigma_{v,c} \times A_c + \Delta\sigma_{v,s} \times (A_E - A_c) \quad (18)$$

Ou, Equação 19:

$$\Delta\sigma_0 = \Delta\sigma_{v,c} \times a_E + \Delta\sigma_{v,s} \times (1 - a_E) \quad (19)$$

A tensão vertical devido ao carregamento do aterro e peso próprio do solo e material da coluna produzem aumento de tensões horizontais  $\Delta\sigma_{h,c}$  e  $\Delta\sigma_{h,s}$ , representadas pela Equação 20 e Equação 21, respectivamente (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$\Delta\sigma_{h,c} = \Delta\sigma_{v,c} \times K_{a,c} + \Delta\sigma_{v,0,c} \times K_{a,c} = K_{a,c} \times \left( \frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} + \Delta\sigma_{v,0,c} \right) \quad (20)$$

$$\Delta\sigma_{h,s} = \Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} + \Delta\sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^* \quad (21)$$

Onde:

- a)  $K_{a,c}$ : coeficiente de empuxo ativo na coluna;
- b)  $K_{0,s}$ : coeficiente de empuxo no repouso no solo mole;
- c)  $K_{0,s}^*$ : coeficiente de empuxo no repouso no solo mole, anteriormente à aplicação de carga no aterro (valor majorado de  $K_{0,s}$ );
- d)  $\Delta\sigma_{v,0,c}$ : tensão inicial no meio da coluna, anteriormente à aplicação de carga no aterro;
- e)  $\Delta\sigma_{v,0,s}$ : tensão inicial no meio do solo mole, anteriormente à aplicação de carga no aterro.

Com a aplicação de sobrecarga no aterro, ocorre deformação circunferencial na coluna, absorvida pelo invólucro geossintético. Assim, a força de tração exercida pelo revestimento (F) é calculada em função dessa deformação e do módulo de rigidez à tração do geossintético, como mostra a Equação 22 (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$F = J \times \frac{\Delta r_{geo}}{r_{geo}} \quad (22)$$

Onde:

- a)  $\Delta r_{geo}$ : variação do raio do revestimento geossintético;
- b)  $r_{geo}$ : raio do revestimento geossintético;
- c) J: módulo de rigidez do geossintético.

Relacionando a força de tração do geossintético com seu raio, obtém-se a tensão horizontal que atua no revestimento, conforme Equação 23 (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$\Delta\sigma_{h,geo} = \frac{F}{r_{geo}} \quad (23)$$

De acordo com Almeida *et al.*, (2019), a diferença de tensão horizontal ( $\Delta\sigma_{h,diff}$ ), definida na Equação 24, é a resultante entre as três tensões horizontais atuantes no revestimento:  $\Delta\sigma_{h,c}$  (atuante na coluna),  $\Delta\sigma_{h,s}$  (atuante no solo circundante) e  $\Delta r_{geo}$  (desenvolvida no encamisamento geossintético).

$$\Delta\sigma_{h,diff} = \Delta\sigma_{h,c} - (\Delta\sigma_{h,s} + \Delta\sigma_{h,geo}) \quad (24)$$

Tal diferença de tensão provoca expansão na coluna. Assim, a deformação radial horizontal ( $\Delta r_c$ ) e o recalque do solo mole ( $S_s$ ) são calculados pela Equação 25 e Equação 26, respectivamente, utilizando o conceito de Ghionna e Jamiolkowski (1981) da deformação horizontal de um cilindro oco sujeito à carga vertical (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$\Delta r_c = \frac{\Delta\sigma_{h,diff}}{E^*} \times \left( \frac{1}{a_E} - 1 \right) \times r_c \quad (25)$$

$$S_s = \left( \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - 2 \times \frac{1}{E^*} \times \frac{\nu_s}{1 - \nu_s} \times \Delta\sigma_{h,diff} \right) \times h_0 \quad (26)$$

Onde:

- $E^* = \left( \frac{1}{1 - \nu_s} + \frac{1}{1 + \nu_s} \times \frac{1}{a_E} \right) \times \frac{(1 + \nu_s) \times (1 - 2\nu_s)}{(1 - \nu_s)} \times E_{oed,s}$ ;
- $h_0$ : comprimento inicial da coluna;
- $\nu_s$ : coeficiente de Poisson do solo mole.

A partir da correlação geométrica (Equação 27) vem o módulo oedométrico do solo mole ( $E_{oed,s}$ ), dado pela Equação 28.

$$\Delta r_{geo} = \Delta r_c - (r_{geo} - r_c) \quad (27)$$

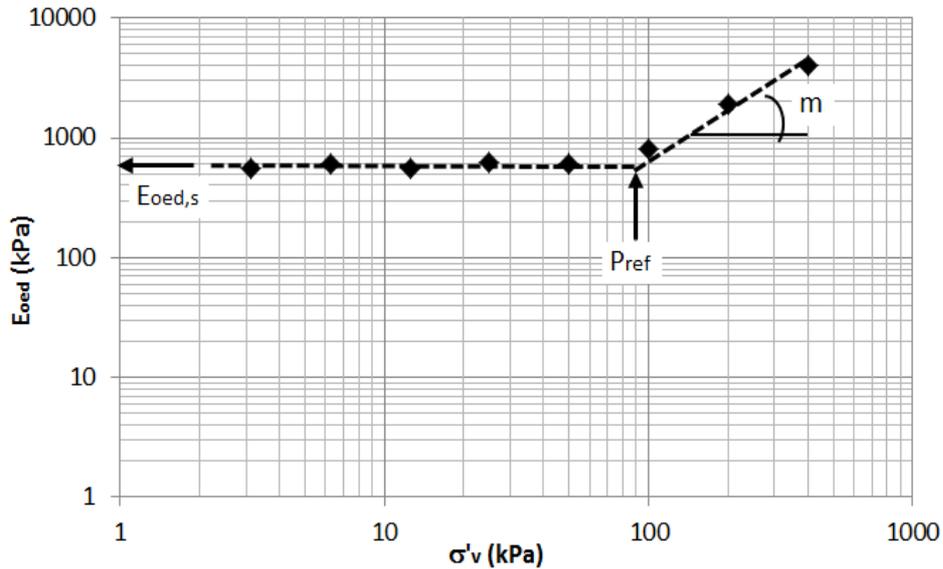
$$E_{oed,s} = E_{oed,ref} \times \left( \frac{p^* + c' \times \cot \phi'}{p_{ref}} \right)^m \quad (28)$$

Onde:

- $c'$ : coesão efetiva do solo mole;
- $\phi'$ : ângulo de atrito efetivo do solo mole;
- $p^*$ : tensão efetiva no meio da camada de solo mole;
- $p_{ref}$ : tensão vertical efetiva de referência do solo mole;

- e)  $E_{oed,ref}$ : módulo oedométrico para a tensão de referência do solo mole;  
 f)  $m$ : coeficiente exponencial (Figura 30).

Figura 30 – Variação do módulo oedométrico com a tensão vertical para um solo hipotético



Fonte: Almeida *et al.* (2019).

O valor de  $p^*$  está relacionado à tensão vertical efetiva no solo antes da aplicação de sobrecarga no aterro ( $p_1^*$ ) e após o carregamento ( $p_2^*$ ), podendo ser calculado pela Equação 29 ou Equação 30.

$$p^* = \frac{p_2^* - p_1^*}{\ln(p_2^*/p_1^*)} \quad (29)$$

$$p^* = \frac{p_2^* + p_1^*}{2} \quad (30)$$

De acordo com EBGEO (2011), o valor de  $m$  é aproximadamente 1, para solos normalmente adensados, coesivos e orgânicos.

O método considera recalques iguais no topo da coluna e na base do solo circundante, satisfazendo a Equação 31 (ALMEIDA *et al.*, 2019).

$$S_s = S_c \quad (31)$$

Assim, baseado nessa hipótese, obtém-se a Equação 32, sendo a deformação radial horizontal ( $\Delta r_c$ ) dada pela Equação 33.

$$\left\{ \frac{\Delta\sigma_{v,s}}{E_{oed,s}} - 2 \times \frac{1}{E^*} \times \frac{v_s}{1 - v_s} \times \left[ K_{a,c} \times \left( \frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{1 - a_E}{a_E} \times \Delta\sigma_{v,s} \right) + \Delta\sigma_{v,0,c} \right] - \Delta\sigma_{v,s} \times K_{0,s} - \Delta\sigma_{v,0,s} \times K_{0,s}^* + \frac{J \times (r_{geo} - r_c)}{r_{geo}^2} - \frac{J \times \Delta r_c}{r_{geo}^2} \right\} \times h = \left[ 1 - \frac{r_c^2}{(r_c + \Delta r_c)^2} \right] \times h \quad (32)$$

$$\Delta r_c = \frac{K_{a,c} \cdot \left( \frac{\Delta\sigma_v}{a_E} - \frac{\Delta\sigma_{v,s} \cdot (1 - a_E)}{a_E} + \Delta\sigma_{v,0,c} \right) - K_{0,s} \cdot \Delta\sigma_{v,s} - K_{0,s}^* \cdot \Delta\sigma_{v,0,s} + \frac{J \cdot (r_{geo} - r_c)}{r_{geo}^2}}{\frac{E^*}{\left( \frac{1}{a_E} - 1 \right) \cdot r_c} + \frac{J}{r_{geo}^2}} \quad (33)$$

Ao substituir a Equação 32 na Equação 33, o valor da deformação radial horizontal ( $\Delta r_c$ ) é determinado em função da tensão vertical no topo do solo circundante ( $\Delta\sigma_{v,s}$ ). Sendo essa a variável independente, podendo ser obtida por processo iterativo através da Equação 32.

A força máxima a que o geotêxtil pode ser submetido ( $F_{all}$ ) é dada pela Equação 34.

$$F_{all} = \frac{F_0}{RF_f \times RF_{dm} \times RF_{amb} \times RF_{joint} \times FOS} \quad (34)$$

Onde:

$F_0$ : Resistência nominal do geotêxtil obtida no catálogo do fabricante;

$RF_f$ : Fator de redução por fluência;

$RF_{dm}$ : Fator de redução por danos mecânicos;

$RF_{amb}$ : Fator de redução por danos ambientais e químicos;

$RF_{joint}$ : Fator de redução por junções ou costuras, caso existam;

$FOS$ : Fator de redução por incertezas na produção do material e extrapolação de dados.

A verificação do dimensionamento passa por analisar se a força  $F$ , calculada após obtenção de  $\Delta\sigma_{v,s}$  por processo iterativo, é inferior a  $F_{all}$ . Desse modo, o método é uma análise retroativa de escolha da melhor configuração de malha das colunas e do material do encamisamento, ou seja, de escolha dos valores de  $a_E$ ,  $r_{geo}$ ,  $J$  e  $F_{all}$ .

O coeficiente  $a_E$  é um parâmetro de escolha que interfere significativamente em importantes variáveis. De acordo com Almeida *et al.* (2019), o recalque pode variar em função da razão de substituição de área, onde o mesmo reduz com o aumento de  $a_E$ . Raithel e Kempfert

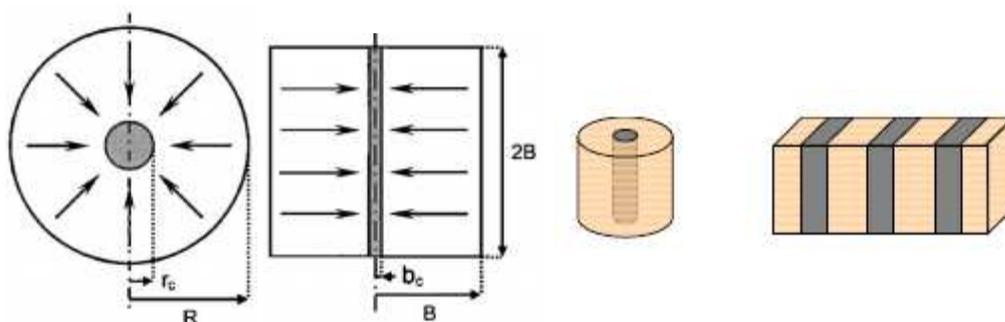
(2000) e EBGEO (2011) recomendam adotar  $a_E = 0,1$ . Durante o dimensionamento, deve-se considerar que o raio da camisa geotêxtil raramente irá coincidir com o raio da coluna.

### 2.5.1 Estabilidade Global

A análise de estabilidade global através do fator de segurança (FS) é essencial no projeto de GEC's como solução para aterros sobre solos moles. Essa avaliação pode ser feita pelo método do equilíbrio limite ou simulações com elementos finitos (ALMEIDA *et al.*, 2019).

O método de Tan *et al.* (2008) contempla análise de deformação plana (modelo 2D) das colunas granulares, onde a célula unitária na condição real (modelo 3D) é convertida em “parede” equivalente (Figura 31).

Figura 31 – Transformação do modelo axissimétrico para o modelo plano 2D: à esquerda, esquema da transformação em vista superior (TAN *et al.*, 2008); à direita, processo em uma perspectiva 3D (CASTRO, 2017)



Fonte: Tan *et al.* (2008) e Castro (2017).

A largura da coluna ( $b_c$ ) de deformação plana é dada pela Equação 35.

$$b_c = B \times \frac{r_c^2}{R^2} \quad (35)$$

Onde:

- a)  $r_c$ : raio da coluna;
- b)  $B$ : metade da largura da parede equivalente;
- c)  $R$ : raio da área de influência da coluna.

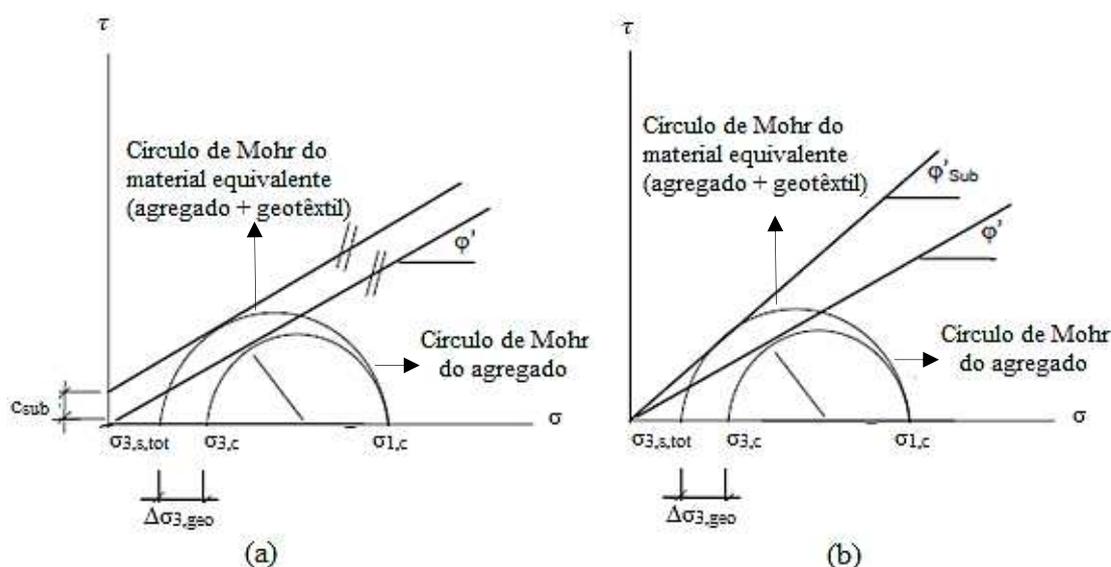
De acordo com Barron (1948) *apud* Tan *et al.* (2008), a relação entre  $R$  e  $B$  é apresentada na Equação 36, baseada na equivalência da área total para malhas quadradas.

$$R = 1.13 \times B \quad (36)$$

Porém, esse método não considera o aumento da resistência da coluna promovido pelo revestimento geossintético. Assim, EBGEO (2011) recomenda o uso da proposta de Raithel e Henne (2000), onde os parâmetros de resistência são substituídos, majorando a envoltória de Mohr-Coulomb e, conseqüentemente, aumentando a resistência.

O método consiste em majorar o ângulo de atrito em  $\phi'_{sub}$ , mantendo o intercepto coesivo nulo ou original, ou substituir o intercepto coesivo por  $c'_{sub}$ , adotando o ângulo de atrito original. Com isso, tem-se a nova envoltória de Mohr-Coulomb, mostrada na Figura 32.

Figura 32 – Mudança nos círculos de Mohr após substituição dos parâmetros de resistência das Colunas Granulares Encamisadas: a) coesão substituta; b) ângulo de atrito substituto



Fonte: Raithel e Henne (2000).

Como visto na Figura 32, a tensão horizontal principal do material equivalente surge da redução da tensão horizontal principal do agregado ( $\sigma_{3,c} = \sigma_{h,c}$ ) provocada pela tensão de confinamento do geotêxtil ( $\Delta\sigma_{3,geo} = \Delta\sigma_{h,geo}$ ). Com a tensão vertical constante, tem-se a nova configuração do círculo de Mohr-Coulomb, onde a relação entre as tensões principais é dada pela Equação 37.

$$\sigma_1 = \sigma_3 \times \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} + \frac{2 \times c \times \cos(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (37)$$

Considerando a coesão nula para o material granular, o círculo de Mohr do agregado é dado pela Equação 38.

$$\sigma_1 = (\sigma_{3,s,tot} + \Delta\sigma_{3,geo}) \times \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (38)$$

Substituindo o intercepto coesivo por  $c'_{sub}$ , tem-se a Equação 39.

$$\sigma_1 = \sigma_{3,s,tot} \times \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} + \frac{2 \times c_{sub} \times \cos(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} \quad (39)$$

Substituindo o ângulo de atrito por  $\phi'_{sub}$ , tem-se a Equação 40.

$$\sigma_{1,c} = \sigma_{3,s,tot} \times \frac{1 + \text{sen}(\phi_{sub})}{1 - \text{sen}(\phi_{sub})} = \sigma_{3,c} - \Delta\sigma_{3,geo} \frac{1 + \text{sen}(\phi_{sub})}{1 - \text{sen}(\phi_{sub})} \quad (40)$$

Assim, o intercepto coesivo e o ângulo de atrito majorados são dados pelas Equação 41 e Equação 42, respectivamente.

$$c'_{sub} = \Delta\sigma_{3,geo} \times \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{2 \times \cos(\phi')} \quad (41)$$

$$\text{sen}(\phi'_{sub}) = \frac{\frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} + \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} - 1}{\frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} - \frac{\Delta\sigma_{3,geo}}{\sigma_{3,c}} + 1} \quad (42)$$

De acordo com Raithel e Henne (2000), a modelagem em 2D com uso do ângulo de atrito substituto reproduz uma resposta mais real da deformação das colunas encamisadas, pois as tensões circunferenciais do encamisamento aumentam proporcionalmente com a tensão vertical. Desse modo, há um aumento contínuo do critério de falha, devido ao acréscimo uniforme de  $\Delta\sigma_{3,geo}$ . Assim, esse comportamento é melhor representado por uma substituição do coeficiente angular da envoltória ( $\phi'_{sub}$ ). Porém, o uso do coeficiente linear ( $c'_{sub}$ ) pode ser útil em análises de baixas tensões e deformações.

A teoria de Raithel e Henne (2000) é baseada apenas no critério de equilíbrio limite, que considera as análises de equilíbrio de forças. Assim, não é garantido o aumento gradual e uniforme do critério de falha conforme o acréscimo de tensão vertical para o material composto. Desse modo, é necessário analisar o comportamento da envoltória do agregado em conjunto com o encamisamento.

## 2.6 MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A modelagem numérica tem sido utilizada com frequência na geotecnia, buscando resolver problemas complexos ou de difícil abordagem via método analítico. Algumas abordagens são baseadas em métodos de elementos discretos e métodos de elementos contínuos. Dentre esses, o mais comumente utilizado é o método dos elementos finitos (MONFORTE *et al.*, 2018).

O Método dos Elementos Finitos (FEM) foi introduzido por Clough e Woodward (1967), sendo utilizado na resolução de problemas geotécnicos. O método consiste em discretizar a porção de solo em elementos finitos, interligados por nós. O princípio é converter equações diferenciais em equações algébricas, tratando as propriedades do material como variáveis aleatórias, com uma correlação perfeita de ponto a ponto (GRIFFITHS; FENTON, 2007).

O programa computacional PLAXIS é baseado no Método dos Elementos Finitos desenvolvido para análise de deformação, estabilidade e fluxo em projetos de engenharia geotécnica. A entrada gráfica simples gera modelos de elementos finitos rapidamente, enquanto que os recursos de saída aprimorados fornecem resultados computacionais detalhados. O cálculo é totalmente automatizado, sendo baseado em procedimentos numéricos robustos (BENTLEY, 2021).

No *software* PLAXIS, os materiais são representados por elementos ou zonas de tal forma que a malha gerada pode se adequar aos interesses da modelagem. Cada elemento obedece às relações anteriormente definidas de tensão-deformação, lineares ou não-lineares, reagindo às forças e condições limites impostas ao modelo (BRINKGREVE, 2002).

O programa PLAXIS 3D gera volume de solo em função de elementos tetraédricos de dez nós. Assim, são fornecidas funções de interpolação de segunda ordem em termo de coordenadas locais de deslocamentos (GOMES, 2020).

A etapa inicial no processo de modelagem numérica consiste na identificação dos fatores que influenciam o problema. Deve-se considerar o espaço geométrico onde será analisado o sistema, as condições de contorno e as incógnitas; resultando no modelo matemático constituído pelo conjunto de equações diferenciais (AZEVEDO, 2003).

### 2.6.1 Modelo Elasto-plástico perfeito

As matrizes constitutivas relacionam incrementos de tensão com incrementos de deformação nos materiais de acordo com as hipóteses dos elementos constitutivos adotados. O

modelo elasto-plástico perfeito se comporta de forma linear até atingir o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (BENTLEY, 2021).

De acordo com Wood (2017), o princípio da elastoplasticidade considera que as deformações são decompostas em uma parte elástica ( $\varepsilon^e$ ), recuperável, e outra plástica ( $\varepsilon^p$ ), não recuperável, como mostrado na Equação 43.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (43)$$

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb considera o caráter friccional e coesivo dos materiais, como o solo. O modelo é elástico perfeitamente plástico com uma superfície de plastificação fixa. São necessários cinco parâmetros drenados para a definição do modelo (REBOLLEDO, 2021):

- a)  $\nu'$  (coeficiente de Poisson para condições drenadas);
- b)  $E'$  (módulo drenado): pode ser obtido de forma direta a partir de ensaios triaxiais tipo CD e/ou ensaios de campo em condições drenadas, ou a partir do módulo oedométrico (Equação 44);

$$E' = E_{oed} \frac{(1 + \nu')(1 - 2\nu')}{1 - \nu'} \quad (44)$$

- c)  $c$  (coesão) e  $\Phi'$  (ângulo de atrito): parâmetro efetivos que definem a superfície de ruptura de Mohr-Coulomb. Podem ser obtidos a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento tipo CD ou CU com medição de poropressão, ou através de ensaios de campo em condições drenadas;
- d)  $\Psi$  (ângulo de dilatância): pode ser obtido a partir de ensaios de resistência ao cisalhamento tipo CD ou CU com medição de poropressão.

### 2.6.2 Estrutura do Programa

A estrutura computacional do programa PLAXIS é dividida em *input*, *calculation*, *output* e *curves*. O primeiro consiste na entrada de dados, onde são introduzidos os dados do problema: estratigrafia, geometria, estado inicial de tensões, propriedades das camadas mais representativas, disposição dos elementos e carregamentos. É definido também o tipo de problema (BENTLEY, 2021):

- a) Deslocamentos: estados-limites de serviço;
- b) Capacidade de carga: estado-últimos.

Seguido do tipo de modelo:

- a) Modelo Axissimétrico: apresenta um eixo de simetria axial;
- b) Estado Plano de Deformação: as deformações e os deslocamentos na direção z são nulos. Geralmente são utilizados em análises geotécnicas: obras de túneis, barragens e fundações.
- c) Tridimensional.

Faz-se a seleção do modelo constitutivo para cada camada e a definição das dimensões e da forma da estrutura, podendo ser utilizada uma série de elementos, como (BENTLEY, 2021):

- a) Placa: simulam estruturas esbeltas que apresentam rigidez axial (EA) e normal (EI) elevadas;
- b) Ancoragem: simulam ancoragens e suportes com rigidez axial (EA);
- c) Geossintéticos: simulam estruturas esbeltas que apresentam apenas rigidez axial (EA);
- d) Interface: reproduzem o contato entre diferentes materiais, como a interação solo-estrutura.

As condições de contorno do problema podem ser definidas através de forças e/ou deslocamentos prescritos. Na sequência do sistema, procede-se à geração da malha de elementos finitos. A mesma pode ser refinada global ou localmente, de acordo com as necessidades do problema proposto. Finalizando essa etapa, são definidas as condições iniciais do problema, restringindo deslocamentos e presença de nível d'água (BENTLEY, 2021).

O *calculation* permite a execução de cálculos de elementos finitos dividido em etapas de análise. No *output*, o usuário obtém os resultados, podendo ser avaliados através de nós e pontos de tensão por interface gráfica ou tabelas. Através do *curves* é possível gerar curvas de tensão *versus* deformação, deslocamento *versus* tempo e trajetórias de tensão e/ou deformação (BENTLEY, 2021).

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS – ENSAIOS LABORATORIAIS

O modelo reduzido procurou simular a aplicação de GEC's em laboratório, por meio do ensaio de resistência ao cisalhamento direto. Em campo, o uso de colunas granulares encamisadas se dá em solo argiloso mole, porém, para a simulação foi utilizado solo arenoso no preenchimento da coluna e da área circundante a ela. Assim há maior facilidade para avaliar o ganho de resistência do solo em função do revestimento geossintético e determinar as tensões cisalhantes e as deformações específicas. A configuração foi baseada em Rodrigues (2020) a fim de comparar os resultados obtidos.

Cabe ressaltar que foi utilizada areia ao invés de solo mole por razão de simplificação do modelo reduzido laboratorial e pelo fato das características da areia serem bem conhecidas e já haver ensaios de cisalhamento direto efetuados por Rodrigues (2020).

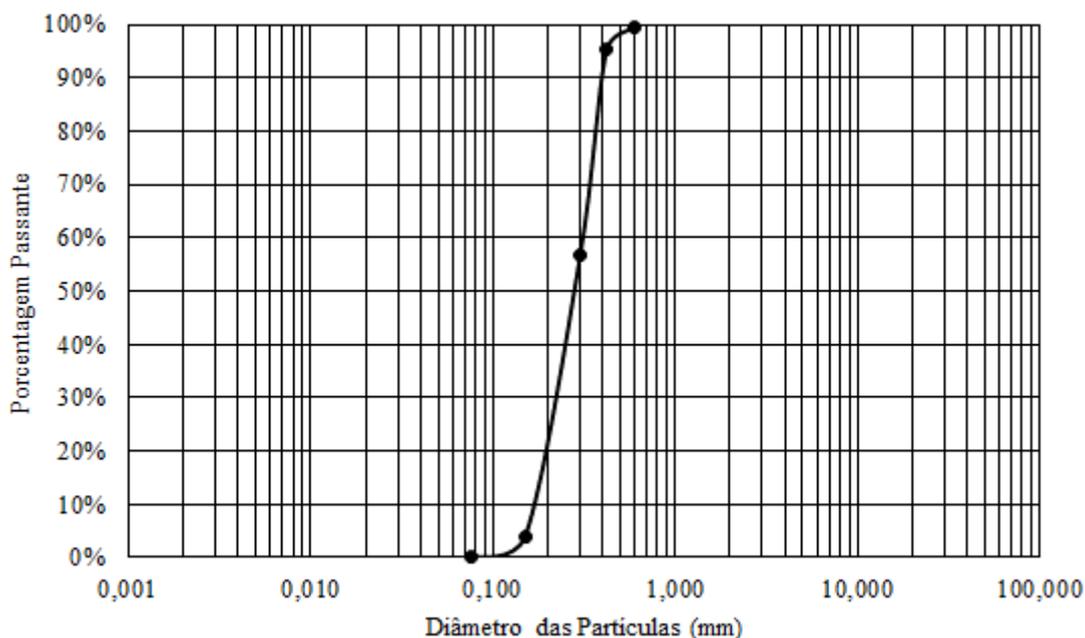
#### 3.1 AREIA

A areia utilizada foi coletada na praia de São Francisco em Niterói – RJ, a mesma utilizada no trabalho de Rodrigues (2020). Esse material também já foi estudado por Oliveira Filho (1987) e Riccio (2001).

Oliveira Filho (1987) fez a caracterização mineralógica da areia pelo exame com lupa binocular e estudos do Instituto de Geociências (UFRJ) da Baía de Guanabara, sendo essa formada por minerais originados do intemperismo da rocha gnaisse, predominante na região. O autor caracterizou a areia como sendo composta por minerais de quartzo incolor, branco leitoso, amarelo e incolor com incrustações escuras, com pequenas frações de mica biotita do tipo lamelar amarela e marrom, e minerais escuros, como hematita e lecoxênio. O formato dos grãos variou de subarredondado a subangular, com alongamento médio inferior a 1,5.

De acordo com Rodrigues (2020), o material possui 95,16% de areia fina, 4,75% de areia média e 0,07% de finos, sendo classificado como areia fina com vestígio de areia média e finos. A Figura 33 apresenta a curva granulométrica da amostra mal graduada e muito uniforme, com CNU igual a 1,7 e CC igual a 0,9. A densidade real da areia ( $\gamma_s$ ) encontrada foi de 2,652 g/cm<sup>3</sup>, índice de vazios máximo ( $e_{m\acute{a}x}$ ) igual a 0,86 e mínimo ( $e_{m\acute{i}n}$ ) de 0,53.

Figura 33 – Curva Granulométrica da areia utilizada nos ensaios



Fonte: Rodrigues (2020).

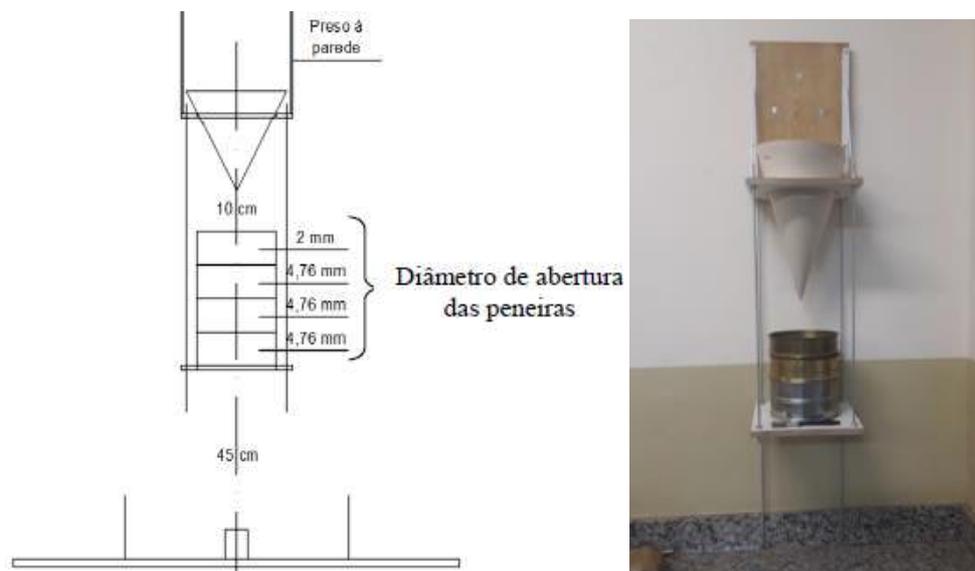
### 3.1.1 Preparação da amostra

Antes de dar início aos ensaios, o material granular foi peneirado para retirada do material orgânico grosso e lavado para extração do sal presente na areia. Essa lavagem contemplou um período de repouso do material em água durante 24 horas, o qual, na sequência, foi seco na estufa. Esse procedimento foi repetido duas vezes, estando a amostra preparada para a realização dos ensaios.

### 3.1.2 Pluviador

Rodrigues (2020) calibrou o pluviador (Figura 34), definindo a densidade relativa que cada funil fornece durante a pluviação. Nesse trabalho, foi utilizado o funil com diâmetro igual a 5 mm para obtenção da areia compacta, de densidade relativa (DR) igual a 100%, e o funil com abertura de 60 mm para a areia fofa, de densidade relativa (DR) igual a 40%.

Figura 34 – Pluviador de Areia



Fonte: Ribeiro e Riccio (2019).

### 3.2 CAMISA DE LONA PLÁSTICA DE PEBD

A lona plástica preta de polietileno de baixa densidade (PEBD) utilizada neste trabalho é a mesma de Rodrigues (2020), com módulo de rigidez ( $J$ ) próximo a 20 kN/m e espessura ( $e$ ) igual a 0,1 mm (valor fornecido pelo fabricante do produto), sendo o módulo de elasticidade ( $E$ ) estimado em 200 MPa. A Figura 35 mostra a lona adotada nos ensaios. Apesar da lona não ser permeável o ensaio de cisalhamento direto possui configuração drenante, não gerando excesso de poropressão.

Figura 35 – Lona Plástica preta de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

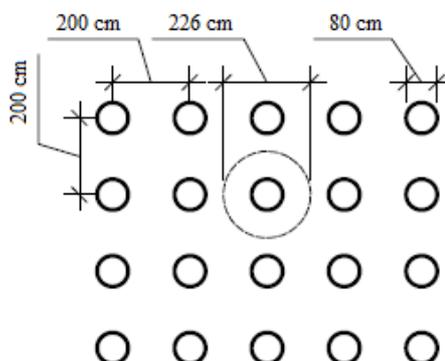
#### 3.2.1 Modelo de laboratório

O modelo de laboratório foi baseado em Rodrigues (2020), buscando simular uma coluna granular encamisada em sua área de influência, com uma configuração típica de

aplicação em campo. No presente trabalho, a coluna e a área circundante a ela foram preenchidas com areia de diferentes densidades relativas, sendo possível avaliar o aumento de resistência em função da rigidez da camisa e verificar as tensões cisalhantes desenvolvidas e as deformações específicas.

A configuração típica de GEC's baseou-se no aterro teste da TKCSA (Companhia Siderúrgica do Atlântico Sul), apresentado na Figura 36. A coluna possui diâmetro ( $\varnothing_c$ ) igual a 80 cm e espaçamento (S) de 200 cm, com diâmetro de influência ( $d_e$ ) igual a 226 cm ( $1,13 \times S$ ) e razão de substituição de área ( $a_e$ ) equivalente a 12,53%.

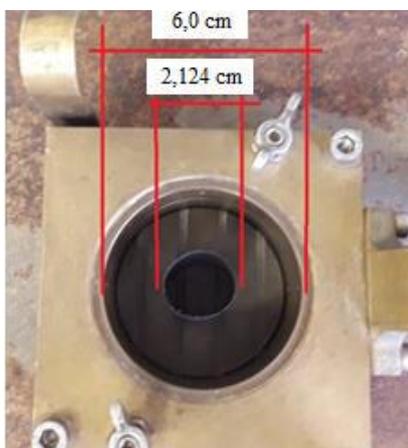
Figura 36 – Malha quadrangular típica de colunas granulares encamisadas



Fonte: Rodrigues (2020).

Assim, para representar a situação de campo no modelo laboratorial, sendo o diâmetro da célula de cisalhamento igual a 6 cm, foi aplicado um fator de redução (FR) de 37,67. Desse modo, o diâmetro da coluna utilizada no laboratório ( $\varnothing_{c,\text{laboratório}}$ ) foi reduzido a 2,124 cm. A Figura 37 apresenta a configuração de laboratório para a análise com uma única coluna.

Figura 37 – Célula de cisalhamento pequena



Fonte: Rodrigues (2020).

De acordo com Pinto e Cousens (1999), o material usado em laboratório deve ter uma espessura de  $1/FR$  do valor do protótipo e uma deformabilidade de  $1/FR^2$  do valor do protótipo. Assim, o fator de redução ( $FR$ ) deve ser aplicado ao módulo de elasticidade e à área. Desse modo, para que a condição de campo seja representada na escala reduzida e condição  $1g$  (uma gravidade), o módulo de rigidez (Equação 45) deve ser  $37,67^2 (FR^2)$  vezes menor (Equação 46).

$$J \text{ (kN)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times A \text{ (m}^2\text{)}$$

$$J \text{ (kN)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)} \times h \text{ (m)}$$

$$\frac{J \text{ (kN)}}{h \text{ (m)}} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)}$$

$$J \text{ (kN/m)} = E \text{ (kN/m}^2\text{)} \times e \text{ (m)} \quad (45)$$

$$J_{\text{laboratório}} \text{ (kN/m)} = \frac{J_{\text{campo}} \text{ (kN/m)}}{FR^2} = \frac{J_{\text{campo}} \text{ (kN/m)}}{37,67^2} = \frac{J_{\text{campo}} \text{ (kN/m)}}{1419} \quad (46)$$

Sendo o módulo de rigidez da camisa de lona plástica PEBD aproximado em  $20 \text{ kN/m}$ , pela relação da Equação 46, o módulo da rigidez a ser representado em campo para o geossintético é de aproximadamente  $28.381 \text{ kN/m}$ .

A fabricação das colunas de lona plástica foi feita com o auxílio de um molde metálico de diâmetro igual a  $2,124 \text{ cm}$ , produzido pelo Instituto de Ciências Exatas da Universidade Federal de Juiz de Fora. A montagem das camisas está apresentada na Figura 38, onde o material foi enrolado em volta do bastão na quantidade de voltas desejada. A camisa foi soldada com cola “ultra bond” em um transpasse de  $0,5 \text{ cm}$  a cada volta inteira; sendo retirada do molde após finalizado o processo, adquirindo o formato de coluna.

Figura 38 – Moldagem das camisas de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Para atingir as diferentes espessuras em busca de diferentes rigidezes da camisa, a lona plástica foi enrolada certa quantidade de voltas. Foram feitas quatro camisas com diferentes espessuras, conforme mostra a Tabela 3.

Tabela 3 – Propriedades da camisa de lona plástica PEBD utilizada no laboratório

Propriedades da lona plástica				
e (mm)	0,1	0,2	0,4	0,8
Nº voltas	1	2	4	8
J (kN/m)	20	40	80	160

e: espessura da camisa; J: módulo de rigidez em laboratório.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Tabela 4 apresenta as propriedades da coluna granular encamisada utilizada em laboratório e do material para simular o encamisamento geossintético e suas respectivas correspondências em campo.

Tabela 4 – Propriedades da coluna de lona plástica PEBD usada em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo

Propriedade	Laboratório	Campo
$\varnothing_c$ (cm)	2,124	80
$d_e$ (cm)	6	226
$a_E$ :	12,53%	12,53%
	20	28381
	40	56761
J (kN/m)	80	113522
	160	227045

$\varnothing_c$ : diâmetro da coluna;  $d_e$ : diâmetro de influência;

$a_E$ : razão de substituição de área; J: módulo de rigidez.

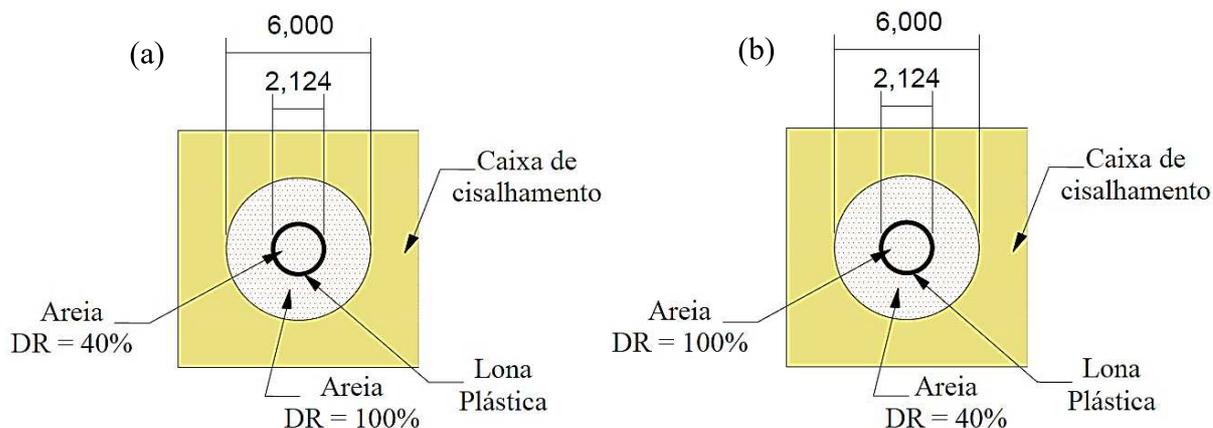
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A densidade relativa (DR) foi variada entre a coluna e o solo circundante. Ora 40% para o material da coluna e 100% para a área de entorno, como mostra o esquema da Figura 39a; ora 100% na coluna e 40% na área externa, mostrado na Figura 39b. Objetivou-se verificar o impacto na resistência ao cisalhamento devido à diminuição da densidade fora da coluna e também da diminuição da densidade dentro da coluna.

Figura 39 – Configuração da caixa de cisalhamento, com dimensões em centímetros:

(a) areia da coluna com DR = 40% e areia da área externa com DR = 100%;

(b) areia da coluna com DR = 100% e areia da área externa com DR = 40%



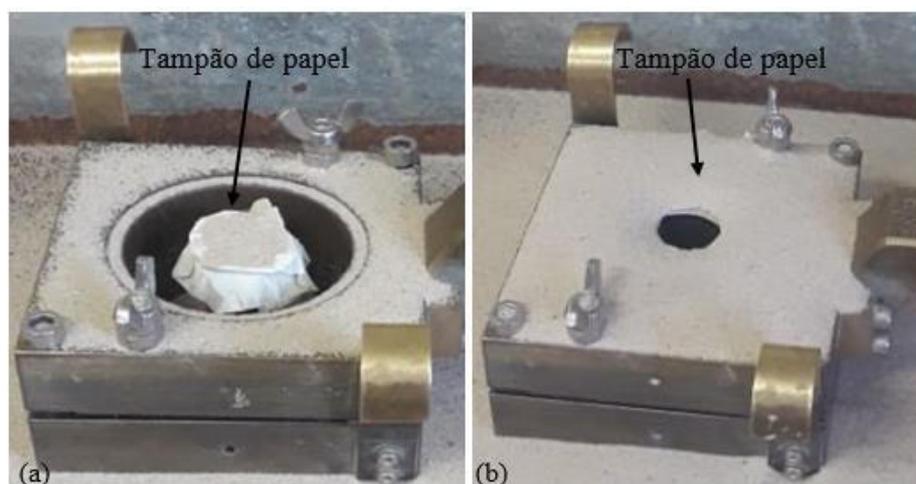
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

O preenchimento da caixa de cisalhamento com areia de diferentes densidades foi feito pluvindo, primeiramente, a areia com densidade relativa igual a 100%, obstruindo o local onde, posteriormente, seria inserida areia com DR = 40% (Figura 40). Dessa forma, a compactidade da areia foi preservada durante o preenchimento da caixa.

Figura 40 – Obstrução da área a ser preenchida com areia de densidade relativa igual a 40%:

(a) areia da coluna com DR = 40% e areia da área externa com DR = 100%;

(b) areia da coluna com DR = 100% e areia da área externa com DR = 40%



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Para cada variação de densidade relativa da areia, foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto para diferentes tensões normais: 25, 50, 100 e 200 kPa, na

condição saturada. A espessura da camisa foi variada buscando diferenciar o módulo de rigidez em quatro modelos: 1, 2, 4 e 8 voltas

Os ensaios de resistência ao cisalhamento direto seguiram as instruções da ASTM D3080/D3080M (2014). Primeiramente, a célula de cisalhamento foi preenchida com a areia seca e posicionada na máquina da Wille Geotechnik modelo LO 2900 (Figura 41), em seguida foi saturada para impedir o possível ganho de resistência da areia seca devido à resistência de contato dos grãos. Na sequência foi adensada com tensões normais prescritas até sua estabilização.

Figura 41 – Máquina de Cisalhamento de Direto do Laboratório de Ensaio Especiais do Galpão da Engenharia Civil/UFJF



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A velocidade de cisalhamento adotado foi igual a 0,08 mm/min, sendo a mesma utilizada por Rodrigues (2020), calculada através do item 9.10.3 da ASTM D3080/D3080M (2014) para a definição da taxa de deslocamento (Rd). A Tabela 5 mostra o programa de ensaios com uma única coluna de lona plástica. O esquema dos códigos adotadas na descrição de cada ensaio está apresentado na Figura 42.

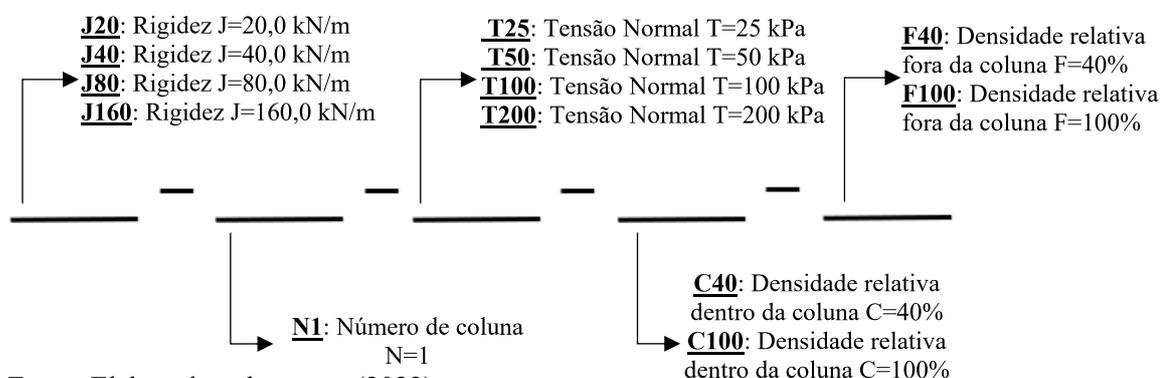
Tabela 5 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto com coluna de PEBD

Ensaio	Módulo de Rigidez (kN/m)	N <sup>o</sup> Colunas	Tensão Normal (kPa)	Densidade Relativa		Condição	Envoltória
				Coluna	Fora		
J20N1T25C100F40	20	1	25	100%	40%	Saturada	J20N1C100F40
J20N1T50C100F40	20		50	100%	40%	Saturada	
J20N1T100C100F40	20		100	100%	40%	Saturada	
J20N1T200C100F40	20		200	100%	40%	Saturada	
J40N1T25C100F40	40	1	25	100%	40%	Saturada	J40N1C100F40
J40N1T50C100F40	40		50	100%	40%	Saturada	
J40N1T100C100F40	40		100	100%	40%	Saturada	
J40N1T200C100F40	40		200	100%	40%	Saturada	
J80N1T25C100F40	80	1	25	100%	40%	Saturada	J80N1C100F40
J80N1T50C100F40	80		50	100%	40%	Saturada	
J80N1T100C100F40	80		100	100%	40%	Saturada	
J80N1T200C100F40	80		200	100%	40%	Saturada	
J160N1T25C100F40	160	1	25	100%	40%	Saturada	J160N1C100F40
J160N1T50C100F40	160		50	100%	40%	Saturada	
J160N1T100C100F40	160		100	100%	40%	Saturada	
J160N1T200C100F40	160		200	100%	40%	Saturada	
J20N1T25C40F100	20	1	25	40%	100%	Saturada	J20N1C40F100
J20N1T50C40F100	20		50	40%	100%	Saturada	
J20N1T100C40F100	20		100	40%	100%	Saturada	
J20N1T200C40F100	20		200	40%	100%	Saturada	
J40N1T25C40F100	40	1	25	40%	100%	Saturada	J40N1C40F100
J40N1T50C40F100	40		50	40%	100%	Saturada	
J40N1T100C40F100	40		100	40%	100%	Saturada	
J40N1T200C40F100	40		200	40%	100%	Saturada	
J80N1T25C40F100	80	1	25	40%	100%	Saturada	J80N1C40F100
J80N1T50C40F100	80		50	40%	100%	Saturada	
J80N1T100C40F100	80		100	40%	100%	Saturada	
J80N1T200C40F100	80		200	40%	100%	Saturada	
J160N1T25C40F100	160	1	25	40%	100%	Saturada	J160N1C40F100
J160N1T50C40F100	160		50	40%	100%	Saturada	
J160N1T100C40F100	160		100	40%	100%	Saturada	
J160N1T200C40F100	160		200	40%	100%	Saturada	

J: módulo de rigidez da camisa em laboratório, em kN/m; N: número de colunas; T: tensão normal aplicada no ensaio, em kPa; C: densidade relativa dentro da coluna; F: densidade relativa fora da coluna.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 42 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios com coluna de lona

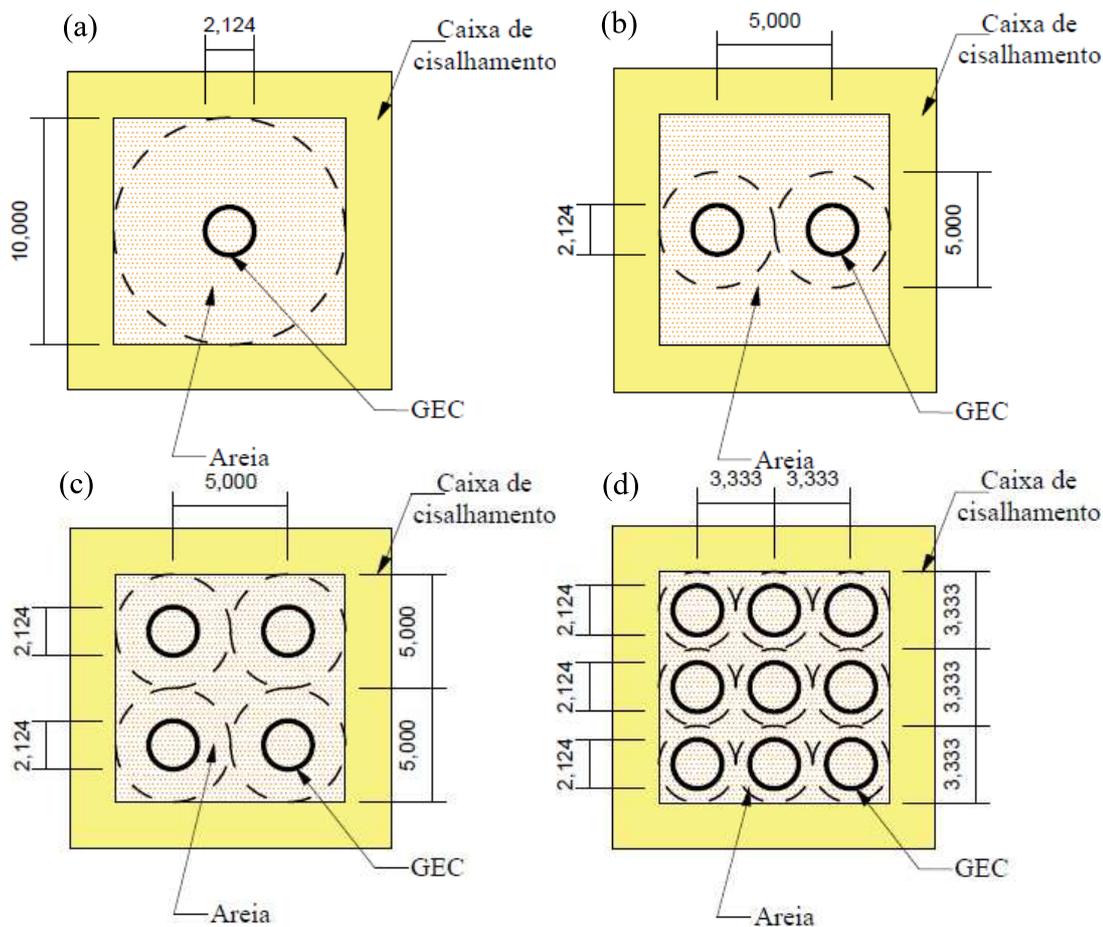


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### 3.2.2 Análise de Grupo

Para a análise de grupo, foram utilizados quatro modelos distintos, variando o número de colunas: 1, 2, 4 e 9 (Figura 43). Os ensaios foram feitos na caixa de cisalhamento quadrada com 10 cm de lado.

Figura 43 – Configuração da caixa de cisalhamento para análise em grupo, dimensões em centímetros: (a) 1 coluna; (b) 2 colunas; (c) 4 colunas; (d) 9 colunas



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A densidade relativa foi igual na coluna e no solo circundante, sendo realizados ensaios com DR = 40% e DR = 100% para ambos. O módulo de rigidez foi fixado em 80 kN/m em todos os ensaios de grupo, sendo correspondente a 4 voltas da lona pelo molde. Para cada configuração, foi calculado o fator de redução e suas rigidezes em campo (Tabela 6).

Tabela 6 – Propriedades da coluna de lona plástica PEBD usada em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo, para análise em grupo

Propriedades		1 coluna	2 colunas	4 colunas	9 colunas
Laboratório	d <sub>c</sub> (cm)	10	5	5	3,3
	J (kN/m)	80	80	80	80
FR (%)		22,6	45,2	45,2	67,8
Campo	d <sub>c</sub> (cm)	226	226	226	226
	J (kN/m)	40861	163443	163443	367747

d<sub>c</sub>: diâmetro de influência; J: módulo de rigidez; FR: fator de redução.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Tabela 7 mostra o programa de ensaios para a análise de grupo. O esquema dos códigos adotado na descrição de cada ensaio está apresentado na Figura 44. Cabe ressaltar que foram utilizadas tensões normais baixas (7,9 kPa e 14,9 kPa) de forma a se verificar se há uma curvatura na envoltória de resistência.

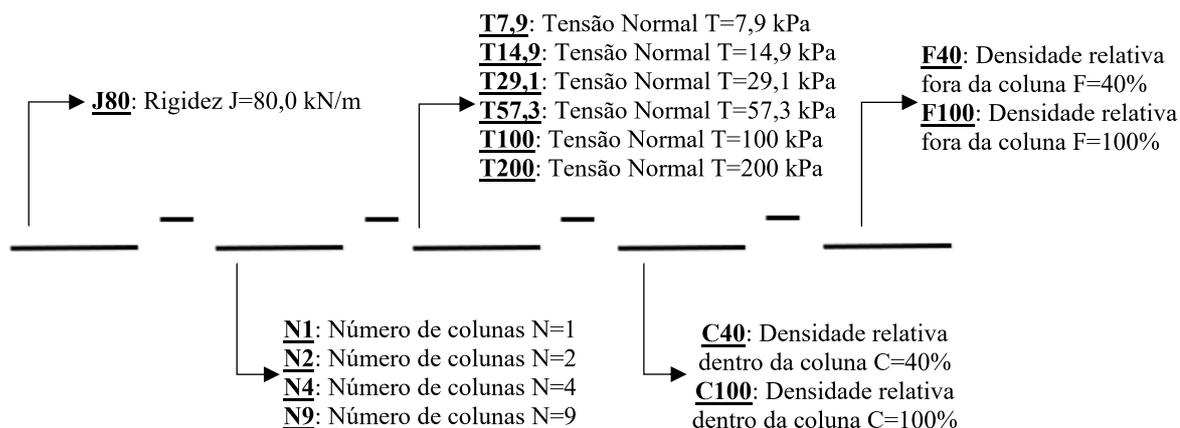
Tabela 7 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto para a análise de grupo, com colunas de lona plástica PEBD

Amostra	Ensaio	J	N° Colunas	$\sigma_n$ (kPa)	Densidade		Condição	Envoltória
					Coluna	Fora		
J80N1T7,9C40F40	33	4 voltas	1	7,9	40%	40%	Saturada	E9
J80N1T14,9C40F40	34	4 voltas		14,9	40%	40%	Saturada	
J80N1T29,1C40F40	35	4 voltas		29,1	40%	40%	Saturada	
J80N1T57,3C40F40	36	4 voltas		57,3	40%	40%	Saturada	
J80N1T100C40F40	37	4 voltas		100	40%	40%	Saturada	
J80N1T200C40F40	38	4 voltas		200	40%	40%	Saturada	
J80N2T7,9C40F40	39	4 voltas	2	7,9	40%	40%	Saturada	E10
J80N2T14,9C40F40	40	4 voltas		14,9	40%	40%	Saturada	
J80N2T29,1C40F41	41	4 voltas		29,1	40%	40%	Saturada	
J80N2T57,3C40F42	42	4 voltas		57,3	40%	40%	Saturada	
J80N2T100C40F40	43	4 voltas		100	40%	40%	Saturada	
J80N2T200C40F40	44	4 voltas		200	40%	40%	Saturada	
J80N4T7,9C40F40	45	4 voltas	4	7,9	40%	40%	Saturada	E11
J80N4T14,9C40F40	46	4 voltas		14,9	40%	40%	Saturada	
J80N4T29,1C40F41	47	4 voltas		29,1	40%	40%	Saturada	
J80N4T57,3C40F42	48	4 voltas		57,3	40%	40%	Saturada	
J80N4T100C40F40	49	4 voltas		100	40%	40%	Saturada	
J80N4T200C40F40	50	4 voltas		200	40%	40%	Saturada	
J80N9T7,9C40F40	51	4 voltas	9	7,9	40%	40%	Saturada	E12
J80N9T14,9C40F40	52	4 voltas		14,9	40%	40%	Saturada	
J80N9T29,1C40F41	53	4 voltas		29,1	40%	40%	Saturada	
J80N9T57,3C40F42	54	4 voltas		57,3	40%	40%	Saturada	
J80N9T100C40F40	55	4 voltas		100	40%	40%	Saturada	
J80N9T200C40F40	56	4 voltas		200	40%	40%	Saturada	
J80N1T7,9C100F100	57	4 voltas	1	7,9	100%	100%	Saturada	E13
J80N1T14,9C100F100	58	4 voltas		14,9	100%	100%	Saturada	
J80N1T29,1C100F101	59	4 voltas		29,1	100%	100%	Saturada	
J80N1T57,3C100F102	60	4 voltas		57,3	100%	100%	Saturada	
J80N1T100C100F100	61	4 voltas		100	100%	100%	Saturada	
J80N1T200C100F100	62	4 voltas		200	100%	100%	Saturada	
J80N2T7,9C100F100	63	4 voltas	2	7,9	100%	100%	Saturada	E14
J80N2T14,9C100F100	64	4 voltas		14,9	100%	100%	Saturada	
J80N2T29,1C100F101	65	4 voltas		29,1	100%	100%	Saturada	
J80N2T57,3C100F102	66	4 voltas		57,3	100%	100%	Saturada	
J80N2T100C100F100	67	4 voltas		100	100%	100%	Saturada	
J80N2T200C100F100	68	4 voltas		200	100%	100%	Saturada	
J80N4T7,9C100F100	69	4 voltas	4	7,9	100%	100%	Saturada	E15
J80N4T14,9C100F100	70	4 voltas		14,9	100%	100%	Saturada	
J80N4T29,1C100F101	71	4 voltas		29,1	100%	100%	Saturada	
J80N4T57,3C100F102	72	4 voltas		57,3	100%	100%	Saturada	
J80N4T100C100F100	73	4 voltas		100	100%	100%	Saturada	
J80N4T200C100F100	74	4 voltas		200	100%	100%	Saturada	
J80N9T7,9C100F100	75	4 voltas	9	7,9	100%	100%	Saturada	E16
J80N9T14,9C100F100	76	4 voltas		14,9	100%	100%	Saturada	
J80N9T29,1C100F101	77	4 voltas		29,1	100%	100%	Saturada	
J80N9T57,3C100F102	78	4 voltas		57,3	100%	100%	Saturada	
J80N9T100C100F100	79	4 voltas		100	100%	100%	Saturada	
J80N9T200C100F100	80	4 voltas		200	100%	100%	Saturada	

J<sub>n</sub>: módulo de rigidez da camisa; sendo n a rigidez da camisa em laboratório; N: número de colunas; T: tensão normal aplicada; C: densidade relativa na coluna; F: densidade relativa fora da coluna.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 44 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios para análise de grupo



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A configuração das cargas dispostas no suporte de peso do balanço ficou como indicado na Tabela 8. Como é possível notar, a carga do *top cap* (dispositivo colocado acima do corpo de prova que permite o acoplamento do pendural) é de 10,776 N.

Tabela 8 – Configuração das cargas aplicadas no suporte do balanço da LO 2900 para cada tensão normal desejada no corpo de prova

$\sigma_n$ (kPa)	Área Célula de Cisalhamento (m <sup>2</sup> )	Peso Top Cap (N)	F <sub>aplicada</sub> (N)	F <sub>peso</sub> (N)	F <sub>peso</sub> (kgf)
7,9			79	6,822	0,695
14,9			149	13,822	1,409
29,1	0,0100	10,776	291	28,022	2,857
57,3			573	56,222	5,731
100			1000	98,922	10,084
200			2000	198,922	20,278

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A montagem da caixa de cisalhamento quadrada se deu da mesma forma que a caixa circular: as colunas foram moldadas com lona plástica de PEBD, o preenchimento da areia foi feito com o pluviador, em seguida o corpo-de-prova foi saturado, adensado com as cargas descritas na Tabela 8 e submetido ao cisalhamento direto com a velocidade de ensaio igual a 0,08 mm/min. Os passos seguidos estão apresentados na Figura 45, onde a caixa de cisalhamento utilizada possui 10,0 cm de lado, conforme configuração representada na Figura 43.

Figura 45 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto para análise de grupo: posicionamento das colunas, pluviação da areia, posicionamento da caixa na máquina



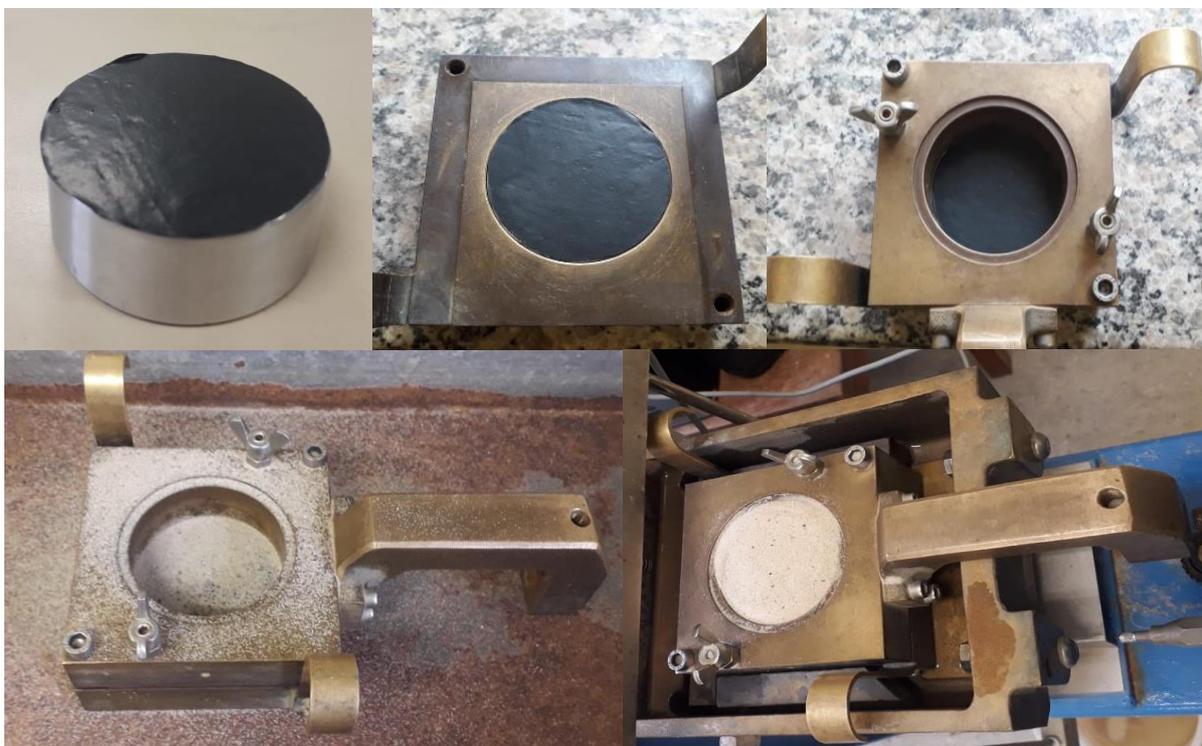
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### 3.2.3 Ângulo de atrito da interface areia-lona

A obtenção do ângulo de atrito da interface areia-lona se fez necessária por compor os dados de entrada para a modelagem numérica. O ângulo de atrito da interface areia-lona foi obtido através do ensaio de resistência ao cisalhamento direto com a mesma velocidade de 0,08 mm/min. Foram ensaiadas areia com  $DR = 40\%$  e  $DR = 100\%$ , aplicando tensões normais de 25, 50 e 100 kPa na condição saturada.

Para a realização do ensaio, foi produzida um cilindro metálico com altura correspondente à metade da caixa de cisalhamento, a fim de obter o atrito entre solo e lona durante a realização do movimento. A lona foi colada acima do cilindro, em seguida, a areia foi pluviada com a densidade relativa requerida até atingir o topo da caixa, por fim o corpo-de-prova foi posicionado na máquina. Os passos seguidos estão apresentados na Figura 46.

Figura 46 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto: ângulo de atrito da interface solo-lona



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### 3.3 CAMISA DE PLÁSTICO FILME

O plástico filme utilizado neste trabalho possui espessura ( $e$ ) igual a 0,08 mm (valor fornecido pelo fabricante do produto). Foi realizado ensaio de tração com carga controlada (Figura 47), obtendo um valor de módulo de elasticidade ( $E$ ) estimado em 24 MPa. O módulo de rigidez ( $J$ ) encontrado foi de 0,192 kN/m, valor próximo à literatura, visto que Palmeira e Gomes (1996) obtiveram módulo de rigidez igual a 0,16 kN/m.

Figura 47 – Ensaio de tração com carga controlada, realizado na UFJF



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Realizou-se também ensaio de tração com deformação controlada na Universidade de Brasília, confirmando o valor obtido inicialmente para o módulo de rigidez do plástico filme. A Figura 48 mostra a execução do ensaio de resistência a tração na máquina da UnB, onde foram ensaiados seis corpos-de-prova.

Figura 48 – Ensaio de tração com deformação controlada, realizado na UnB



Fonte: Laboratório de Ensaios Geotécnicos da Universidade de Brasília (2022)

### 3.3.1 Modelo de laboratório

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto seguindo o procedimento adotado para a camisa de lona plástica PEBD, utilizando o mesmo molde metálico. A moldagem da camisa foi feita com precaução devido à fragilidade do material, adotando 7 e 18 voltas, como mostra a Figura 49.

Figura 49 – Moldagem das camisas de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Foram realizados ensaios com diferentes rigidezes da camisa a fim de simular os valores utilizados em escala real. Para que a condição de campo seja representada na escala reduzida e condição 1g (uma gravidade), o módulo de rigidez deve ser  $37,67^2$  vezes menor. De acordo com Almeida *et al.* (2019), o módulo de rigidez das camisas utilizadas no mercado varia entre tipicamente 1500 a 6500 kN/m. Assim, com o intuito de se representar o encamisamento com rigidez próxima à encontrada no mercado, procurou-se utilizar um material com as características requeridas.

$$1500 \text{ kN/m} < J_{\text{campo}} < 6500 \text{ kN/m}$$

Sendo o módulo de rigidez da camisa de plástico filme aproximado em 0,192 kN/m, pela Equação 46, o módulo da rigidez a ser representado em campo é de aproximadamente 1907 e 4904 kN/m, para 7 e 18 voltas na camisa, respectivamente. A Tabela 9 apresenta as propriedades da coluna de plástico filme utilizada em laboratório para simular o encamisamento geossintético e suas respectivas correspondências em campo.

Tabela 9 – Propriedades da coluna de plástico filme em laboratório e suas respectivas correspondências em escala real de campo

Propriedade	Laboratório	Campo
$\varnothing_C$ (cm)	2,124	80
$d_e$ (cm)	6	226
$a_E$	12,53%	12,53%
J1,34 (kN/m)	1,34	1907
J3,46 (kN/m)	3,46	4904

$\varnothing_C$ : diâmetro da coluna;  $d_e$ : diâmetro de influência;  
 $a_E$ : razão de substituição de área; J: módulo de rigidez.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A areia foi preenchida com a mesma densidade relativa (DR) dentro e fora da coluna, sendo realizados ensaios com DR = 40% e DR = 100%. A Tabela 10 apresenta a relação de ensaios de resistência ao cisalhamento direto realizados com a camisa de plástico filme. O esquema dos códigos adotadas na descrição de cada ensaio está apresentado na Figura 50.

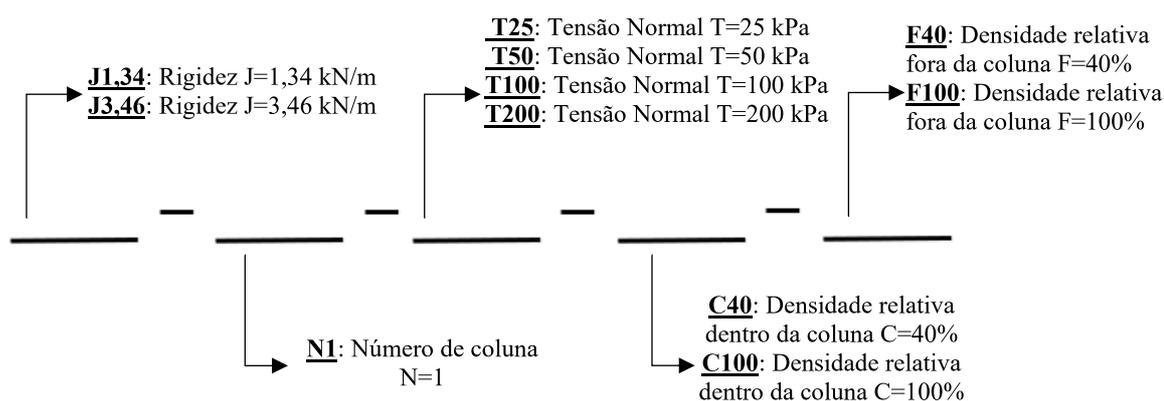
Tabela 10 – Programa de ensaios de resistência ao cisalhamento direto com coluna de plástico filme

Ensaio	Módulo de Rigidez (kN/m)	Nº Colunas	Tensão Normal (kPa)	Densidade Relativa		Condição	Envoltória
				Coluna	Fora		
J1,34N1T25C40F40	1,34	1	25	40%	40%	Saturada	J1,34N1C40F40
J1,34N1T50C40F40	1,34		50	40%	40%	Saturada	
J1,34N1T100C40F40	1,34		100	40%	40%	Saturada	
J1,34N1T200C40F40	1,34		200	40%	40%	Saturada	
J1,34N1T25C100F100	1,34	1	25	100%	100%	Saturada	J1,34N1C40F40
J1,34N1T50C100F100	1,34		50	100%	100%	Saturada	
J1,34N1T100C100F100	1,34		100	100%	100%	Saturada	
J1,34N1T200C100F100	1,34		200	100%	100%	Saturada	
J3,46N1T25C40F40	3,46	1	25	40%	40%	Saturada	J3,46N1C40F40
J3,46N1T50C40F40	3,46		50	40%	40%	Saturada	
J3,46N1T100C40F40	3,46		100	40%	40%	Saturada	
J3,46N1T200C40F40	3,46		200	40%	40%	Saturada	
J3,46N1T25C100F100	3,46	1	25	100%	100%	Saturada	J3,46N1C40F40
J3,46N1T50C100F100	3,46		50	100%	100%	Saturada	
J3,46N1T100C100F100	3,46		100	100%	100%	Saturada	
J3,46N1T200C100F100	3,46		200	100%	100%	Saturada	

J: módulo de rigidez da camisa em laboratório, em kN/m; N: número de colunas; T: tensão normal aplicada no ensaio, em kPa; C: densidade relativa dentro da coluna; F: densidade relativa fora da coluna.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 50 – Esquema dos códigos na descrição dos ensaios para coluna de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### 3.3.2 Ângulo de atrito da interface areia-plástico filme

A obtenção do ângulo de atrito da interface areia-plástico filme seguiu a metodologia adotada para a lona PEBD: ensaio de resistência ao cisalhamento direto com velocidade de 0,08 mm/min; areia fofa e compacta; tensões normais de 25, 50 e 100 kPa na condição saturada.

O ensaio foi realizado com o cilindro metálico citado no Tópico 3.3.2, a fim de obter o atrito entre o solo e o plástico filme durante a ocorrência do movimento horizontal. O plástico filme foi colado acima do cilindro, pluvindo a areia com a densidade relativa requerida. Os passos seguidos estão apresentados na Figura 51.

Figura 51 – Ensaio de resistência ao cisalhamento direto: ângulo de atrito da interface areia-plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

#### 4 MATERIAIS E MÉTODOS – MODELAGEM NUMÉRICA

A simulação de alguns ensaios de cisalhamento direto executados como parte do programa experimental foi realizada no programa Plaxis 3D, ferramenta computacional que executa a análise numérica dos sistemas inseridos via Método dos Elementos Finitos (MEF).

Os objetivos das análises numéricas foram, basicamente, verificar a ocorrência de rotação da camisa de geossintético durante o cisalhamento e a deformação do geossintético associada à condição pós-pico. A verificação do rotacionamento mostrou-se importante pelo fato de que, na simulação experimental, a base da camisa não fica presa na célula de cisalhamento, ao contrário do que ocorre na prática, onde normalmente a camisa é embutida em, aproximadamente, 1,00 m na camada de solo resistente e abaixo da argila mole. A não fixação da camisa na base da célula de cisalhamento tem sido adotada em outras pesquisas similares, podendo-se citar, por exemplo, Murugesan e Rajagopal (2008), Murugesan e Rajagopal (2015), Mohapatra *et al.* (2016) e Rodrigues (2020).

Para a elaboração da modelagem numérica, é necessário inserir a geometria e as propriedades dos materiais componentes do modelo. Neste trabalho, optou-se por utilizar o modelo constitutivo de solo elasto-plástico perfeito, com critério de falha segundo Mohr-Coulomb. Dessa forma, os módulos de elasticidade da areia e das camisas foram considerados constantes durante toda a análise.

Sendo assim, foram simulados ensaios de resistência ao cisalhamento direto em coluna granular encamisada, buscando representar o ocorrido em laboratório. Os parâmetros da areia, considerando as densidades relativas de 40% e 100%, estão apresentados na Tabela 11. Cabe ressaltar que, buscando representar a condição de ensaio, foi considerada a saturação do corpo-de-prova na modelagem, utilizando coeficientes de permeabilidade de forma a simular a condição drenada. Adotou-se também, o parâmetro  $R_{inter}$  referente à interface entre os diferentes materiais existentes no modelo

Tabela 11 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para a areia fofa e compacta, ensaios executados por Rodrigues (2020)

Parâmetro	Areia Fofa (DR = 40%)	Areia Compacta (DR = 100%)
$E_{oed}$ (MPa)	23,03	30,88
$\nu'$	0,30	0,30
$E'$ (MPa) <sup>1</sup>	17,11	22,94
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	13,20	13,20
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,04	16,04
$c$ (kPa)	0,00	0,00
$\phi'$ (°)	36,83	47,21
$\Psi$ (°)	1,38	16,32
$e_{ini}$	0,57	0,57
$c_k$	1,00 E+15	1,00 E+15
$k_x$ (cm/s)	6000,00	6000,00
$k_y$ (cm/s)	6000,00	6000,00
$k_z$ (cm/s)	6000,00	6000,00

$E_{oed}$ : módulo oedométrico;  $\nu'$ : coeficiente de Poisson para condições drenadas;  $E'$ : módulo drenado;  $\gamma_{unsat}$ : peso específico não saturado;  $\gamma_{sat}$ : peso específico saturado;  $c$ : coesão;  $\phi'$ : ângulo de atrito;  $\Psi$ : ângulo de dilatação;  $e_{ini}$ : índice de vazios inicial;  $c_k$ : fator de permeabilidade;  $k_x$ : coeficiente de permeabilidade (direção x);  $k_y$ : coeficiente de permeabilidade (direção y);  $k_z$ : coeficiente de permeabilidade (direção z).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

De acordo com a Tabela 11, coeficiente de Poisson para condições drenadas ( $\nu'$ ) foi considerado igual a 0,3, sendo o módulo drenado ( $E'$ ) dado pela Equação 44 (Tópico 2.6.1).

O encamisamento foi simulado como geossintético utilizando as propriedades da lona de PEBD e do plástico filme, empregados no laboratório, como mostra a Tabela 12. O tipo de material adotado foi elástico e isotrópico para as camisas.

Tabela 12 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para o encamisamento da coluna

Parâmetro	Lona	Plástico Filme
J (kN/m)	20,00	1,34
$e$ (mm)	0,10	0,08
$E$ (MPa)	200,00	24,00

J: módulo de rigidez;  $e$ : espessura;  $E$ : módulo de elasticidade

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A caixa do ensaio de cisalhamento direto e o *top cap* foram simulados como modelo linear elástico, não poroso, cujas propriedades estão apresentadas na Tabela 13.

Tabela 13 – Dados de entrada no PLAXIS 3D para a caixa de cisalhamento

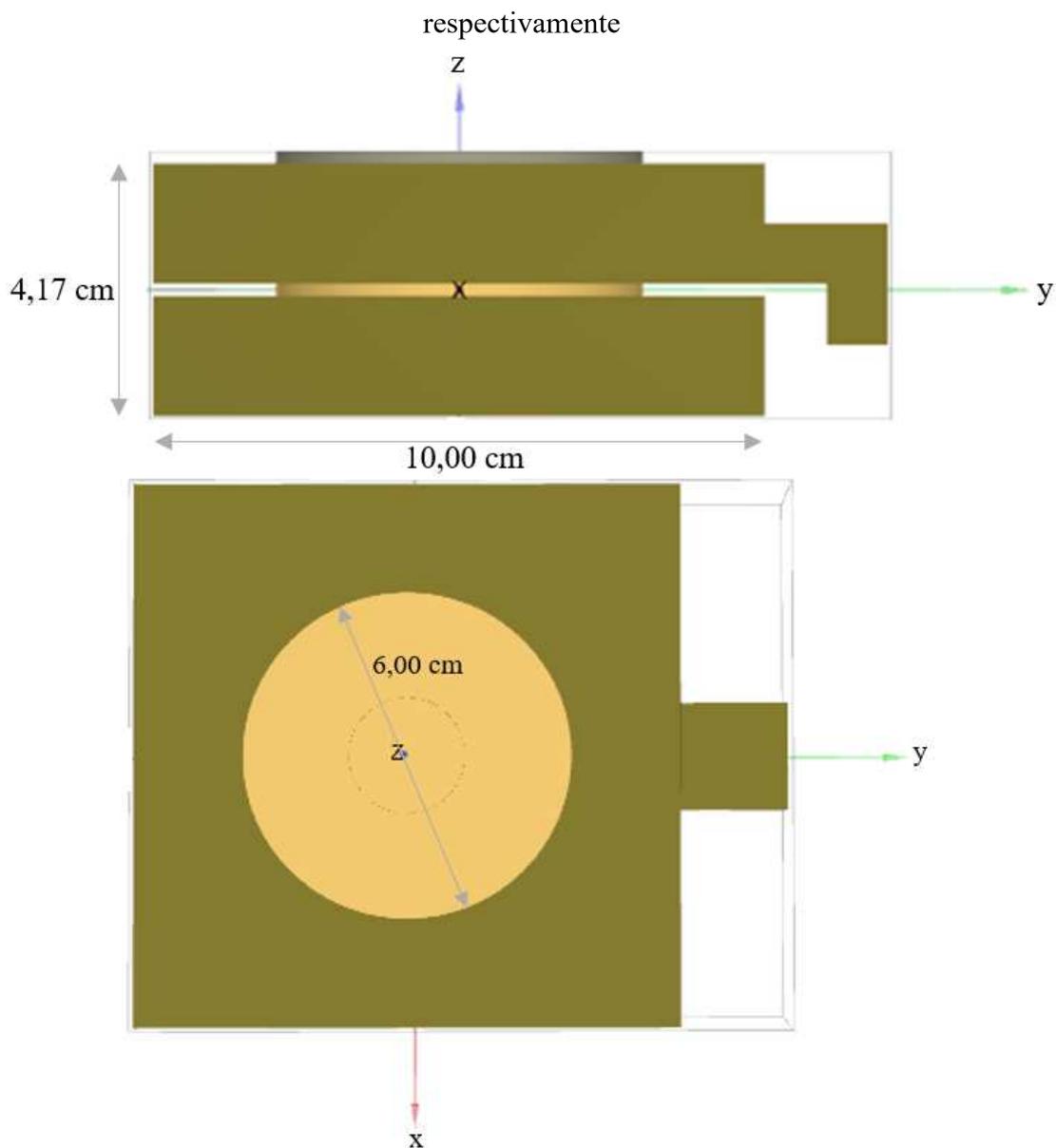
Parâmetro	Caixa inferior e superior	Top Cap
$\gamma_{unsat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	87,00	27,00
$E$ (MPa)	120,00 E+06	70,00 E+06
$\nu'$	0,20	0,20

$\gamma_{unsat}$ : peso específico não saturado;  $E$ : módulo de elasticidade;  $\nu'$ : coeficiente de Poisson para condições drenadas

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Após a definição dos materiais, é inserida a geometria que delimita o sistema, de acordo com as proporções do ensaio de laboratório (Figura 52).

Figura 52 – Modelo numérico do ensaio de cisalhamento direto: vistas frontal e superior,

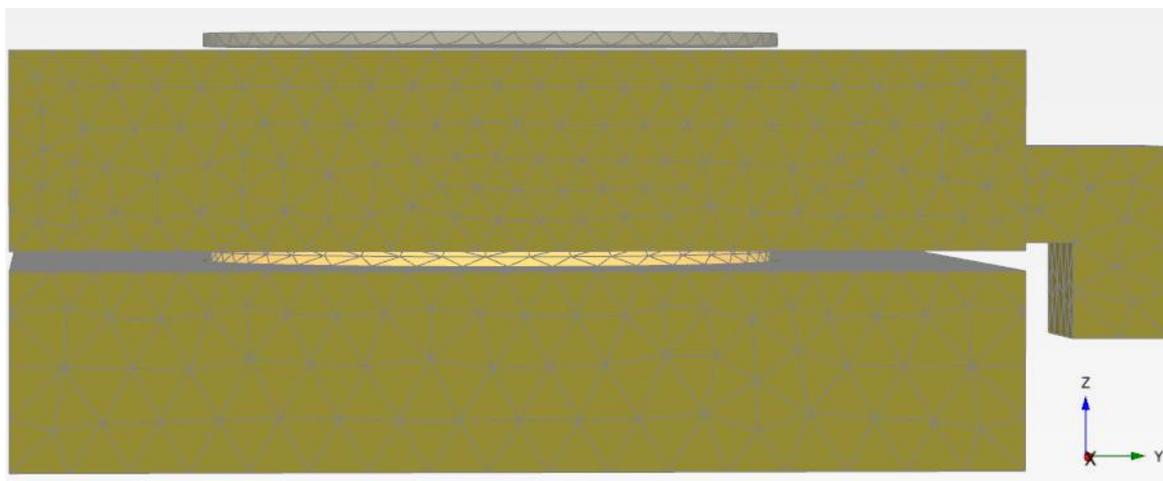


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Tal como prescreve a modelagem de problemas em elementos finitos, é preciso gerar a malha que delimite o sistema em análise, determinando os pontos de interesse. O PLAXIS permite gerar a malha de forma automática (malha de elementos tetraédricos de 10 nós para a modelagem tridimensional), sendo necessário informar o grau de refinamento. Para a modelagem, optou-se pela opção de malha média (Figura 53). A malha do tipo muito fina demandava um tempo de processamento muito longo, em torno de 7 dias, apresentando

problemas de convergência durante o processo. Com a malha média, o tempo foi, aproximadamente, de 24 horas para cada modelo.

Figura 53 – Geração de malha média do modelo numérico



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Tabela 14 apresenta a relação de simulações do ensaio de resistência ao cisalhamento direto realizada no programa PLAXIS 3D. O esquema dos códigos adotadas na descrição de cada modelagem numérica está apresentado na Figura 54.

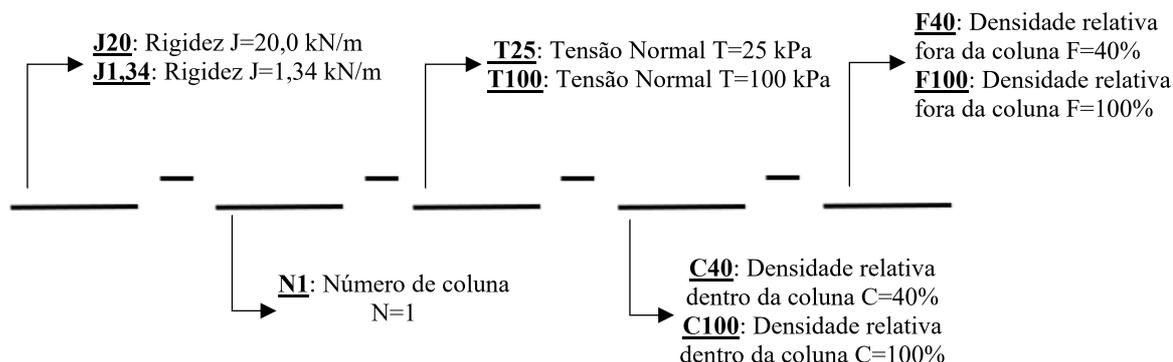
Tabela 14 – Simulações do ensaio de resistência ao cisalhamento direto no PLAXIS 3D

Modelo	Módulo de Rigidez (kN/m)	Nº Colunas	Tensão Normal (kPa)	Densidade Relativa	
				Coluna	Fora
J20N1T25C40F40	20		25	40%	40%
J20N1T100C40F40	20	1	100	40%	40%
J20N1T25C100F100	20		25	100%	100%
J20N1T100C100F100	20		100	100%	100%
J1,34N1T25C40F40	1,34		25	40%	40%
J1,34N1T100C40F40	1,34	1	100	40%	40%
J1,34N1T25C100F100	1,34		25	100%	100%
J1,34N1T100C100F100	1,34		100	100%	100%

J: módulo de rigidez da camisa em laboratório, em kN/m; N: número de colunas; T: tensão normal aplicada no ensaio, em kPa; C: densidade relativa dentro da coluna; F: densidade relativa fora da coluna.

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 54 – Esquema dos códigos na descrição da modelagem numérica



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Após a definição de todo o modelo, é iniciada a simulação do sistema baseada em estágios a serem aplicados. Primeiramente deve-se impor a fase inicial, na qual o conjunto está submetido somente a seu peso próprio. Em seguida, é aplicada a tensão normal no topo da caixa e imposto o deslocamento horizontal na caixa inferior, simulando então o ensaio de cisalhamento direto.

Para simular o comportamento da interface existente entre os diferentes materiais, o programa utiliza o parâmetro  $R_{inter}$ , que consiste em um fator de redução do coeficiente de atrito,  $\mu$ , dado por  $\mu = \text{tg}\Phi$ , onde  $\Phi$  representa o ângulo de atrito da areia.

O ângulo de atrito da interface areia-camisa foi obtido através dos ensaios de cisalhamento direto descritos no Tópico 3.2.3 para a lona plástica e no Tópico 3.3.2 para o plástico filme. Os resultados dos ensaios estão apresentados a seguir.

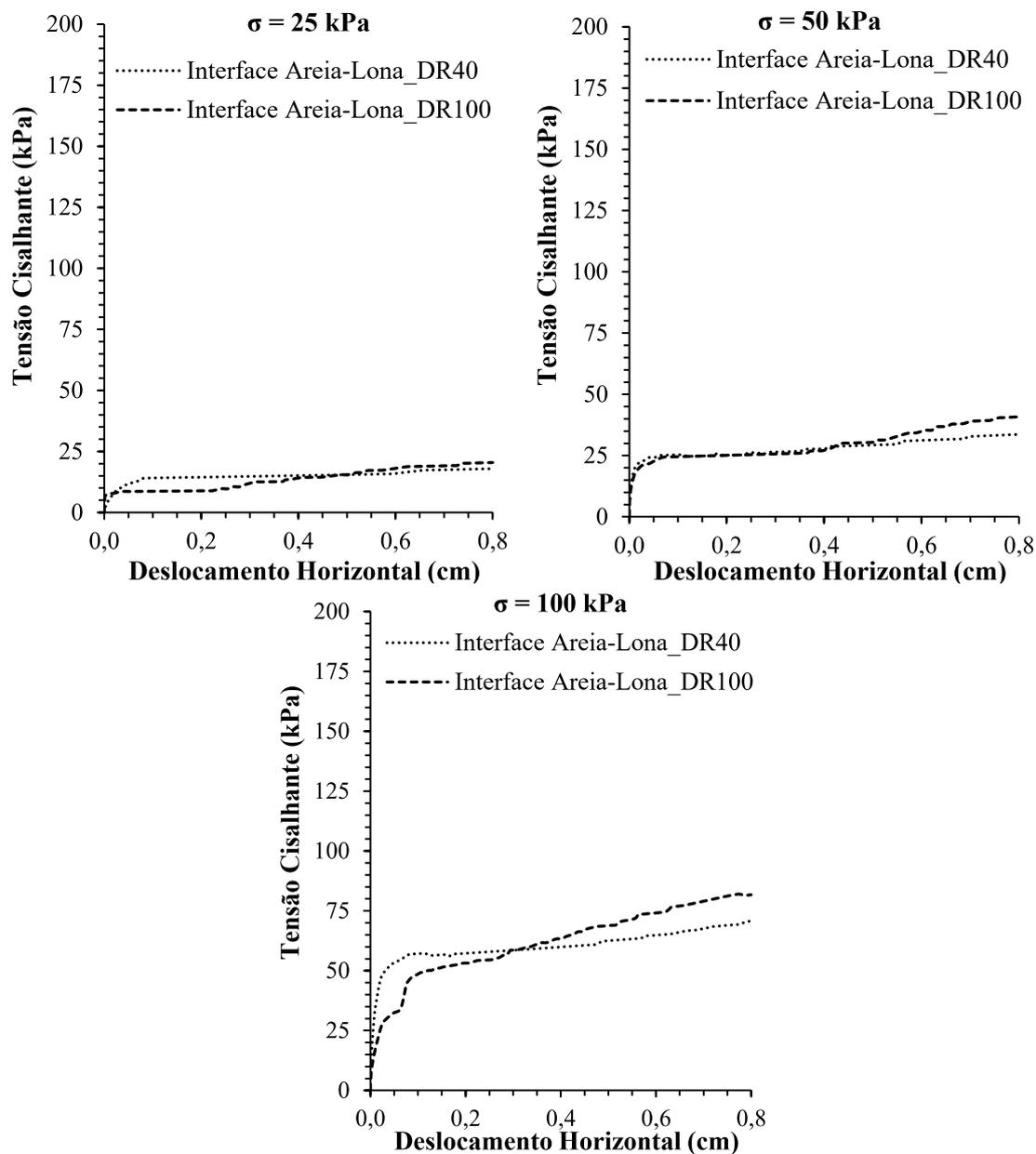
O parâmetro  $R_{inter}$  entre a areia e a caixa de cisalhamento de metal foi obtido através de ensaios realizados por Soncin (2022). Para a areia fofa, o fator foi de 0,671, enquanto que para a compacta foi de 0,563.

#### 4.1 ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE AREIA-LONA DE PEBD

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto para obtenção do ângulo de atrito da interface areia-lona. A seguir serão apresentados os resultados encontrados.

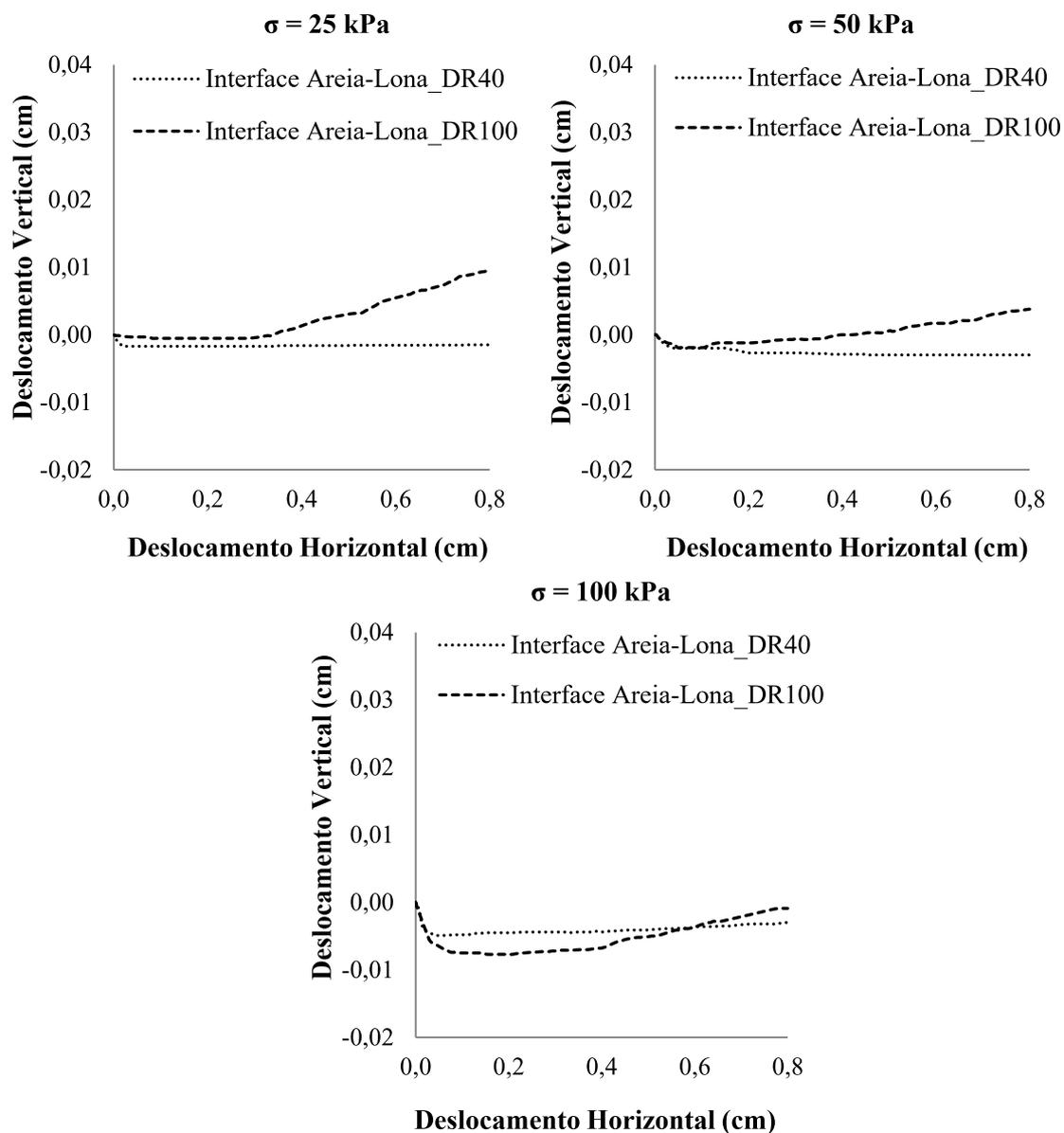
A Figura 55 apresenta os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada nas amostras de diferentes compacidades. Observa-se tendência de crescimento da tensão cisalhante com o incremento de deslocamento horizontal. A Figura 56 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal, onde a variação vertical foi mínima.

Figura 55 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para a interface areia-lona de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

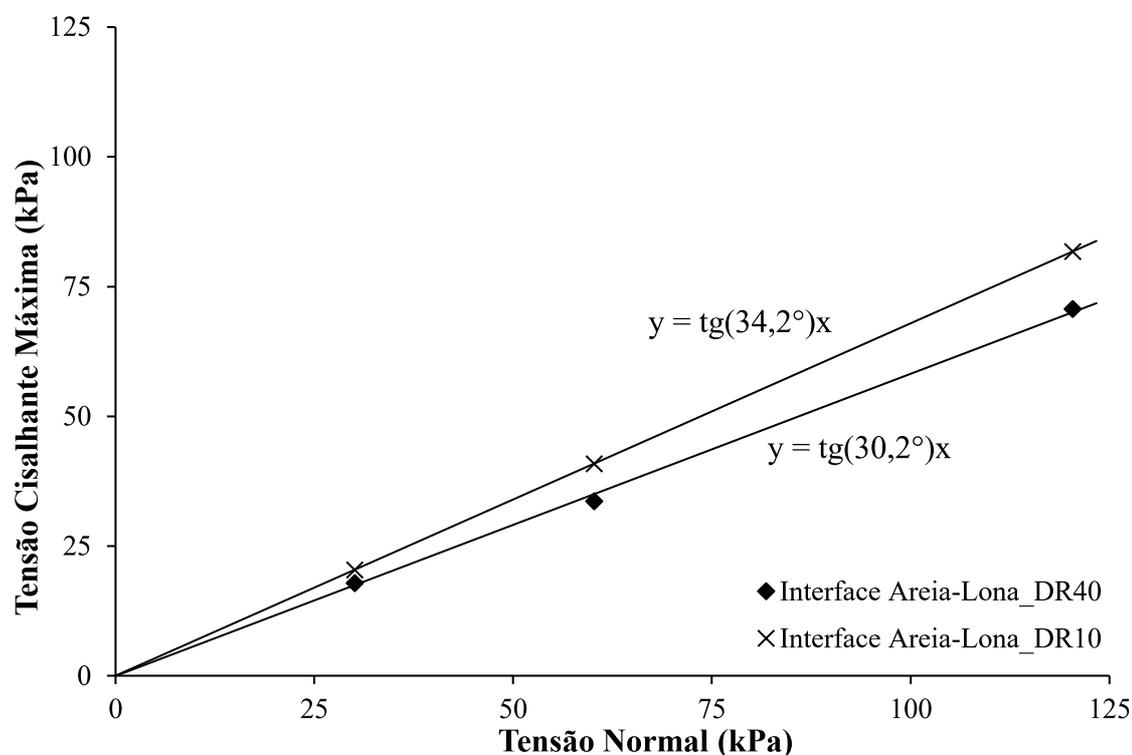
Figura 56 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para a interface areia-lona de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Figura 57 apresenta as envoltórias de resistência de pico para a interface areia-lona de PEBD, para DR = 40% e DR = 100%.

Figura 57 – Envoltórias de resistência de pico para DR = 40% e DR = 100%: interface areia-lona de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Consequente, é calculado o valor de  $R_{inter}$  entre a areia e a lona plástica PEBD, para a areia fofa e compacta. A Tabela 15 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 15 – Parâmetro da interface areia-lona de PEBD

Parâmetro	Compacidade da areia	
	DR = 40%	DR = 100%
$\Phi_{areia}$	36,8°	47,2°
$\Phi_{interface\ areia-lona\ de\ PEBD}$	30,2°	34,2°
$R_{inter} = \frac{tg(\Phi_{interface\ areia-lona})}{tg(\Phi_{areia})}$	0,778	0,629

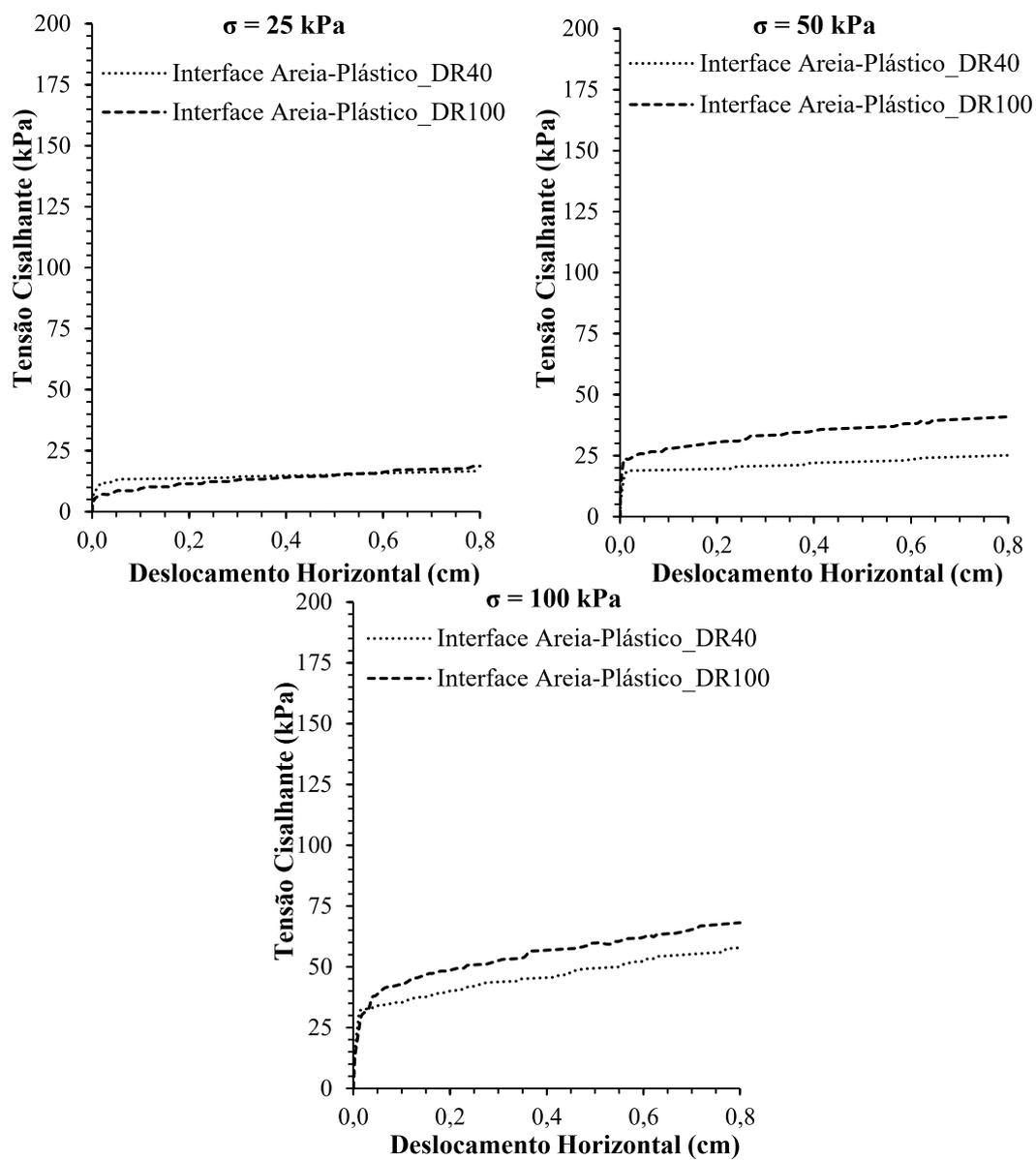
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## 4.2 ÂNGULO DE ATRITO DA INTERFACE AREIA-PLÁSTICO FILME

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto para obtenção do ângulo de atrito da interface areia-plástico filme. A seguir serão apresentados os resultados encontrados.

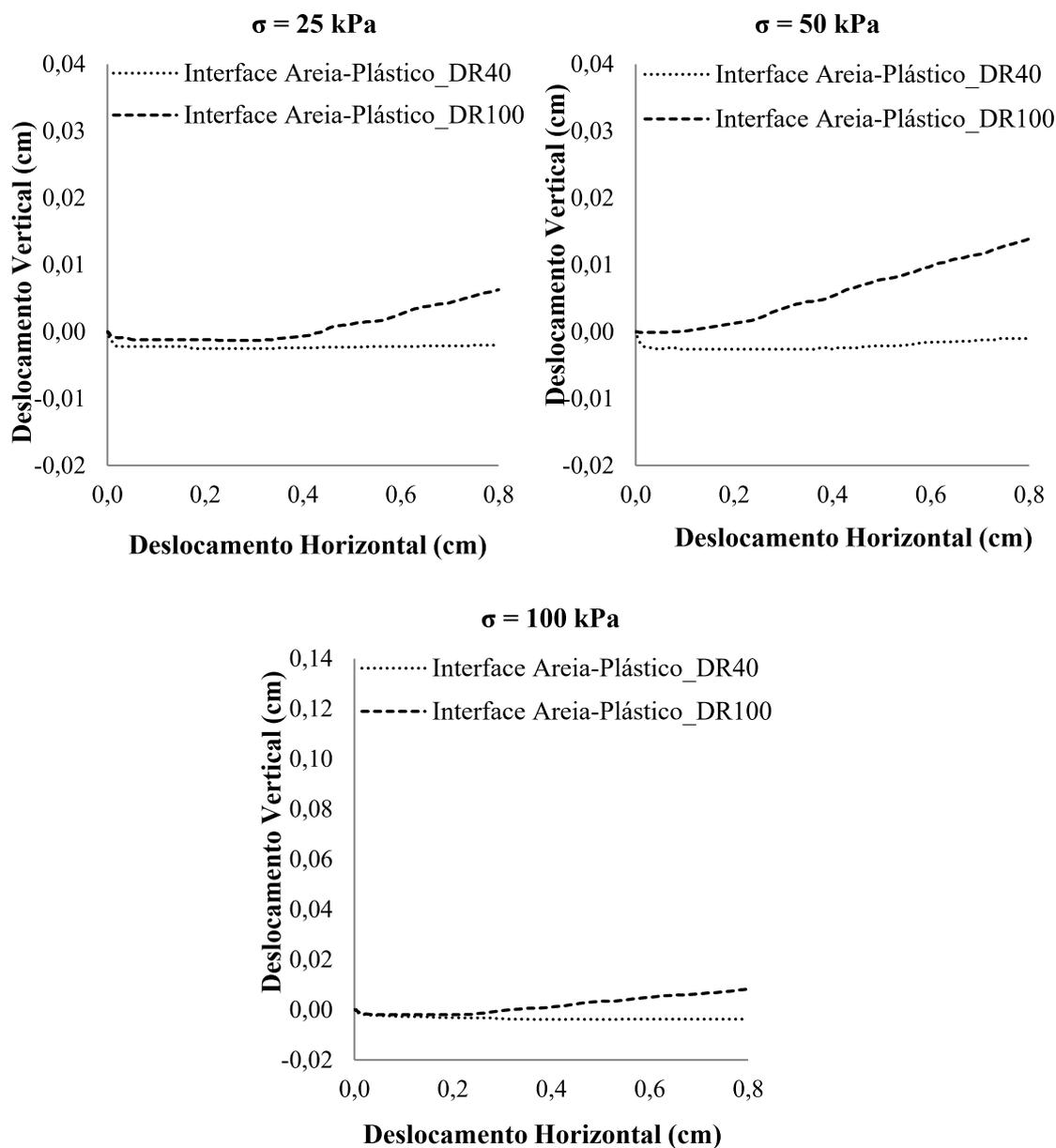
A Figura 58 apresenta os resultados encontrado para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada nas amostras de diferentes compacidades. Observa-se tendência de crescimento da tensão cisalhante com o incremento de deslocamento horizontal. A Figura 59 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal, onde é notado comportamento dilatante.

Figura 58 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para a interface areia-plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

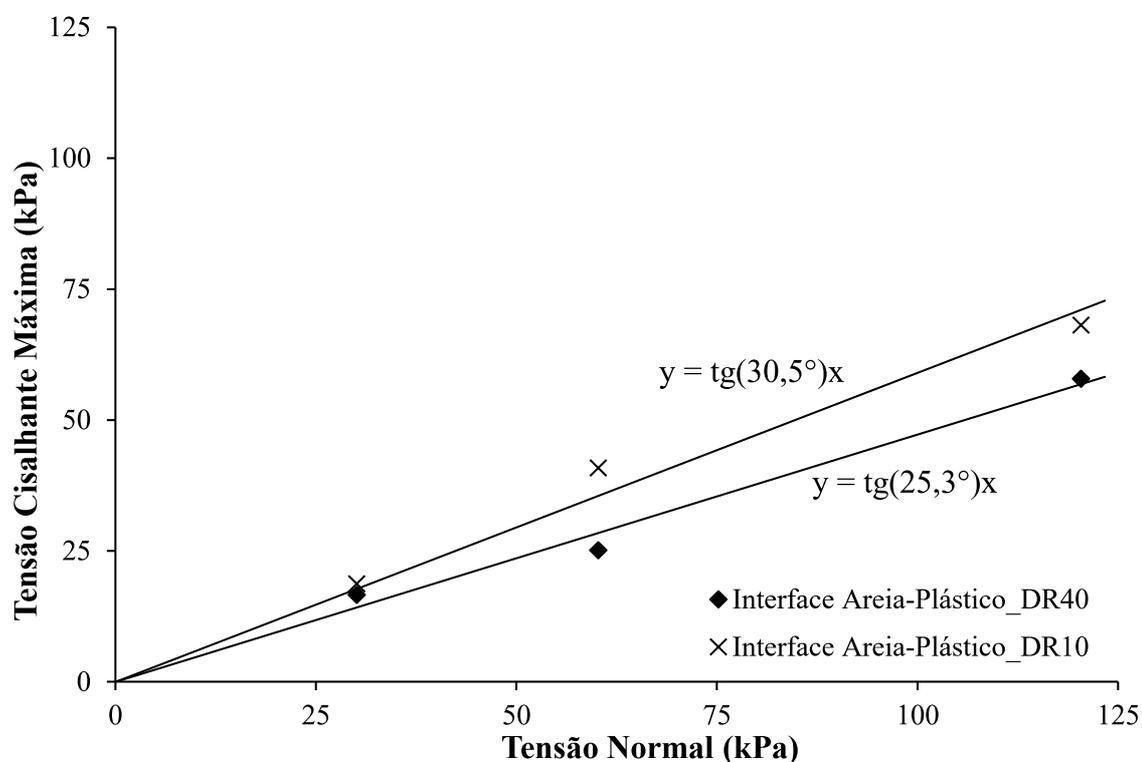
Figura 59 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para a interface areia-plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Figura 60 apresenta as envoltórias de resistência de pico para a interface areia-plástico filme, para DR = 40% e DR = 100%.

Figura 60 – Envoltórias de resistência de pico para DR = 40% e DR = 100%: interface areia-plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Consequente, é calculado o valor de  $R_{inter}$  entre a areia e o plástico filme, como explicado no Tópico 4, para a areia fofa e compacta. A Tabela 16 apresenta os resultados encontrados.

Tabela 16 – Parâmetro da interface areia-plástico filme

Parâmetro	Compacidade da areia	
	DR = 40%	DR = 100%
$\Phi_{areia}$	36,8°	47,2°
$\Phi_{interface\ areia-plástico\ filme}$	25,3°	30,5°
$R_{inter} = \frac{tg(\phi_{interface\ areia-plástico})}{tg(\phi_{areia})}$	0,632	0,545

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## 5 RESULTADOS E DISCUSSÕES – ENSAIOS LABORATORIAIS

Foram realizados 102 ensaios de resistência ao cisalhamento direto. Desse total, 32 foram das análises individuais com encamisamento feito de lona de PEBD e 16 de plástico filme. Também foram cisalhadas 48 amostras para a análise de grupo.

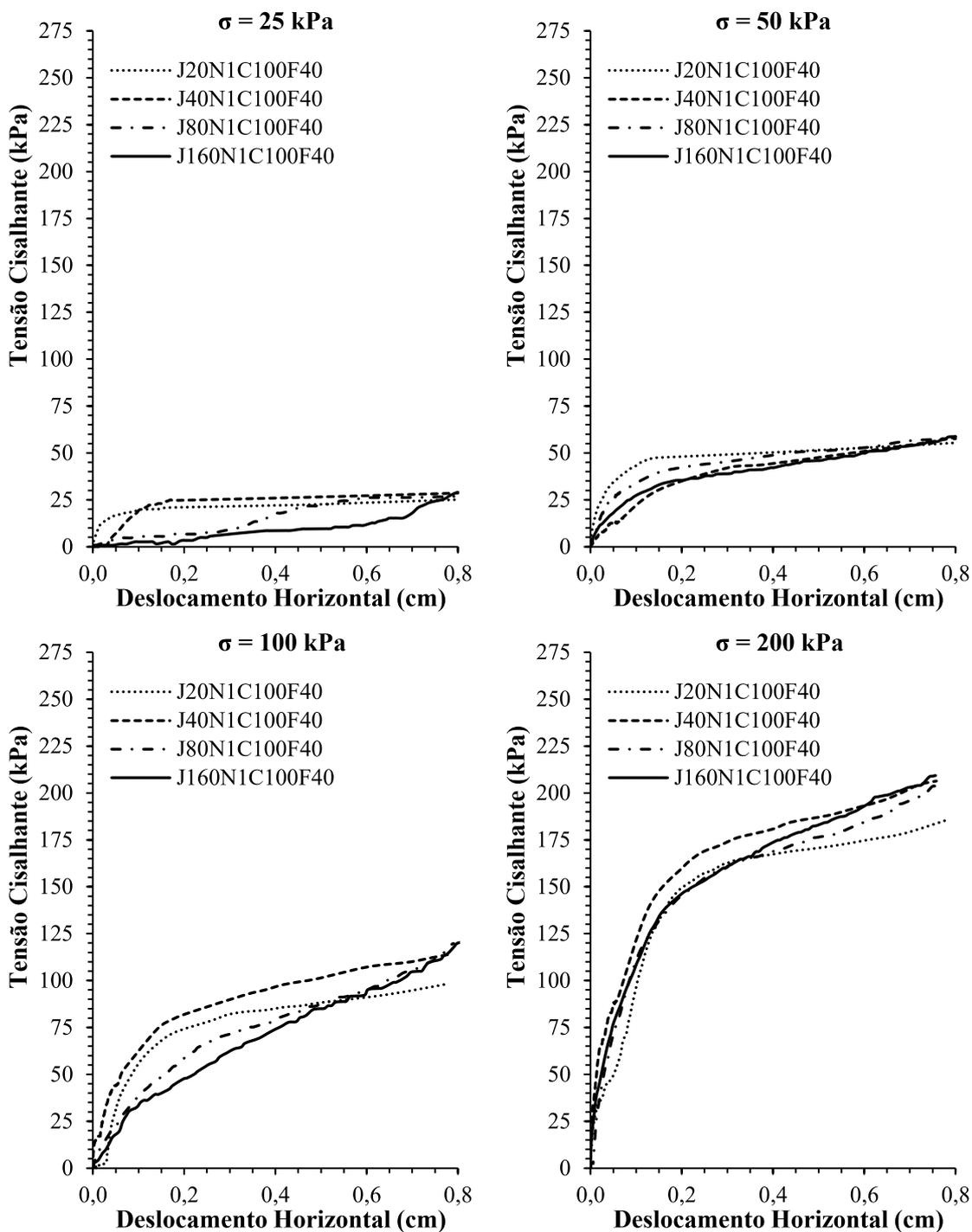
### 5.1 ENSAIO COM UMA COLUNA – CAMISA DE LONA DE PEBD

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto em colunas encamisadas com lona plástica de PEBD variando a rigidez da camisa e a densidade relativa dentro e fora da coluna. A seguir serão apresentados os resultados encontrados.

A Figura 61 apresenta os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada nas amostras de DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna. Foi verificado aumento da tensão cisalhante conforme o acréscimo de rigidez do encamisamento, não sendo notória a existência de pico de tensão. Observou-se também tendência de estabilidade para menores tensões de confinamento e enrijecimento para maiores tensões (100 kPa e 200 kPa). Esse comportamento é evidente para camisa com rigidez igual a 160 kN/m.

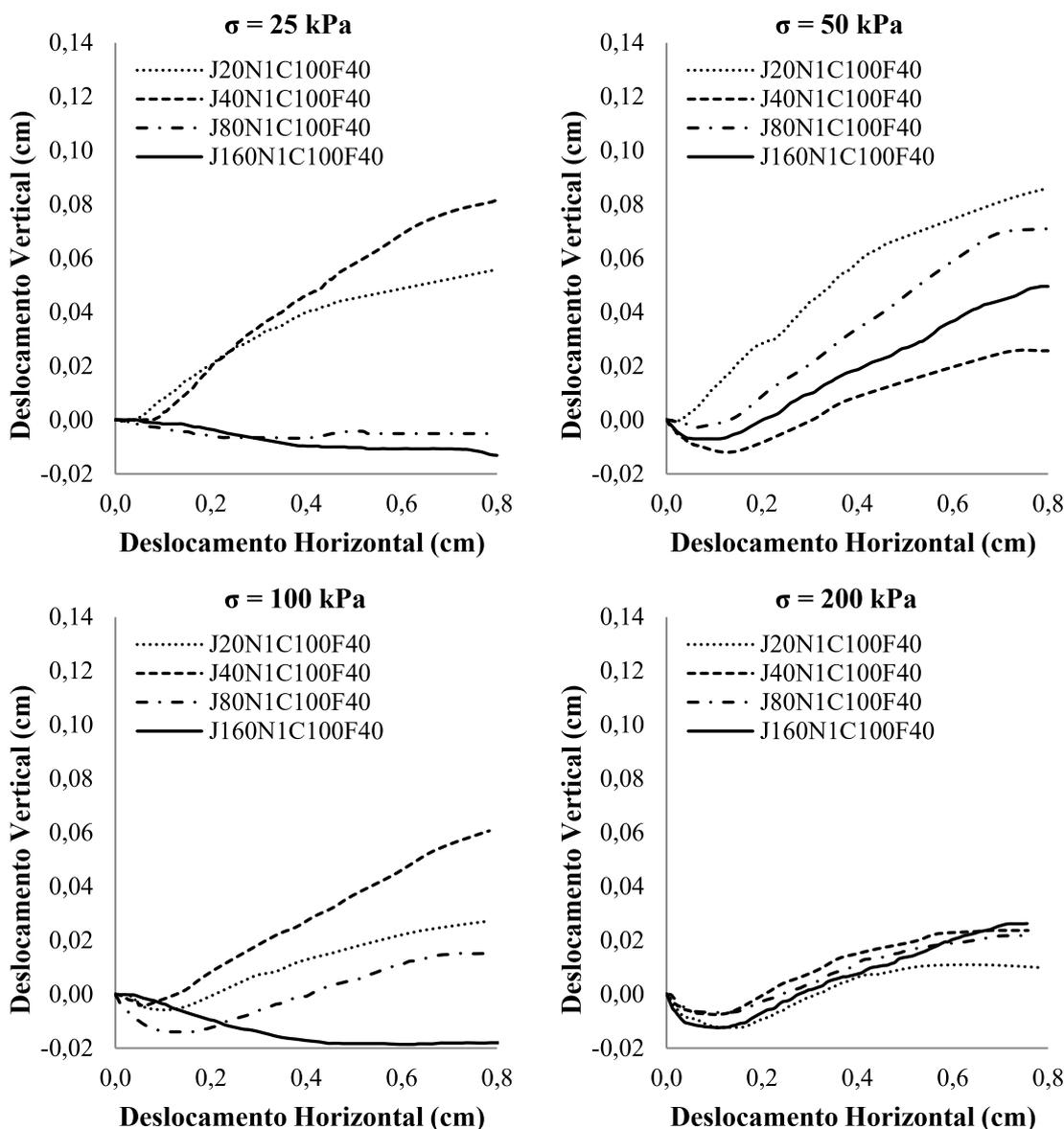
A Figura 62 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, onde pode ser observado comportamento dilatante na maioria dos ensaios. Os resultados encontrados diferem do comportamento esperado pela literatura, devido à dificuldade em deslocar a célula de cisalhamento com areia fofa do pluviador para a máquina. Esse processo pode ter elevado a densidade relativa do material fora da coluna, resultando no comportamento expansivo.

Figura 61 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 62 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD

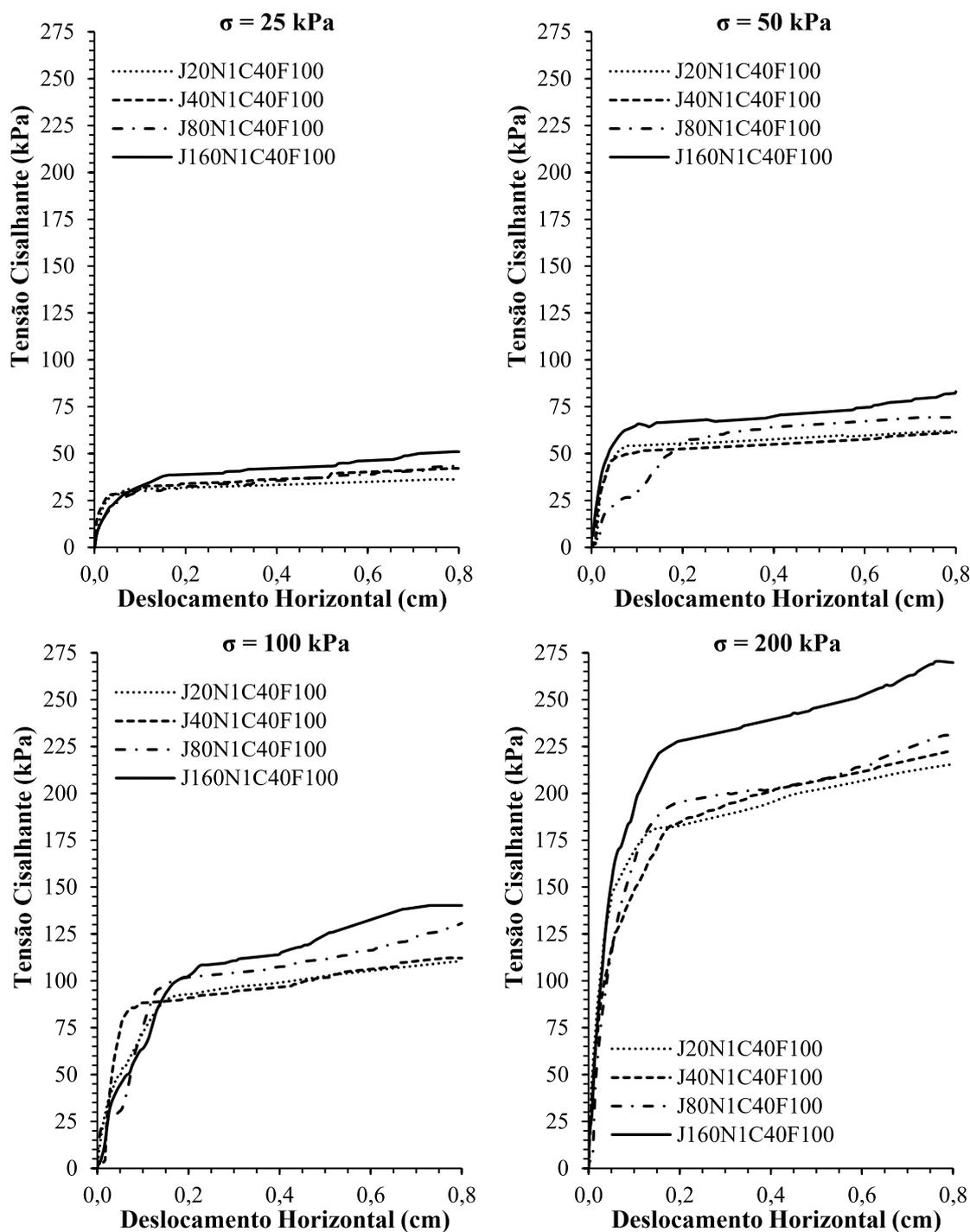


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

O aumento da tensão cisalhante conforme o acréscimo da rigidez da camisa é mais evidente nas amostras com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna (Figura 63). A elevação da resistência em função do encamisamento é observada no início do ensaio até o máximo deslocamento horizontal. Notou-se também tendência de enrijecimento para maiores tensões de confinamento e estabilidade para menores (25 e 50 kPa).

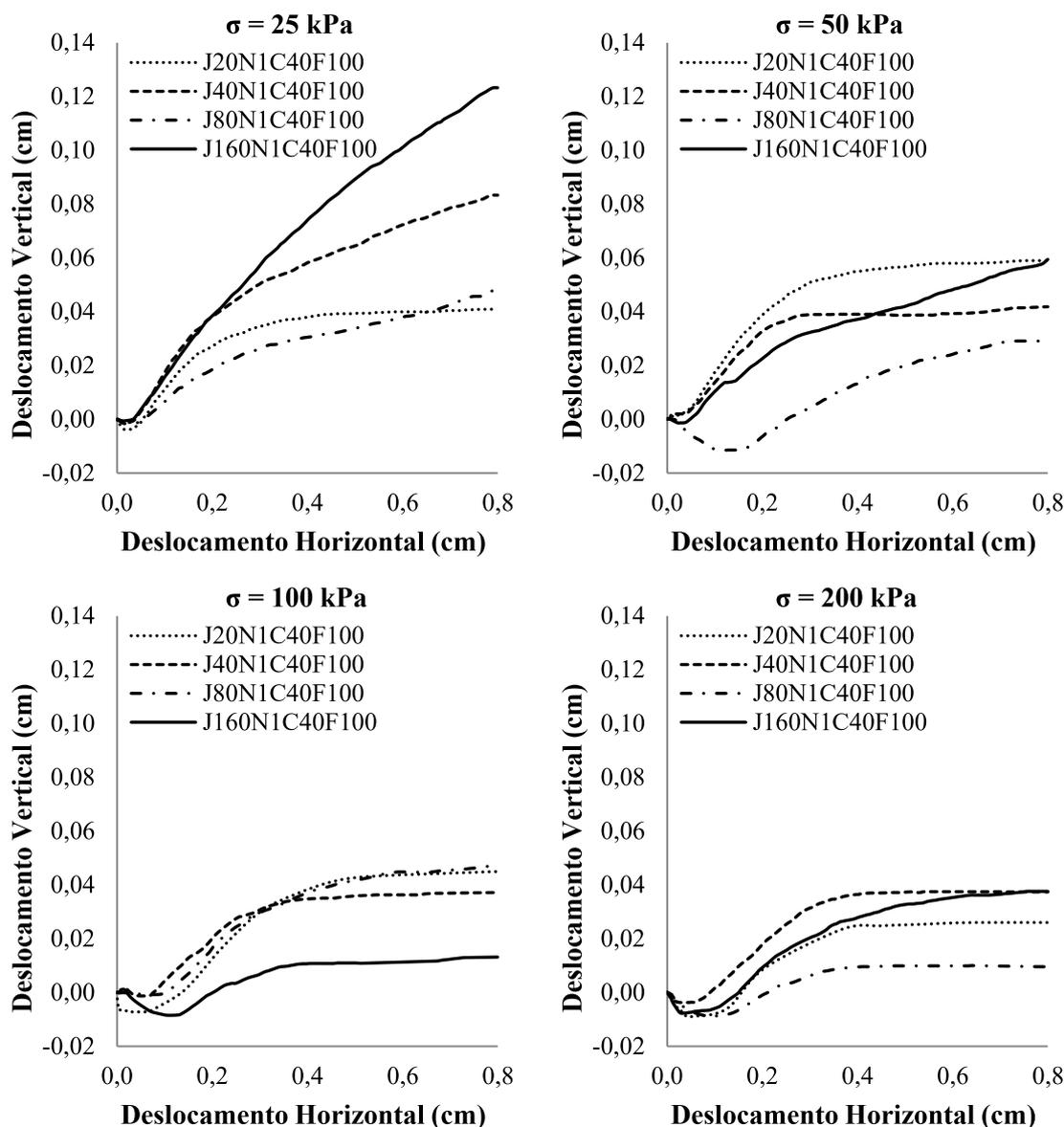
Os ensaios com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna (Figura 64) corroboram a teoria de dilatância em areias compactas. Assim, é observada a influência da compacidade do material no entorno da coluna.

Figura 63 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 64 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD

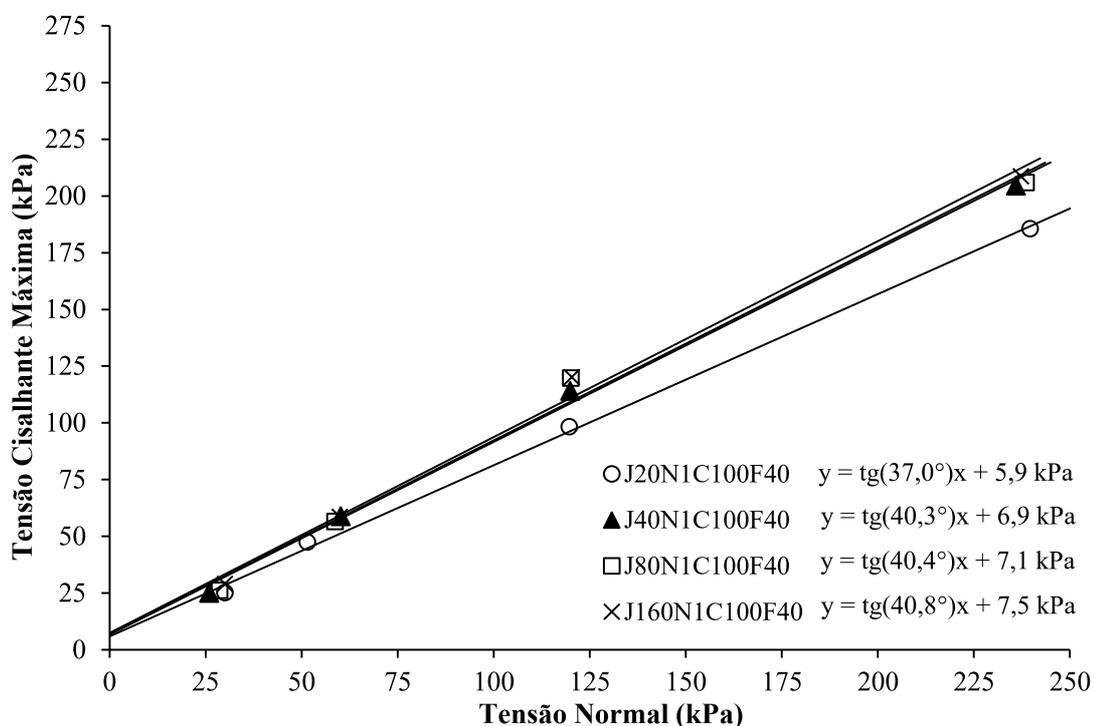


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A partir dos gráficos de tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal, foram traçadas as envoltórias médias para cada modelo cisalhado, sendo possível fazer uma análise do comportamento dos parâmetros de resistência de acordo com o aumento da rigidez do encamisamento.

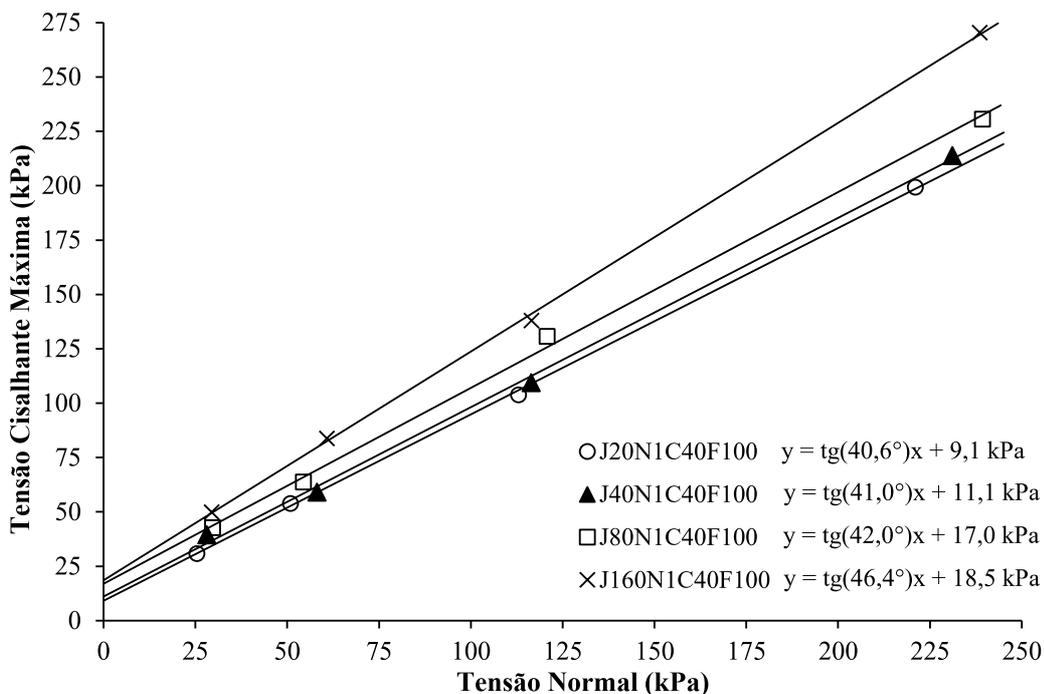
A Figura 65 e a Figura 66 apresentam as envoltórias de resistência de pico para a areia com DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente.

Figura 65 – Envoltórias de resistências de pico para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

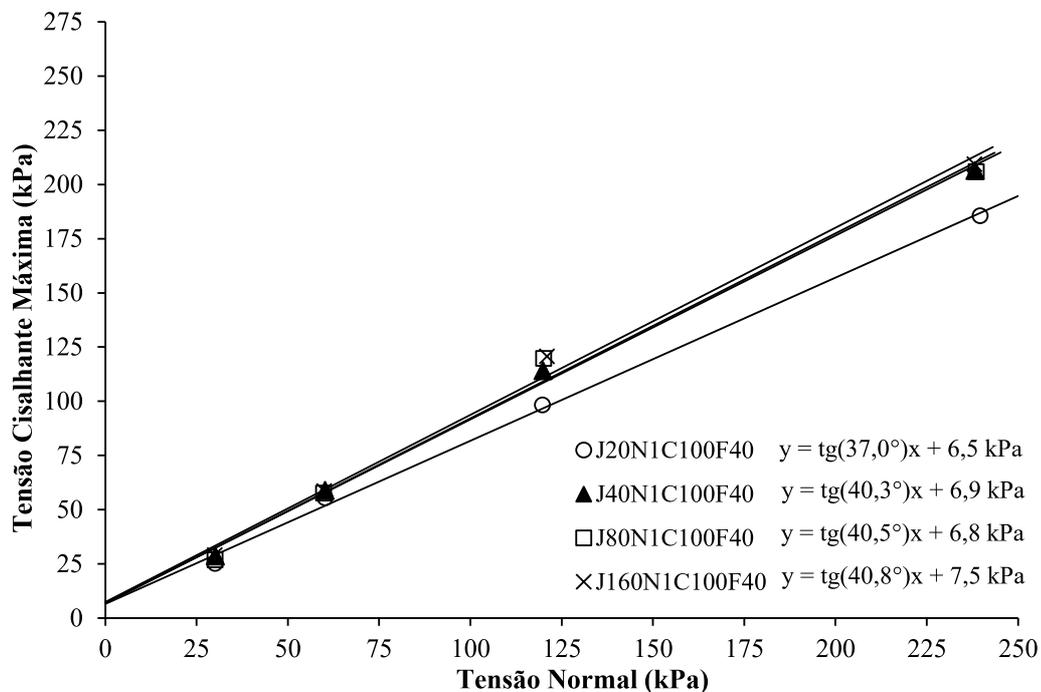
Figura 66 – Envoltórias de resistências de pico DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

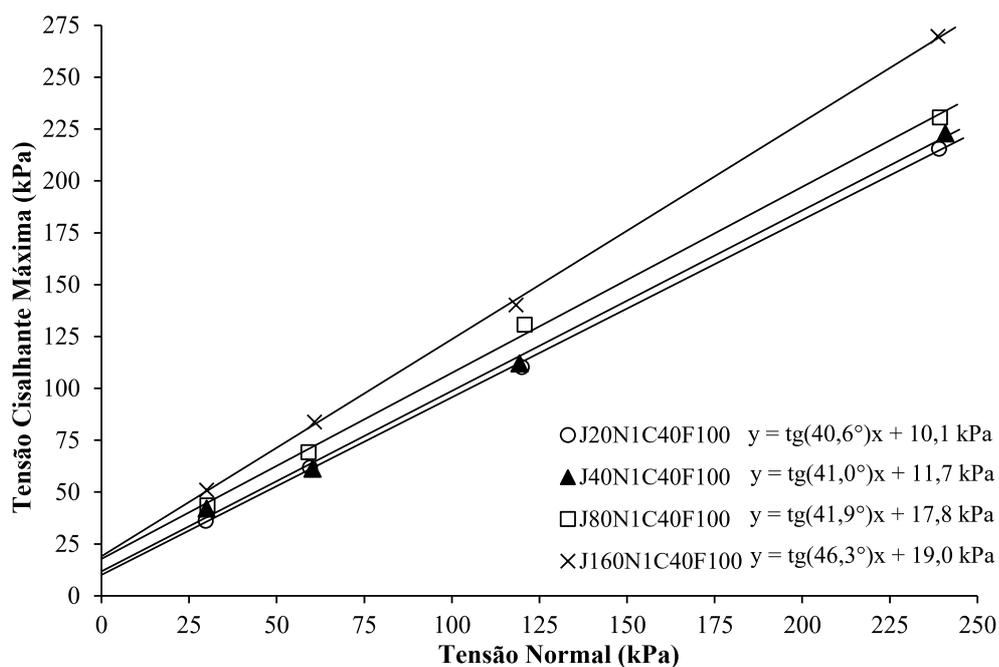
Na Figura 67 e na Figura 68 há a representação das envoltórias de resistência registradas a 7 mm de deslocamento horizontal, para essas mesmas areias citadas anteriormente.

Figura 67 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100% dentro e DR = 40% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 68 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40% dentro e DR = 100% fora, análise individual com camisa de lona plástica de PEBD



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Observou-se que as curvas tensão-deslocamento não apresentaram picos de tensão, com tendência de enrijecimento. Ressalta-se que a coesão reflete a presença da camisa, porém não significa que as partículas estejam presas por cimentação ou pela sucção matricial.

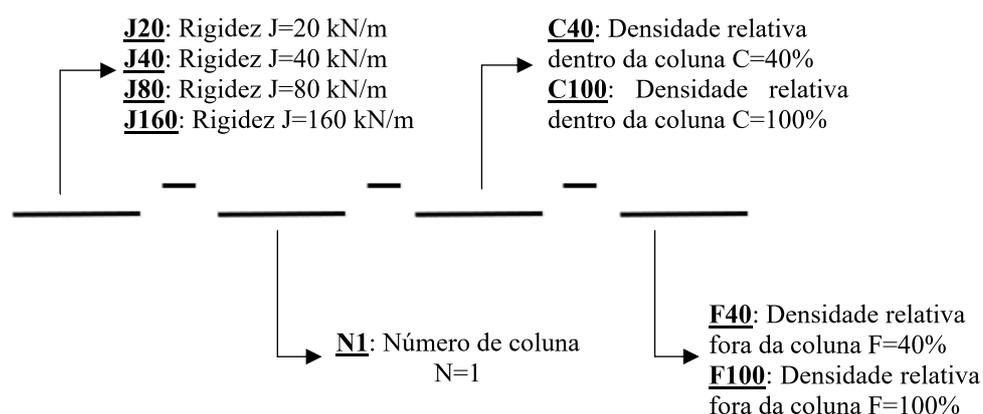
Tabela 17 mostram o aumento do intercepto coesivo mais significativo e do ângulo de atrito, em alguns casos, conforme a rigidez da camisa é elevada. A Figura 69 apresenta o esquema dos códigos na descrição das análises. Esse aumento é mais evidente para a areia com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora. Para a outra condição, o acréscimo na rigidez da camisa influencia minimamente nos parâmetros de resistência. Ressalta-se que a coesão reflete a presença da camisa, porém não significa que as partículas estejam presas por cimentação ou pela sucção matricial.

Tabela 17 – Parâmetros de resistência a partir das envoltórias para cada análise

Análise	Resistência de Pico		Resistência crítica a 7 mm	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
J20N1C100F40	5,9	37,0	6,5	37,0
J40N1C100F40	6,9	40,3	6,9	40,3
J80N1C100F40	7,1	40,4	6,8	40,5
J160N1C100F40	7,5	40,8	7,5	40,8
J20N1C40F100	9,1	40,6	10,1	40,6
J40N1C40F100	11,1	41,0	11,7	41,0
J80N1C40F100	17,0	42,0	17,8	41,9
J160N1C40F100	18,5	46,4	19,0	46,3

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 69 – Esquema dos códigos na descrição das análises

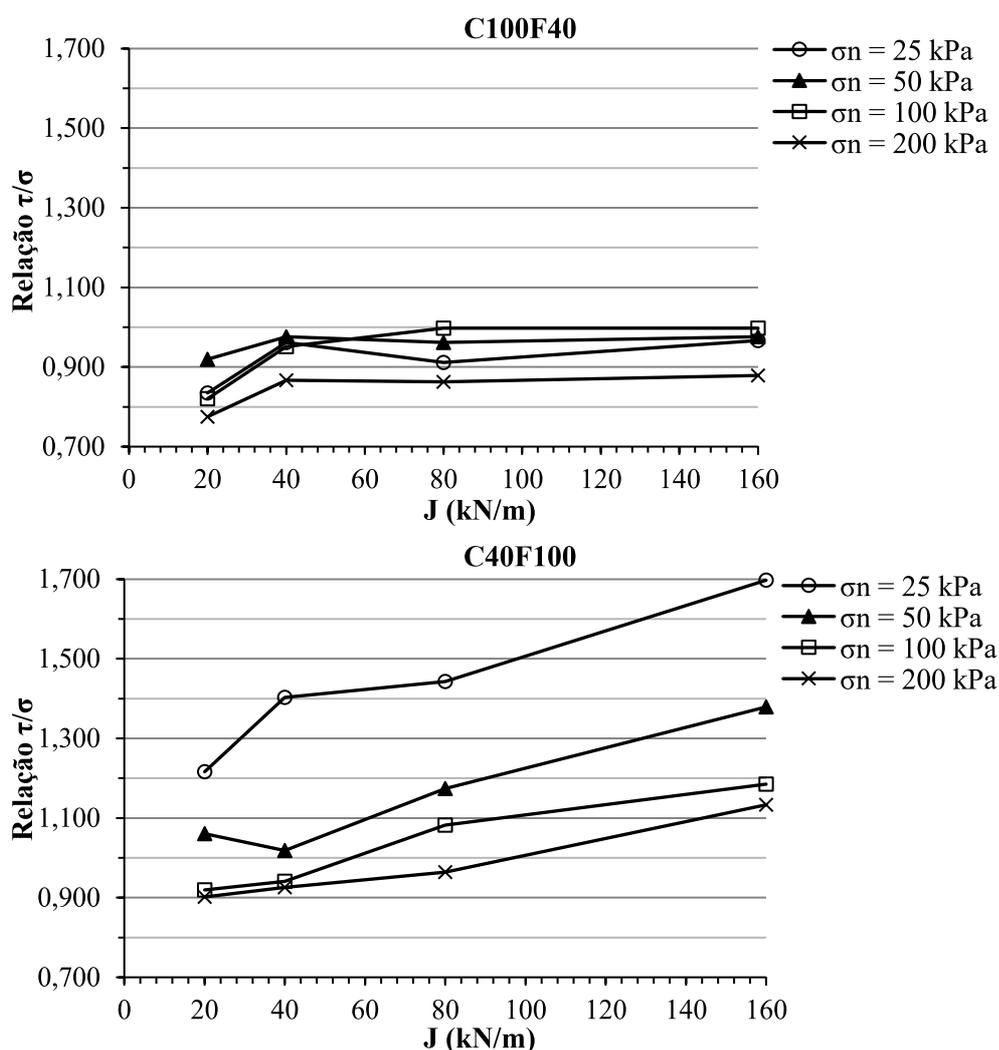


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

O aumento da resistência ao cisalhamento pode ser analisado pelo aumento da relação tensão cisalhante por tensão normal ( $\tau/\sigma$ ) em função do aumento da rigidez do encamisamento. A Figura 70 mostra a relação tensão cisalhante de pico por tensão normal conforme a rigidez

da coluna, para areia com DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna e com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente. Observa-se um aumento significativo para tensões de confinamento menores (25 e 50 kPa) e areia compacta no entorno da coluna.

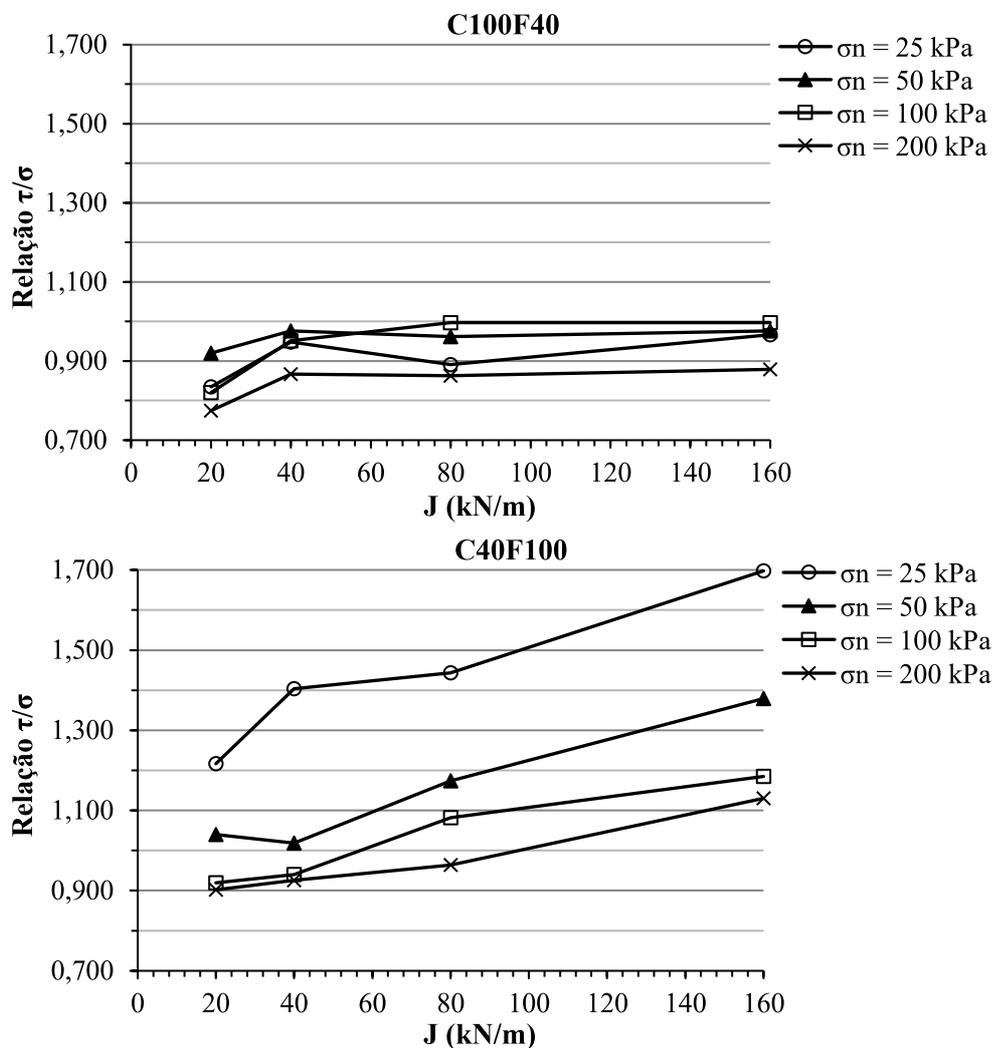
Figura 70 – Relação tensão cisalhante de pico por tensão normal: DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente, conforme rigidez da camisa



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

O comportamento é semelhante para as tensões críticas a 7,0 mm de deslocamento horizontal. Pela Figura 71 (areia com DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e areia com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente) observa-se aumento de resistência em maiores proporções.

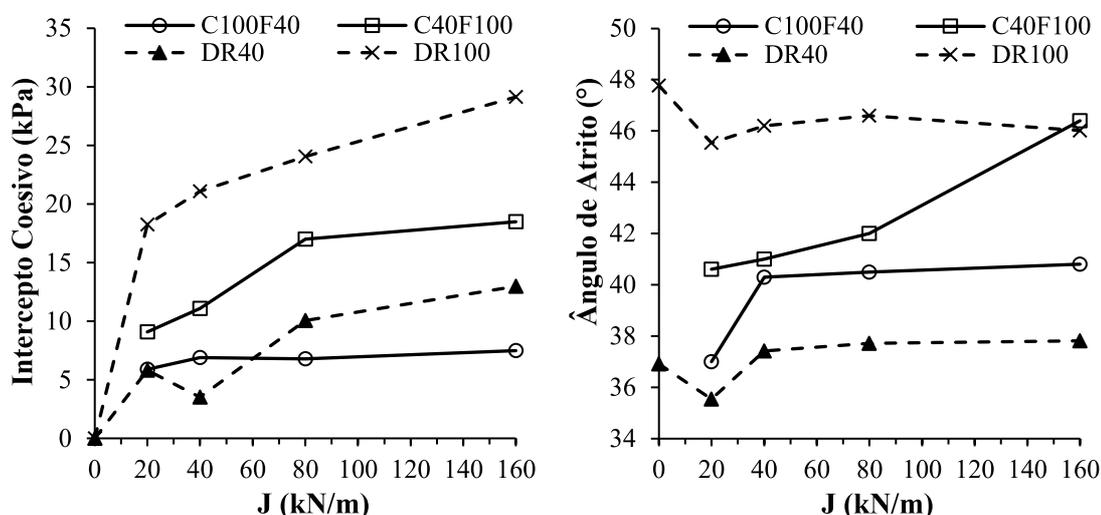
Figura 71 – Relação tensão cisalhante de pico a 7 mm/tensão normal para DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna, e DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna, respectivamente, conforme rigidez da camisa



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

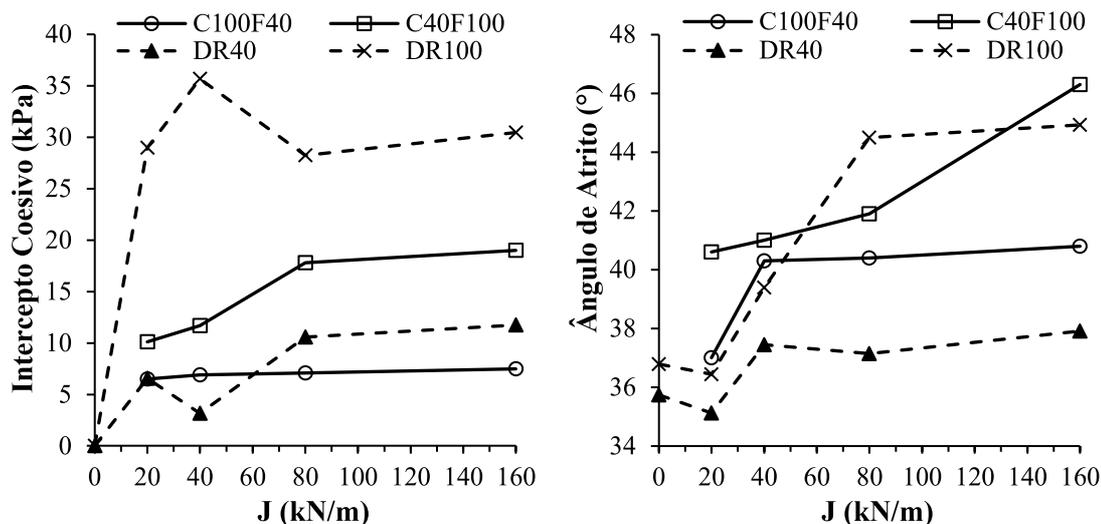
A Figura 72 e a Figura 73 apresentam a comparação entre ângulo de atrito e intercepto coesivo de pico e críticos, respectivamente, sendo areia com DR = 100% dentro da coluna e DR = 40 % fora (C100F40), com DR = 40% dentro da coluna e DR = 100 % fora (C40F100), com DR = 100% dentro e fora (DR100) e DR = 40% dentro e fora (DR40). Os dois últimos ensaios foram feitos por Rodrigues (2020).

Figura 72 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias para C100F40, C40F100, DR100 e DR40, conforme a rigidez da camisa no laboratório



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 73 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias para C100F40, C40F100, DR100 e DR40, conforme a rigidez da camisa no laboratório



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Comparando os parâmetros de resistência obtidos variando a densidade relativa dentro e fora da coluna com os valores de Rodrigues (2020), observou-se que o intercepto coesivo para DR100 e DR40 aumentou de acordo com o acréscimo de rigidez, sendo mais evidente para o primeiro; já para C100F40 e C40F100, a elevação desse parâmetro foi suavizada em certo ponto. Enquanto que o ângulo de atrito para DR100, DR40 e C100F40 tornou-se constante a partir de determinada rigidez da camisa; já para C40F100 esse valor aumentou proporcionalmente à rigidez do encamisamento.

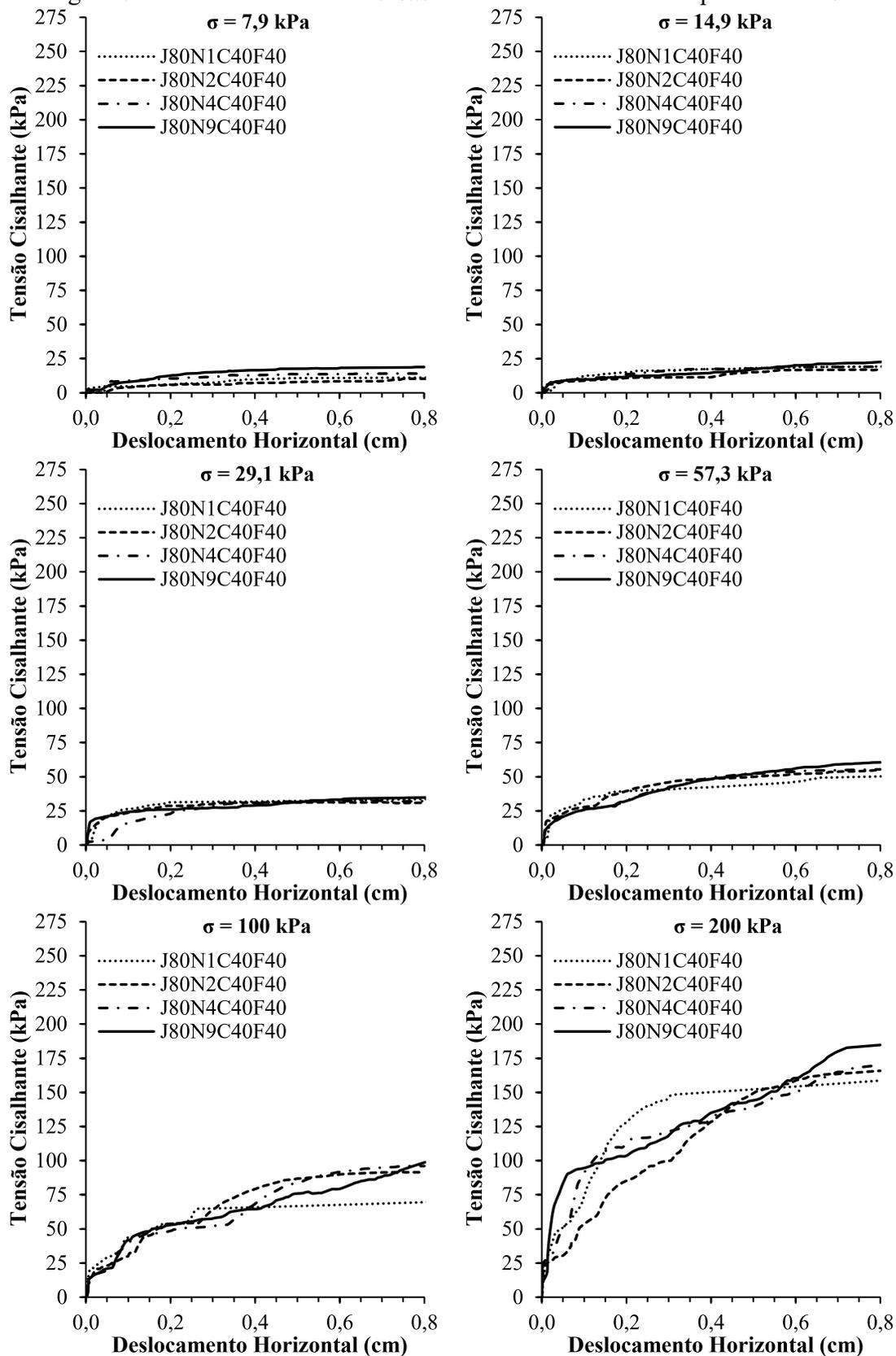
## 5.2 ANÁLISE DE GRUPO – CAMISA DE LONA PLÁSTICA

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto com o encamisamento de lona plástica PEBD variando o número de colunas em 1, 2, 4 e 9 e rigidez da camisa de 80 kN/m. A densidade relativa da areia foi a mesma dentro e fora da coluna, variando entre 40 e 100%. A seguir serão apresentados os resultados encontrados na análise de grupo.

A Figura 74 apresenta os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada nas amostras com DR = 40% dentro e fora da coluna. Não se verificou aumento de resistência crítica (residual) significativa com a adição de colunas.

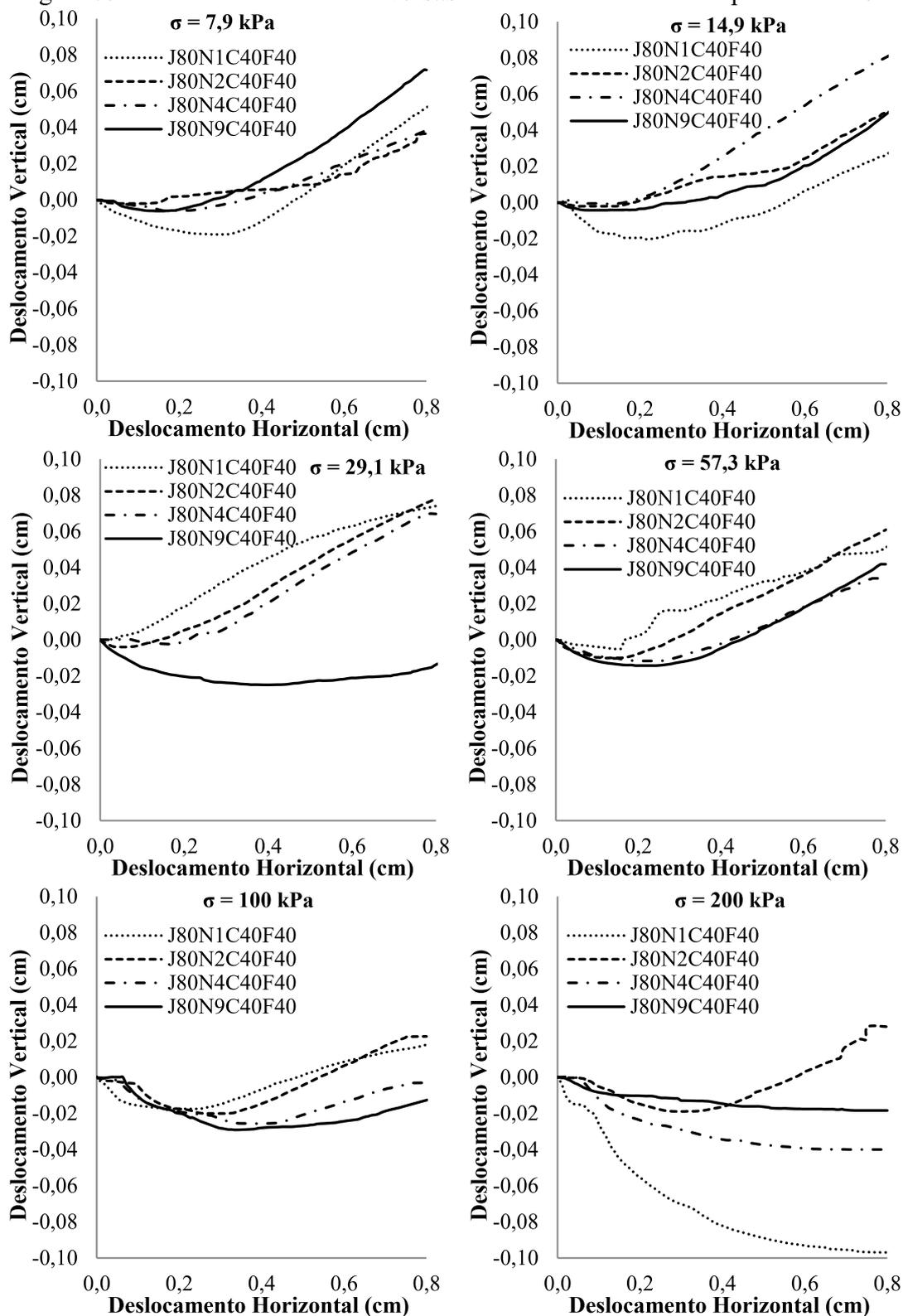
A Figura 75 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal para DR = 40% dentro e fora da coluna. Observa-se comportamento compressivo para maiores tensões confinantes e dilatante para menores.

Figura 74 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 40%



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 75 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 40%

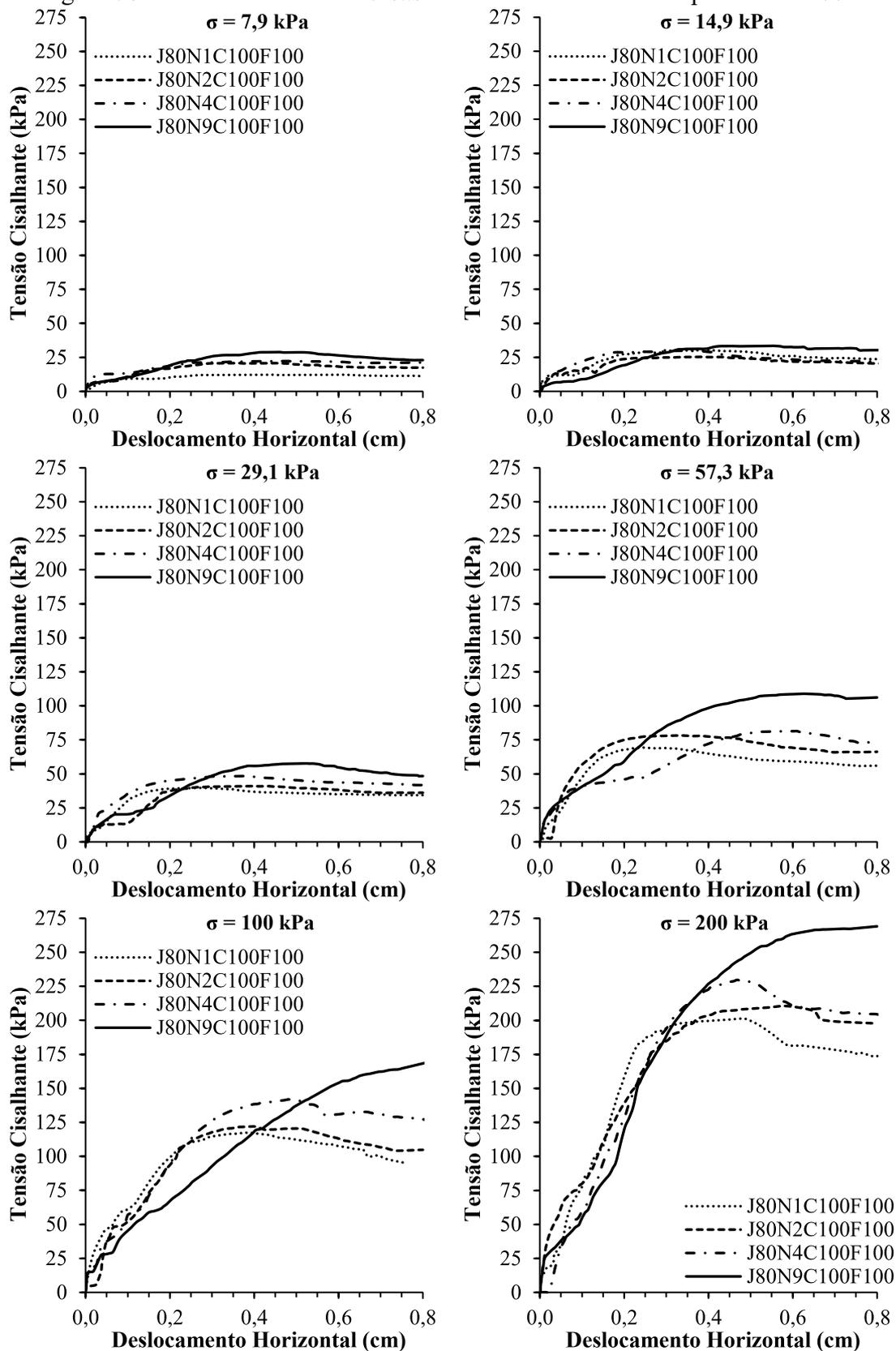


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A elevação da tensão cisalhante em função do número de colunas é ainda mais notável nas amostras com DR = 100% (Figura 76). Observa-se ocorrência de pico de tensão para 100 e 200 kPa, e estabilidade para tensões confinantes inferiores. Nota-se tendência de enrijecimento para a configuração de 9 colunas.

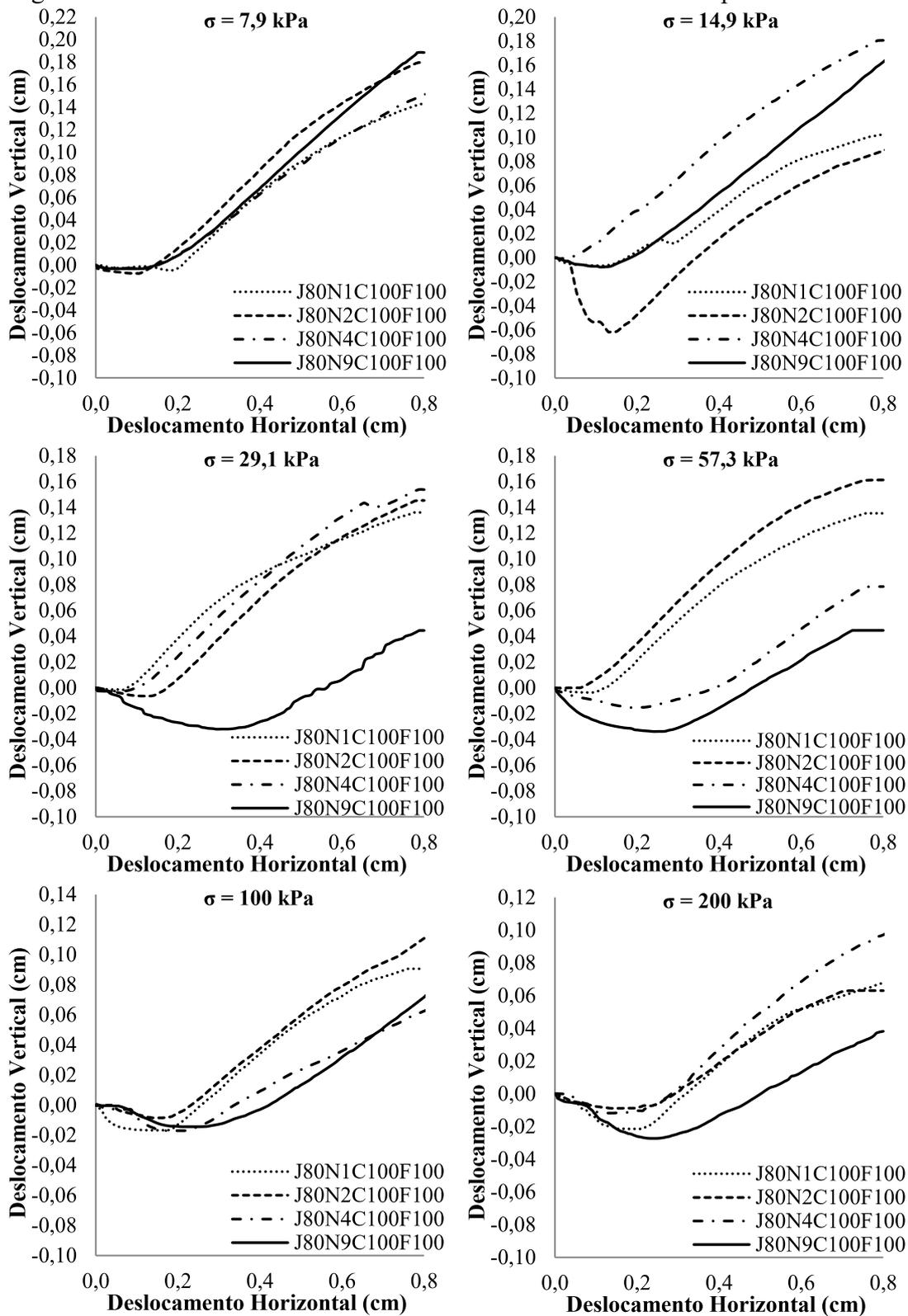
A Figura 77 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal para DR = 100% dentro e fora da coluna. Observa-se predominância do comportamento dilatante.

Figura 76 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 100%



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 77 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 100%

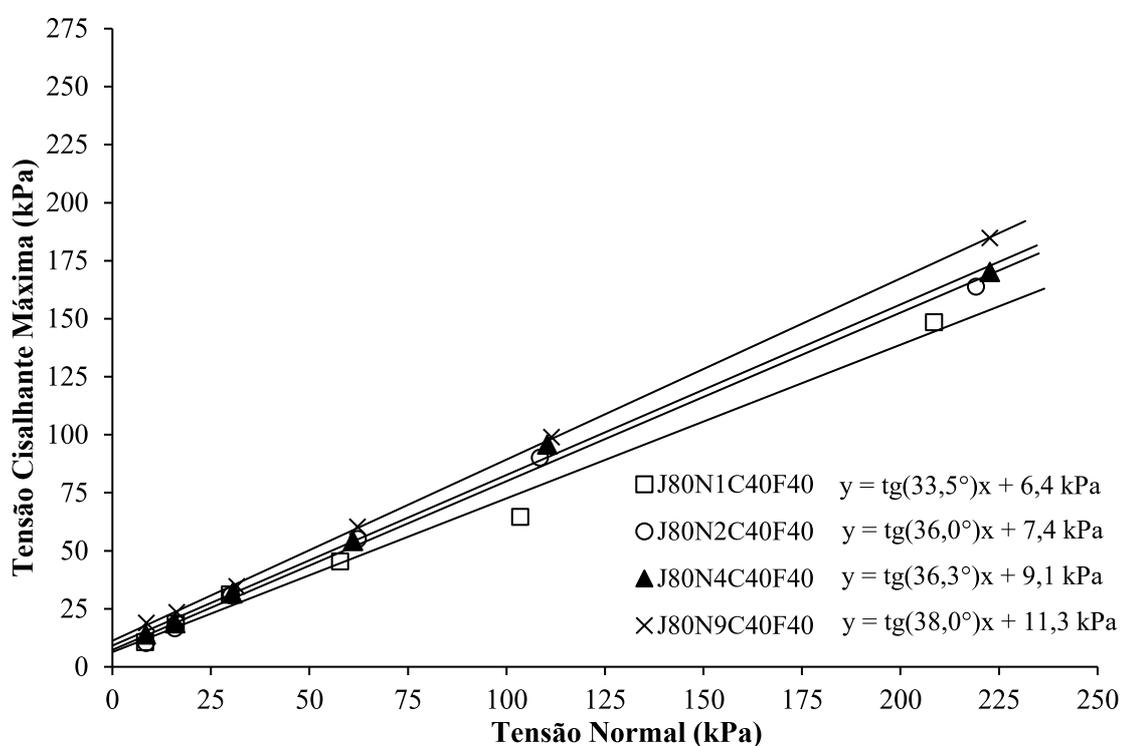


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A partir dos gráficos de tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal, foram traçadas as envoltórias de resistência ao cisalhamento de cada modelo ensaiado, sendo possível fazer uma análise do comportamento dos parâmetros de resistência de acordo com o número de colunas.

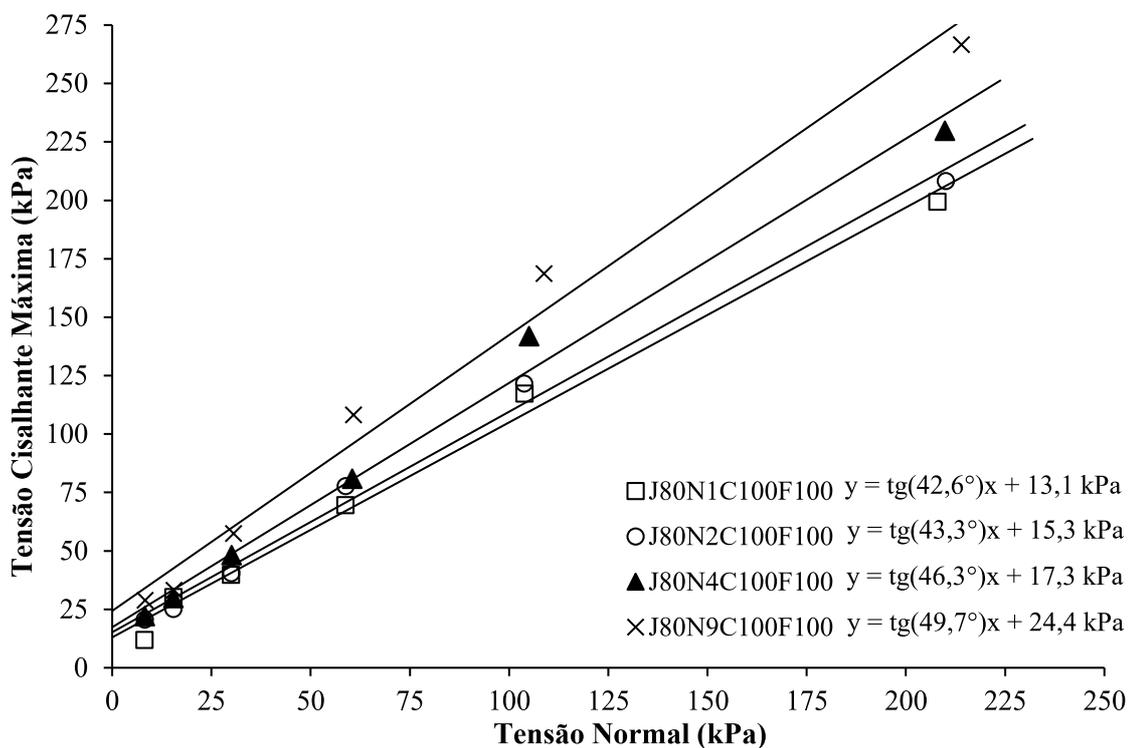
A Figura 78 e a Figura 79 apresentam as envoltórias de resistência de pico para a areia com DR = 40% e DR = 100%, respectivamente. Na Figura 80 e na Figura 81 há a representação das envoltórias de resistência crítica registradas a 7 mm de deslocamento horizontal, para essas mesmas areias citadas anteriormente.

Figura 78 – Envoltórias de resistências de pico DR = 40%: análise de grupo



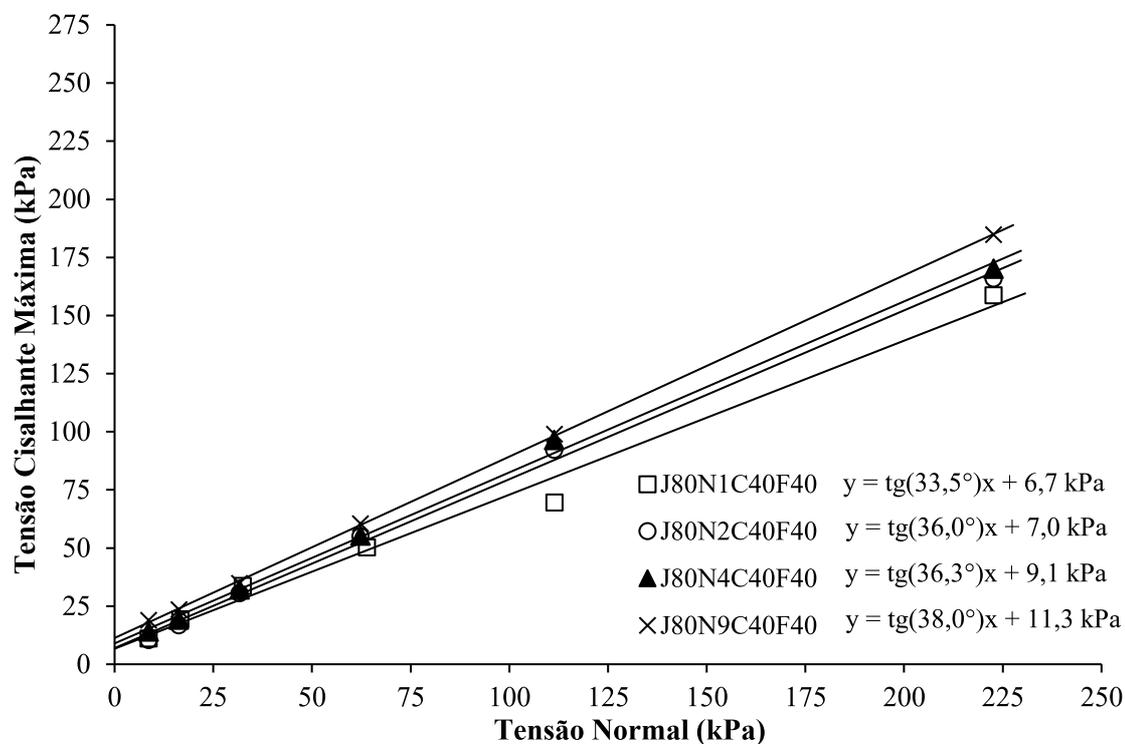
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 79 – Envoltórias de resistências de pico DR = 100%: análise de grupo



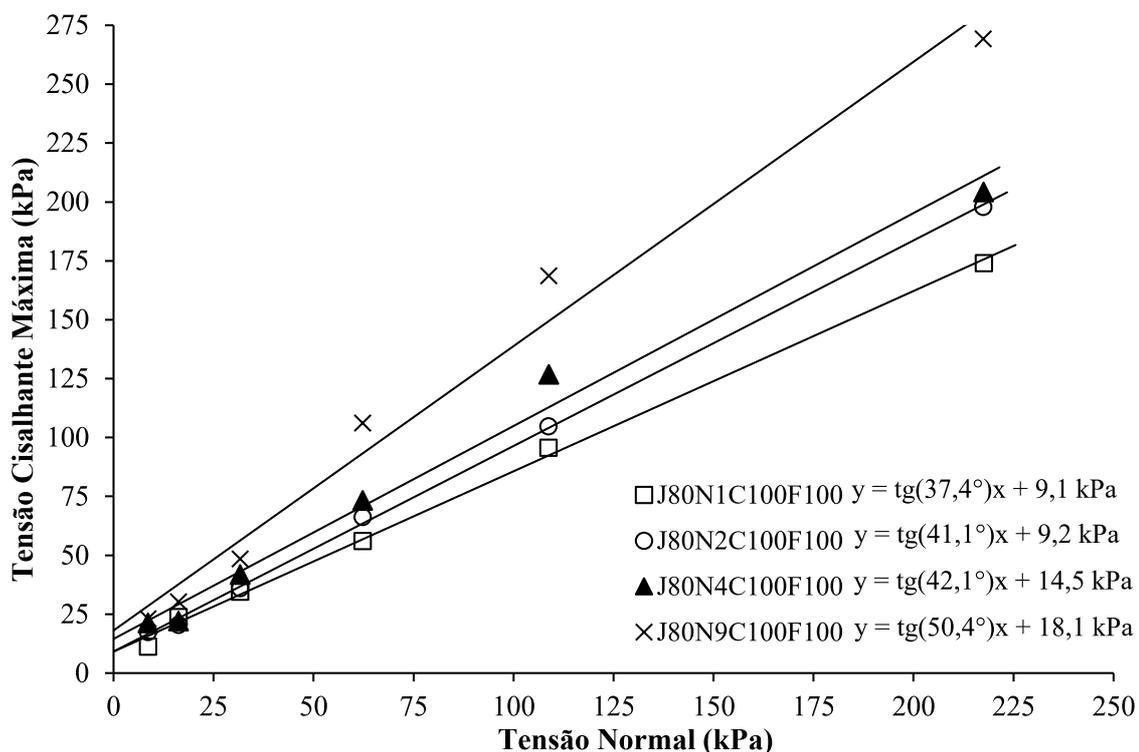
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 80 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 40%: análise de grupo



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 81 – Envoltórias de resistência crítica para DR = 100%: análise de grupo



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

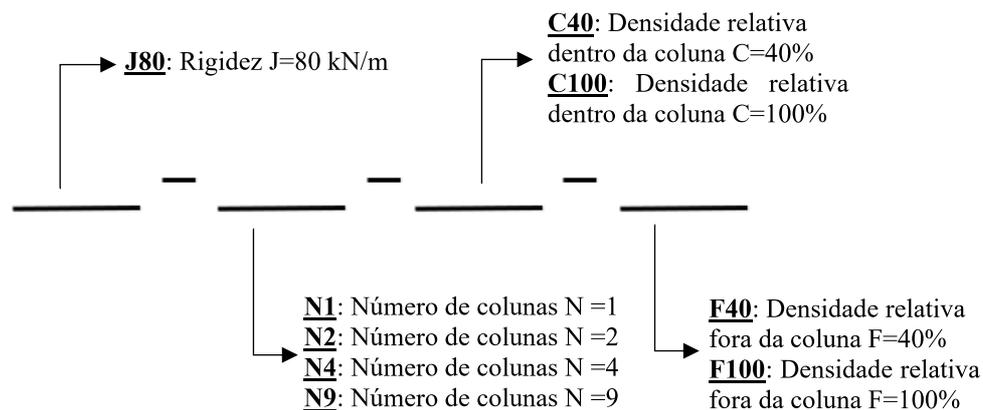
Observou-se que algumas curvas tensão-deslocamento da areia com DR = 100% apresentaram picos de tensão. Os resultados indicados na Tabela 18 mostram o aumento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito com o acréscimo de colunas, sendo mais significativo para a areia compacta. A Figura 82 apresenta o esquema dos códigos na descrição das análises.

Tabela 18 – Parâmetros de resistência da análise de grupo com camisa de lona plástica PEBD

Análise	Resistência de Pico		Resistência crítica a 7 mm	
	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi'$ (°)
J80N1C40F40	6,4	33,5	6,7	33,5
J80N2C40F40	7,4	36,0	7,0	36,0
J80N4C40F40	9,1	36,3	9,1	36,3
J80N9C40F40	11,3	38,0	11,3	38,0
J80N1C100F100	13,1	42,6	9,1	37,4
J80N2C100F100	15,3	43,3	9,2	41,1
J80N4C100F100	17,3	46,3	14,5	42,1
J80N9C100F100	24,4	49,7	18,1	50,4

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

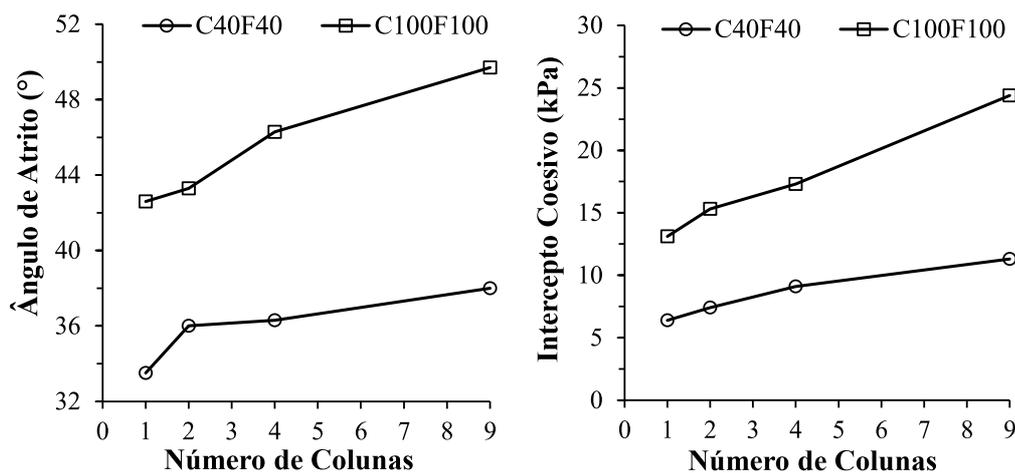
Figura 82 – Esquema dos códigos na descrição das análises



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

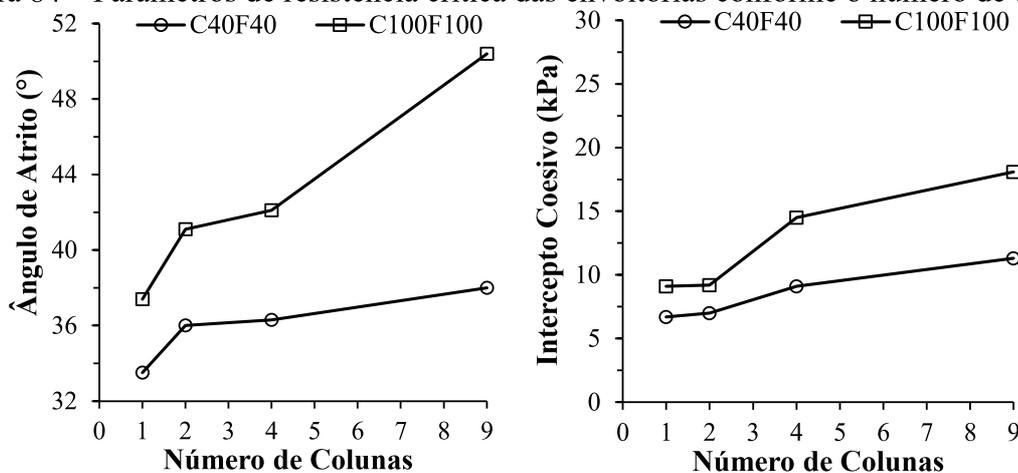
Tal relação dos parâmetros de resistência de pico e crítica é mais evidente para a areia com  $DR = 100\%$ , como pode ser visto na Figura 83 e na Figura 84. A elevação conjunta do ângulo de atrito e do intercepto coesivo reflete o comportamento de aumento da resistência.

Figura 83 – Parâmetros de resistência de pico das envoltórias conforme o número de colunas



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 84 – Parâmetros de resistência crítica das envoltórias conforme o número de colunas



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

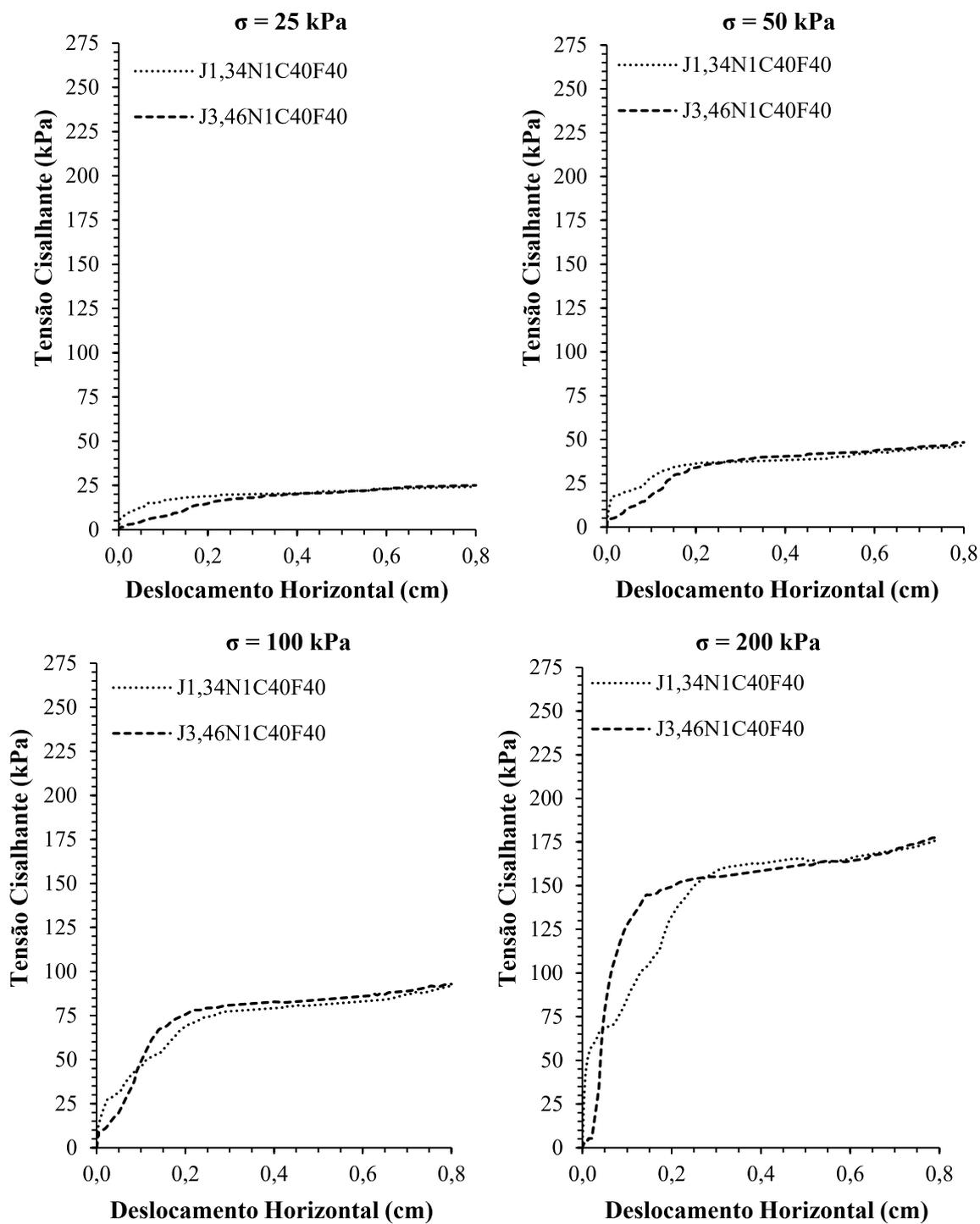
### 5.3 ENSAIO COM UMA COLUNA – CAMISA DE PLÁSTICO FILME

Foram realizados ensaios de resistência ao cisalhamento direto em colunas encamisadas com plástico filme visando a diminuição da rigidez da coluna para alcançar valores usuais de rigidez utilizados na prática. A seguir serão apresentados os resultados encontrados.

A Figura 85 apresenta os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada para DR = 40% dentro e fora da coluna, com camisas de diferentes rigidezes. Observa-se tendência à estabilidade para menores tensões confinantes e, para 100 e 200 kPa, nota-se pequeno crescimento na curva.

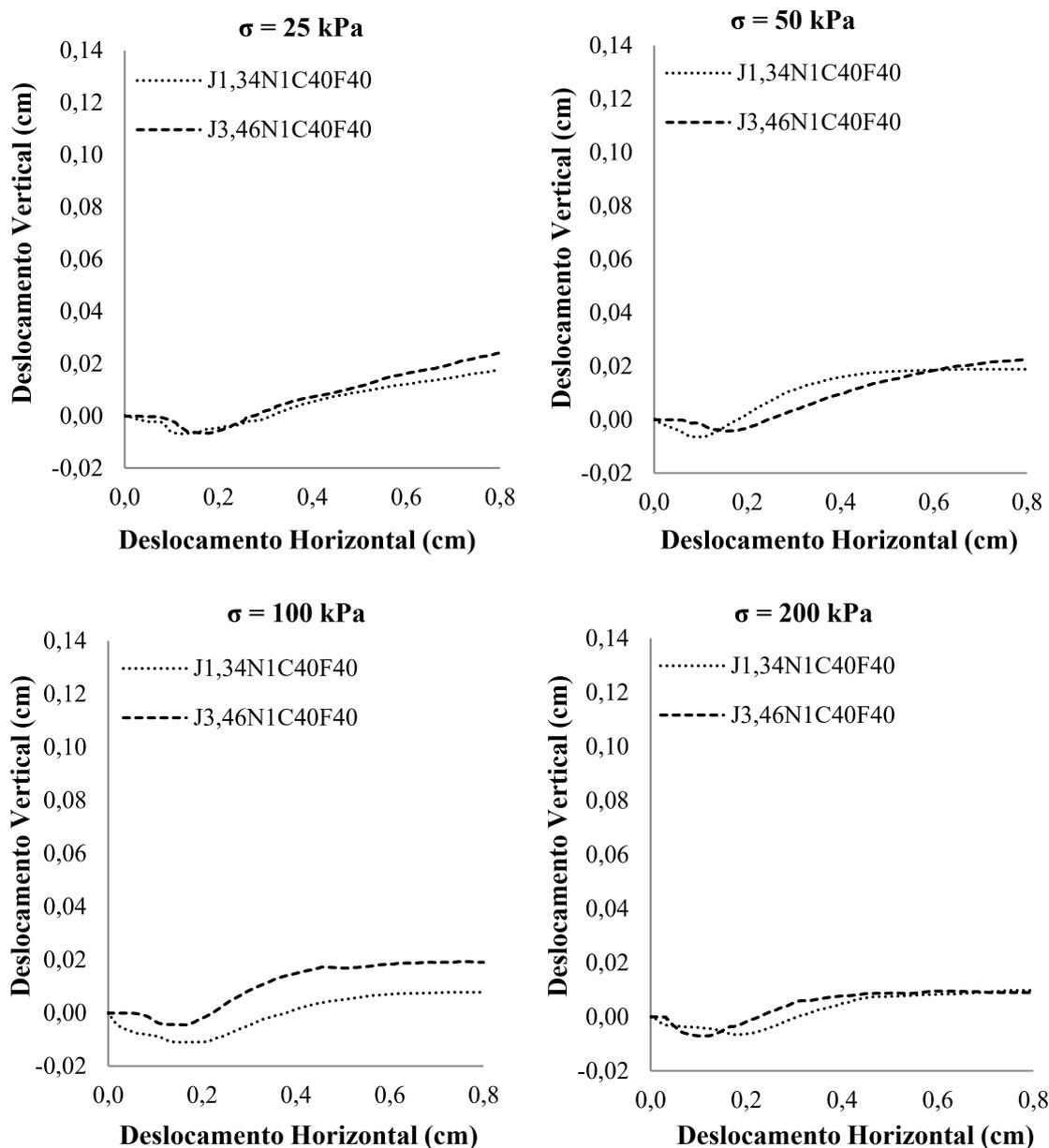
A Figura 86 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal, onde o comportamento dilatante foi predominante.

Figura 85 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 40% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 86 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 40% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme

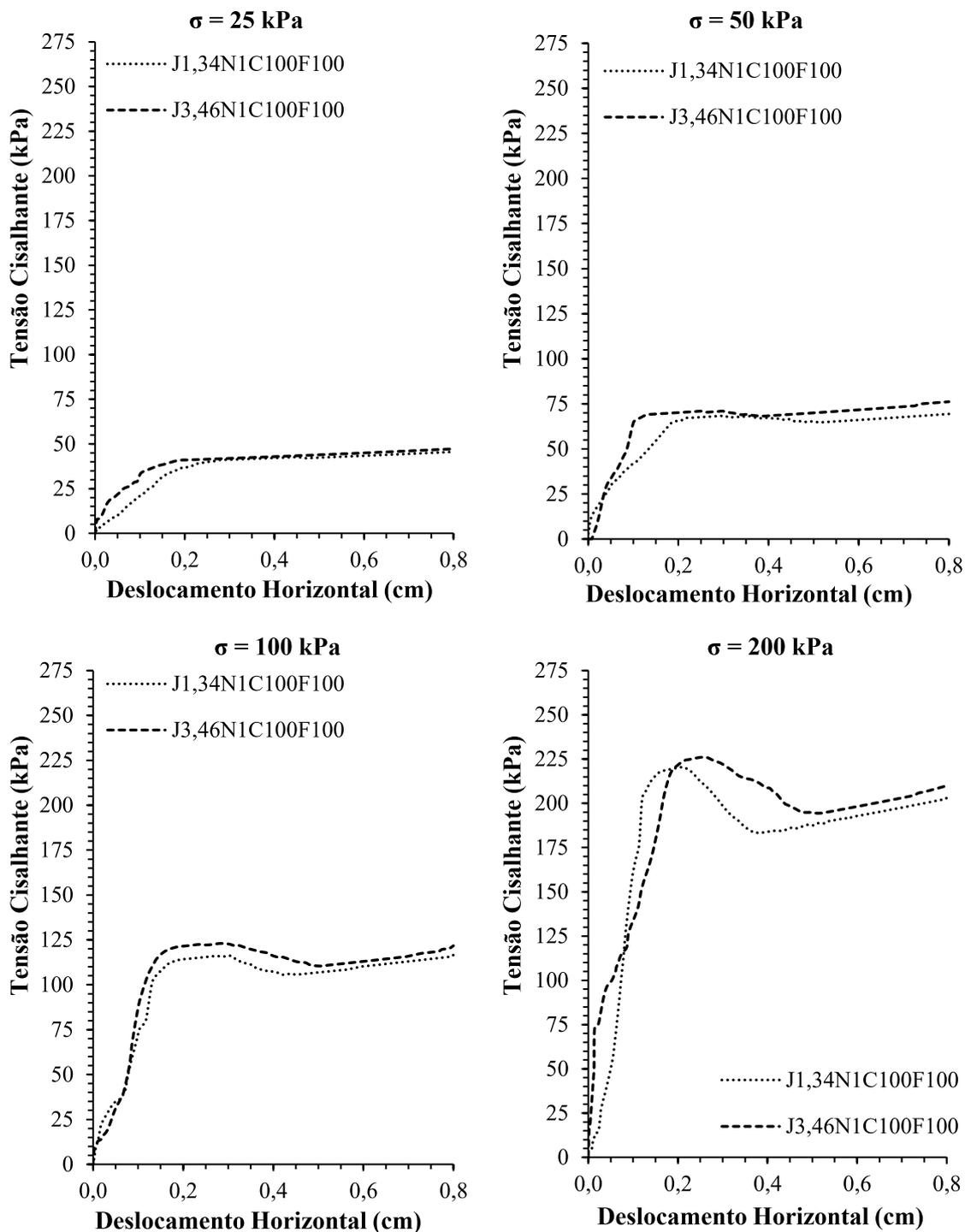


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Figura 87 apresenta os resultados encontrados para as tensões cisalhantes relativas a cada tensão normal aplicada para DR = 100% dentro e fora da coluna, com camisas de diferentes rigidezes. Observa-se tendência à estabilidade para as tensões de 25 e 50 kPa e ocorrência de pico de tensão para tensões confinantes maiores, de 100 e 200 kPa.

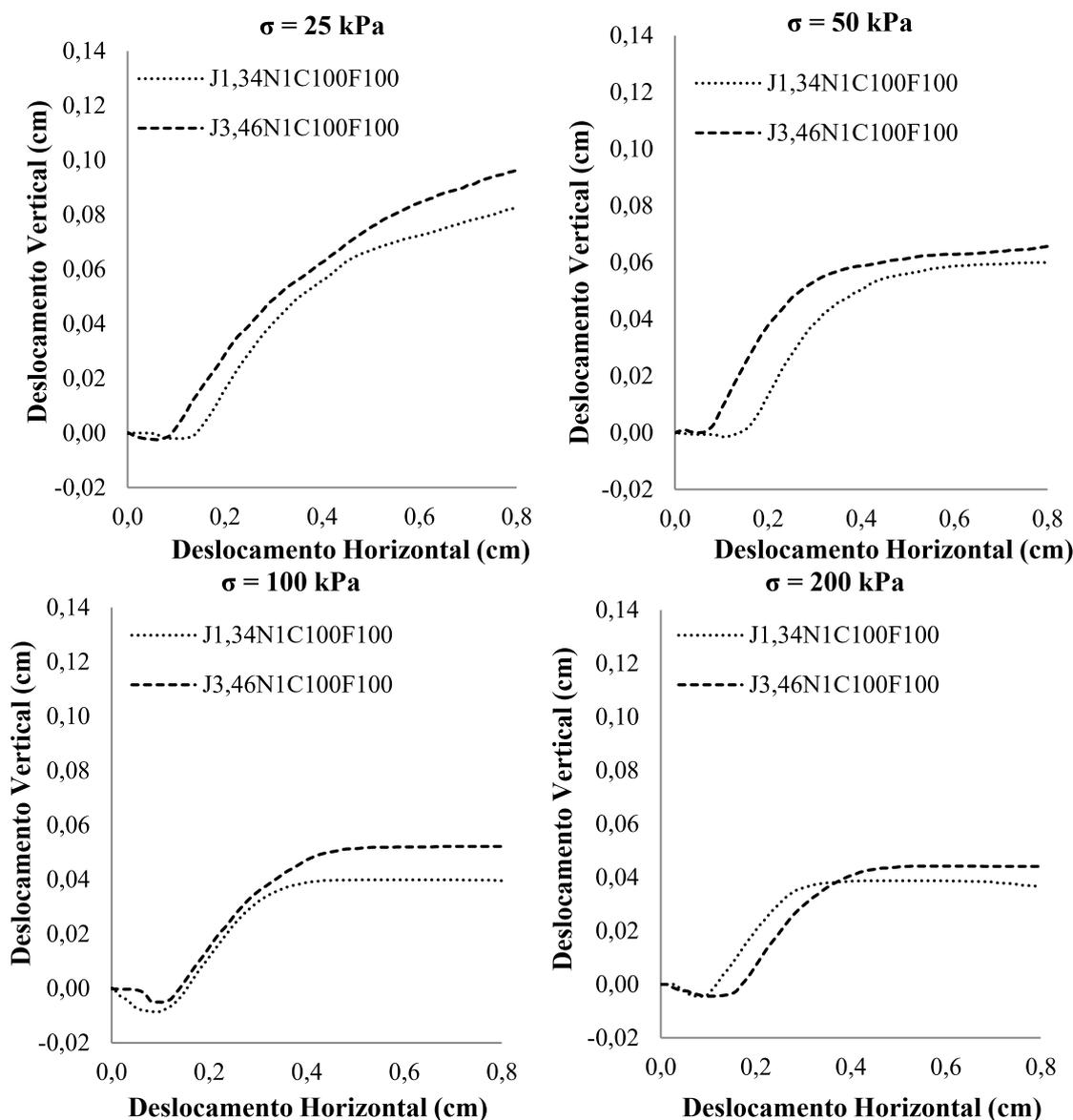
A Figura 88 mostra o gráfico do deslocamento vertical em função do deslocamento horizontal, onde o comportamento dilatante foi predominante.

Figura 87 – Tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal para DR = 100% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 88 – Deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal para DR = 100% dentro e fora da coluna, para a análise individual com camisa de plástico filme

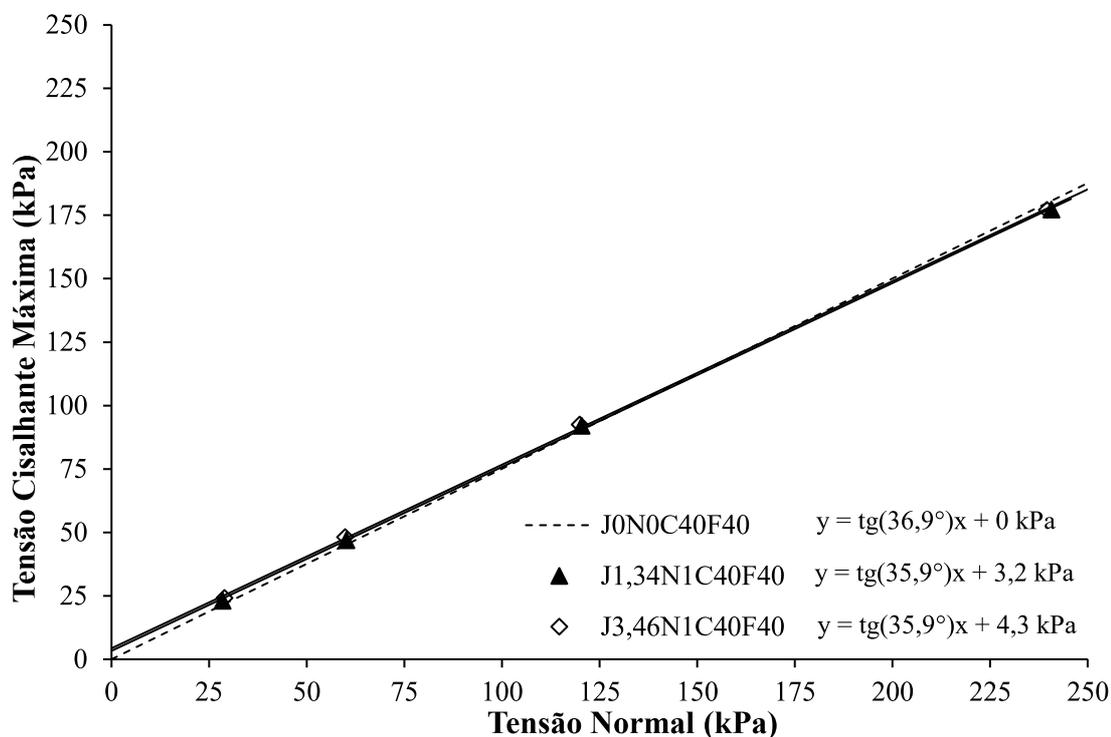


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A partir dos gráficos de tensão cisalhante em função do deslocamento horizontal, foram traçadas as envoltórias médias de cada modelo cisalhado, sendo possível fazer uma análise do comportamento dos parâmetros de resistência de acordo com o aumento da rigidez do encamisamento.

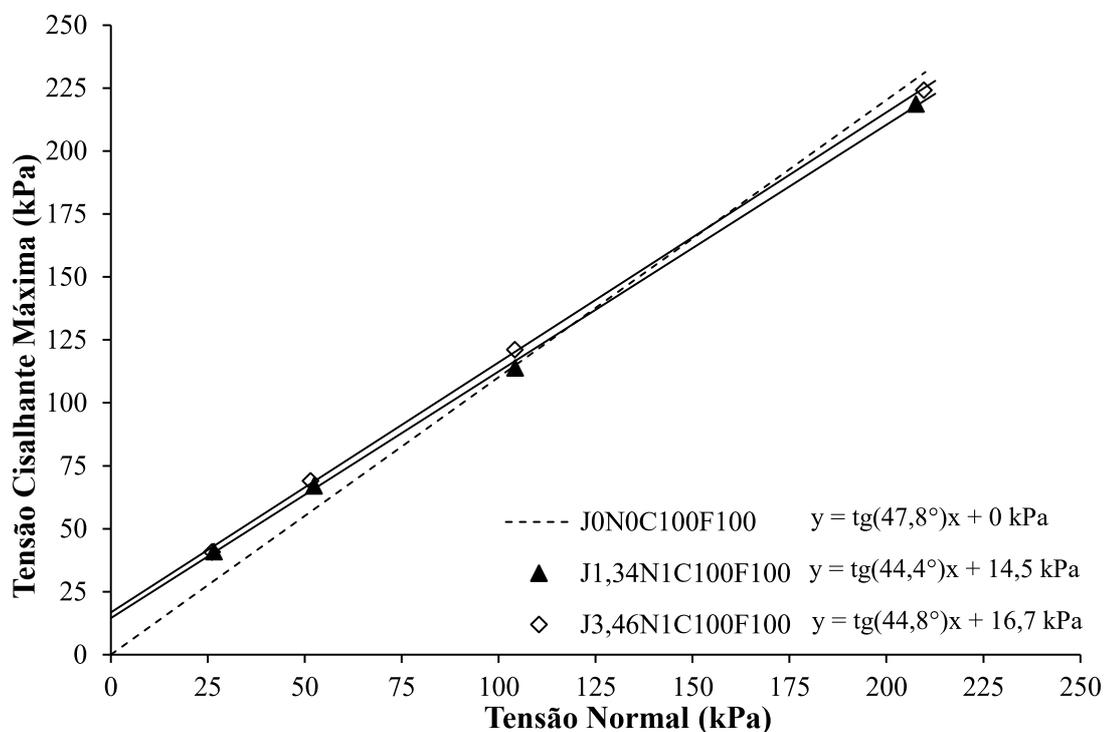
A Figura 89 e a Figura 90 apresentam as envoltórias de resistência de pico para a areia com DR = 40% e DR = 100%, respectivamente. Na Figura 91 e Figura 92 há a representação das envoltórias de resistência crítica registradas a 7 mm de deslocamento horizontal, para essas mesmas areias citadas anteriormente.

Figura 89 – Envoltórias de resistências de pico, DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico filme



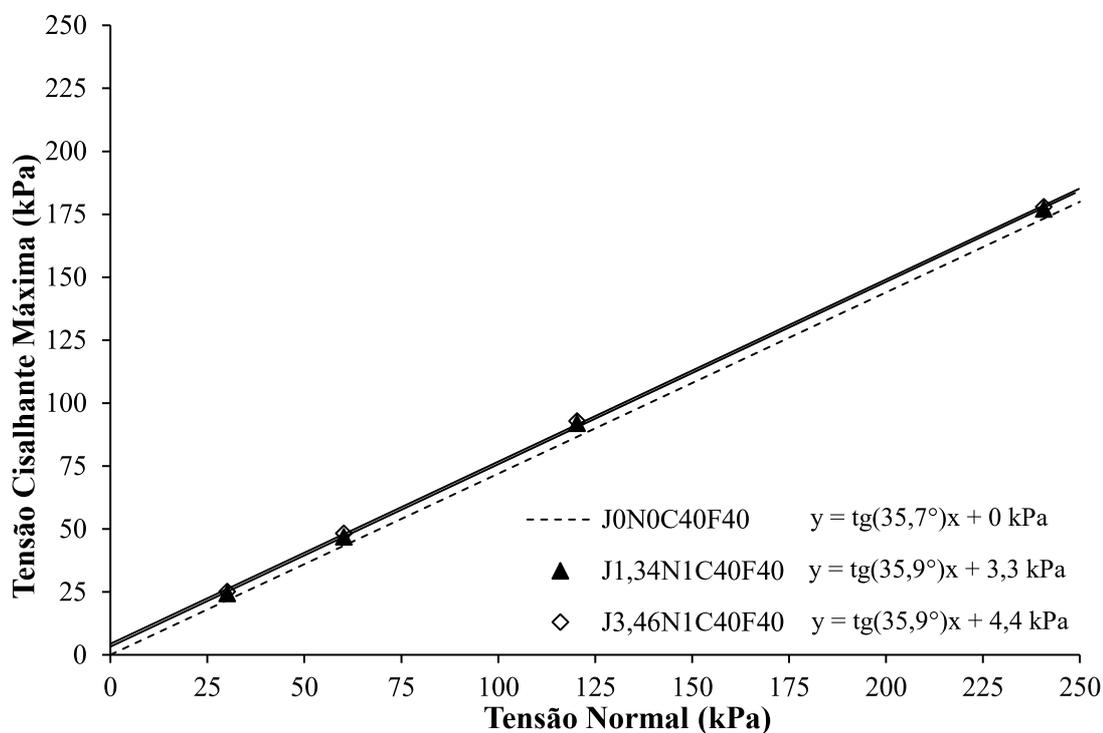
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 90 – Envoltórias de resistências de pico, DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico filme



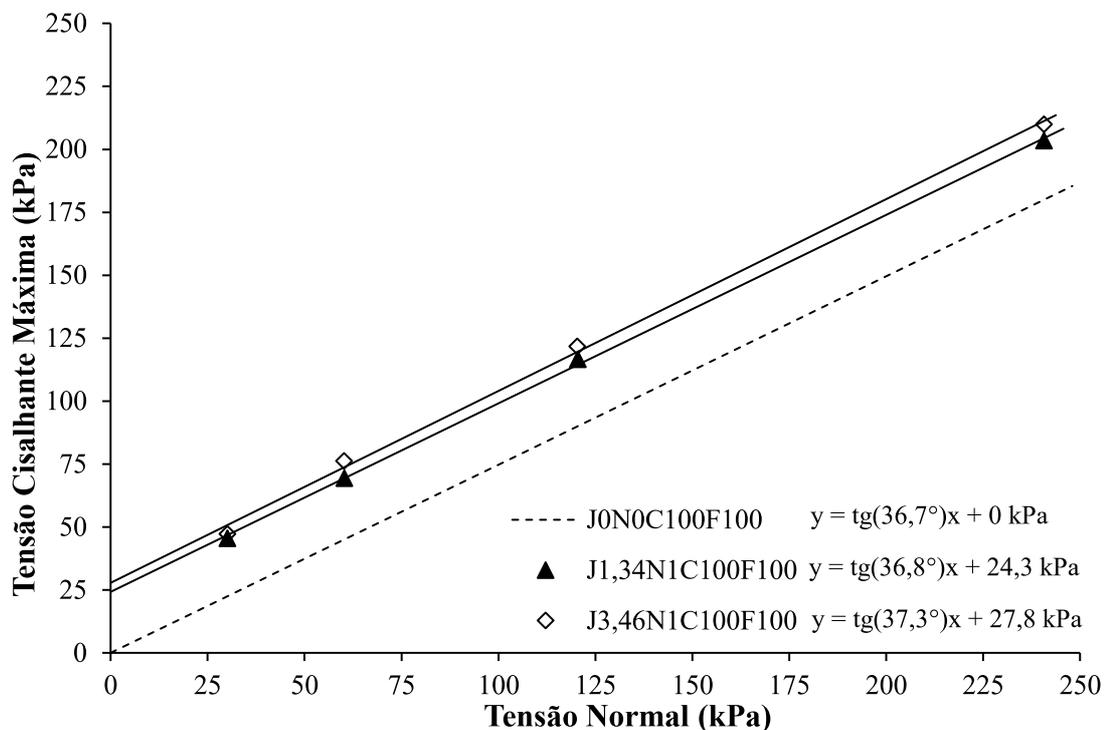
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 91 – Envoltórias de resistências críticas, DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 92 – Envoltórias de resistências críticas, DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico filme



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A Tabela 19 apresenta os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios com encamisamento de plástico filme, onde houve aumento da resistência cisalhante comparado ao solo puro ensaiado por Rodrigues (2020). Observa-se que o aumento da coesão aparente foi mais significativo. A Figura 93 apresenta o esquema dos códigos na descrição das análises.

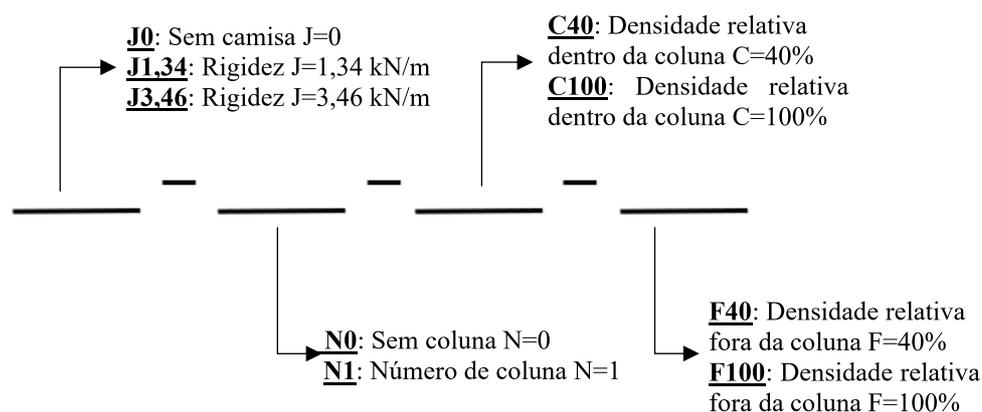
Tabela 19 – Parâmetros de resistência da análise individual com camisa de plástico filme

Análise	Resistência de Pico		Resistência crítica a 7 mm	
	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	c' (kPa)	$\phi'$ (°)
J0N0C40F40	0,0	36,9	0,0	35,7
J1,34N1C40F40	3,2	35,9	3,3	35,9
J3,46N1C40F40	4,3	35,9	4,4	35,9
J0N0C100F100	0,0	47,8	0,0	36,7
J1,34N1C100F100	14,5	44,4	24,3	36,8
J3,46N1C100F100	16,7	44,8	27,8	37,3

J0N0C40F40 e J0N0C100F100 foram ensaiados por Rodrigues (2020).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura 93 – Esquema dos códigos na descrição das análises



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

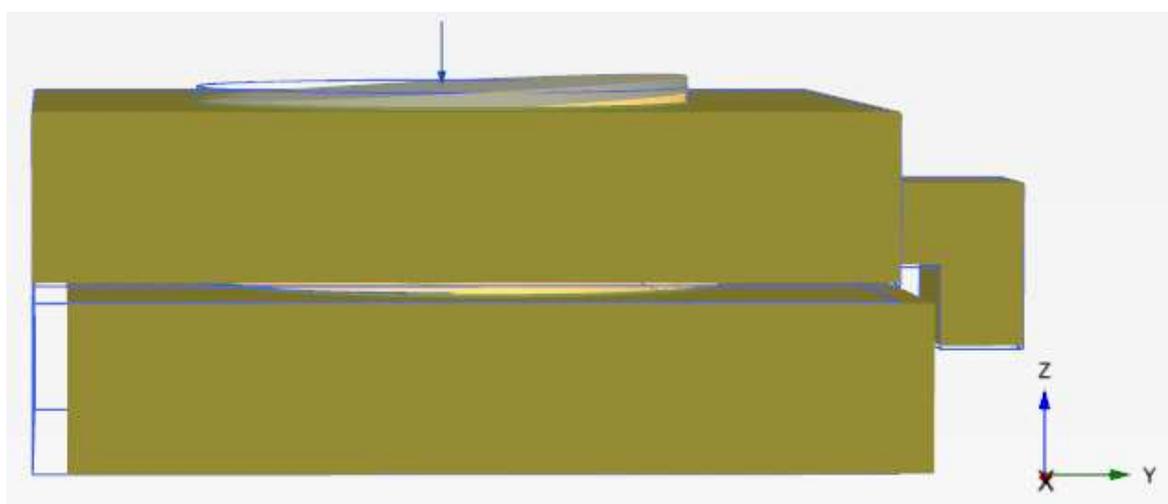
Observou-se aumento do intercepto coesivo com a inserção de colunas encamisadas com plástico filme. Esse acréscimo foi mais evidente para a areia compacta (DR = 100%). Em contrapartida, o ângulo de atrito manteve-se praticamente inalterado. Verifica-se que as curvas tensão-deslocamento não apresentaram picos de tensão, com tendência de enrijecimento.

## 6 RESULTADOS E DISCUSSÕES – MÉTODO NUMÉRICO

Foram realizadas 8 simulações do ensaio de resistência ao cisalhamento direto no programa PLAXIS 3D: 4 modelos foram feitos com o encamisamento de lona plástica PEBD e os demais com plástico filme.

A modelagem numérica objetivou simular o ensaio de cisalhamento direto a fim de verificar uma possível rotação da coluna granular encamisada na base da caixa. Desse modo, modelou-se o ensaio de maneira semelhante ao experimento do laboratório, contemplando também o deslocamento do *top cap* (Figura 94).

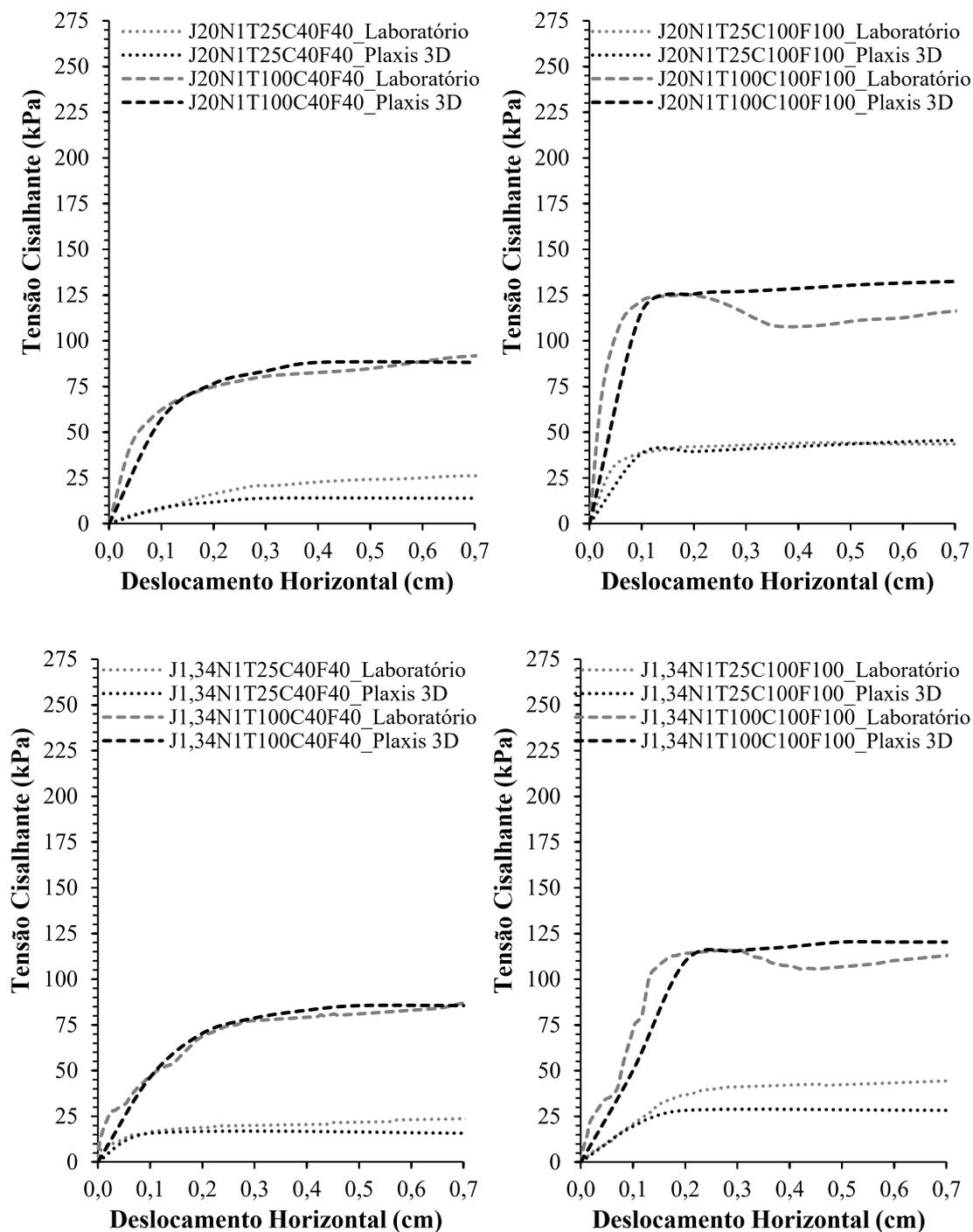
Figura 94 – Deslocamento do *top cap* após aplicação da tensão normal e deslocamento horizontal



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

A validação da modelagem numérica foi feita comparando a tensão cisalhante resultante do ensaio laboratorial com a simulação no PLAXIS 3D. Para tanto, foi calculada a média da tensão cisalhante no plano de ruptura do modelo, sendo apresentada na Figura 95. Foram observadas curvas próximas entre modelo e laboratório, validando assim as simulações numéricas.

Figura 95 – Comparação da tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal entre ensaio de laboratório e modelagem numérica



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

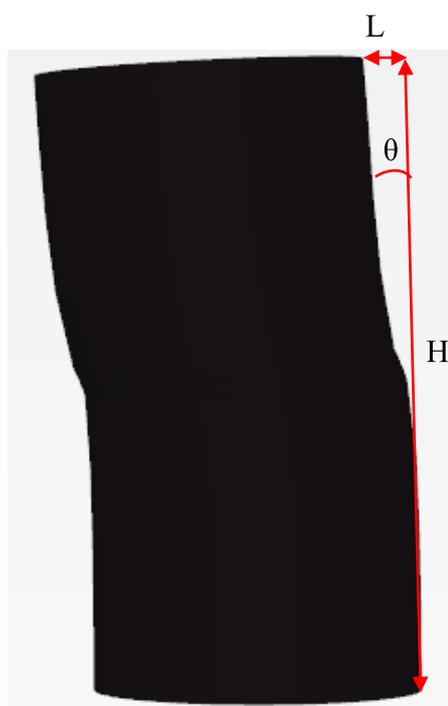
Ressalta-se que em algumas simulações ocorreu a paralização do deslocamento horizontal antes de completar 0,7 cm, devido à ruptura do modelo. Nesses casos, a tensão cisalhante foi mantida constante graficamente, para fins de comparação com o ensaio de laboratório. Os pontos de plastificação estão apresentados no Apêndice B.

A Tabela 20 apresenta a deformada da camisa no momento em que a simulação termina, o deslocamento horizontal máximo de cada simulação e a distorção angular média da coluna granular encamisada. Observa-se semelhança entre o formato da coluna granular encamisada da modelagem numérica e após a execução do ensaio de laboratório. Por vezes as análises numéricas terminaram com um deslocamento horizontal inferior ao valor máximo de laboratório. De qualquer forma, as deformadas da camisa apresentadas na Tabela 20 referem-se à condição pós-pico, sendo o pico o ponto de interesse para a pesquisa.

Como se pode observar na Tabela 20, a distorção angular ( $\theta$ ) foi pequena e a base da camisa também não mostrou tendência de se inclinar. A distorção angular ( $\theta$ ) é dada pela inclinação da face lateral da coluna, conforme Equação 47 e esquema da Figura 96.

$$\tan(\theta) = \frac{L}{H} \quad (47)$$

Figura 96 – Distorção angular ( $\theta$ ) da coluna ao término da modelagem numérica



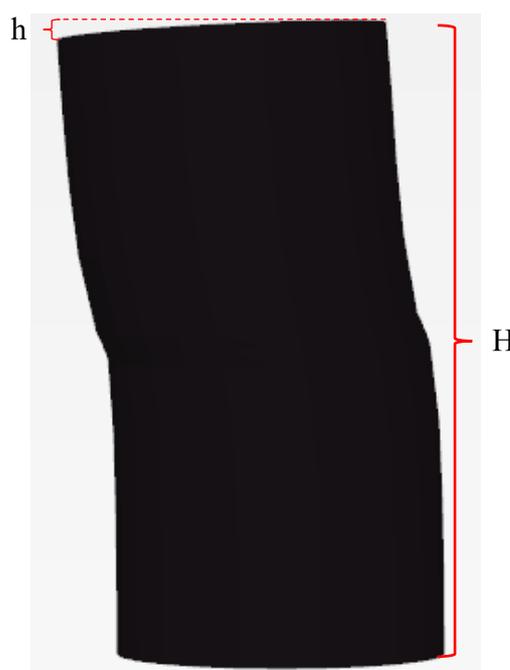
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Com base nos resultados apresentados na Tabela 20, conclui-se que a camisa não rotaciona de forma significativa na base da caixa de cisalhamento, não sendo necessária sua fixação. A exumação das camisas após os ensaios de laboratório não permitia conclusões acerca da rotação da camisa, visto que o corpo-de-prova era desmanchado para se analisar a deformada da camisa. Também se observa, a partir do ângulo  $\theta$ , que, de um modo geral, a camisa se inclina pouco no sentido contrário ao movimento da caixa.

Também foi calculado o valor da deformação específica real ( $\varepsilon$ ) no topo da coluna causada pelo deslocamento do *topcap*, dado pela Equação 48 e Figura 97.

$$\varepsilon = \frac{h}{H} \quad (48)$$

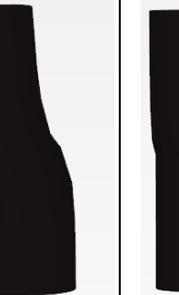
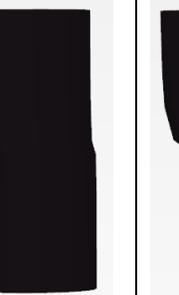
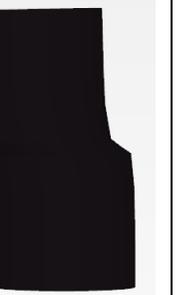
Figura 97 – Deformação específica real ( $\varepsilon$ ) da coluna ao término da modelagem numérica



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

No Apêndice C é apresentada a tensão vertical atuante no comprimento da camisa, ao final da simulação, onde é observado valor máximo no plano de ruptura. No Apêndice D é apresentada a superfície de ruptura e a tensão cisalhante atuante na mesma.

Tabela 20 – Deformada da camisa e distorção angular no deslocamento horizontal máximo

Modelo	J20N1T25C40F40	J20N1T100C40F40	J20N1T25C100F100	J20N1T100C100F100	J1,34N1T25C40F40	J1,34N1T100C40F40	J1,34N1T25C100F100	J1,34N1T100C100F100
Deformada da Camisa								
Deslocamento horizontal máximo (cm)	0,3	0,4	0,7	0,7	0,1	0,5	0,2	0,5
Distorção angular (°)	4,46	5,59	9,26	9,23	1,36	6,81	2,73	6,78
Deformação específica radial (%)	1,22	1,63	1,96	2,02	0,19	0,60	1,2	2,71
Material da Camisa	Lona Plástica	Lona Plástica	Lona Plástica	Lona Plástica	Plástico Filme	Plástico Filme	Plástico Filme	Plástico Filme
J (kN/m)	20,00	20,00	20,00	20,00	1,34	1,34	1,34	1,34

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## 7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS COM A TEORIA DE RAITHEL E HENNE (2000)

A seguir, será avaliado o aumento dos parâmetros secantes de resistência com o acréscimo de rigidez da camisa, comparando os resultados com as previsões teóricas de equilíbrio limite de Raithel e Henne (2000).

Como visto no Tópico 2.5.1, o intercepto coesivo e o ângulo de atrito substitutos são dados pelas Equação 49 e Equação 50, respectivamente.

$$c'_{\text{sub}} = \Delta\sigma_{3,\text{geo}} \times \frac{1 + \text{sen}(\phi')}{2 \times \cos(\phi')} \quad (49)$$

$$\sin(\phi'_{\text{sub}}) = \frac{\frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} + \frac{\Delta\sigma_{3,\text{geo}}}{\sigma_{3,c}} - 1}{\frac{1 + \text{sen}(\phi')}{1 - \text{sen}(\phi')} - \frac{\Delta\sigma_{3,\text{geo}}}{\sigma_{3,c}} + 1} \quad (50)$$

O intercepto coesivo substituto relativo a cada tensão confinante resultante dos ensaios foi obtido mantendo-se o ângulo de atrito secante do solo virgem, deslocando a envoltória até a tensão cisalhante correspondente (vide Figura 32).

Os ângulos de atrito secantes da areia virgem ( $\phi'$ ) foram obtidos por Rodrigues (2020) e estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21 – Ângulos de atrito secantes da areia virgem

Análise	Pico $\phi'$ (°)	Crítico a 7 mm $\phi'$ (°)
DR40e0σ25	36,86	35,27
DR40e0σ50	37,12	36,08
DR40e0σ100	36,86	35,68
DR40e0σ200	36,34	34,52
DR100e0σ25	48,18	43,89
DR100e0σ50	48,54	35,54
DR100e0σ100	47,54	36,60
DR100e0σ200	43,47	34,87

DR40: areia fofa; DR100: areia compacta; e0: sem encamisamento; σ: tensão normal aplicada (25, 50, 100 e 200 kPa)

Fonte: Adaptado de Rodrigues (2020).

A tensão horizontal ( $\sigma_{3,c}$ ) e a tensão mobilizada no geossintético ( $\Delta\sigma_{3,\text{geo}}$ ) foram obtidas de acordo com a formulação da célula unitária de Raithel e Kempfert (2000), apresentada no

Tópico 2.4. Os dados de entrada para a obtenção desses parâmetros estão indicados na Tabela 22 e as planilhas utilizadas para o cálculo encontram-se no Apêndice B.

Tabela 22 – Dados de entrada para cálculo de  $\sigma_{3,c}$  e  $\Delta\sigma_{3,geo}$  a partir da formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000)

Dados de Entrada	Areia Fofa (DR = 40%)	Areia Compacta (DR = 100%)
$a_E$	0,1253	0,1253
$h$ (m)	0,04170	0,04170
$r_c = r_{geo}$ (m)	0,01062	0,01062
$J$ (kN/m)	1,34 – 3,46 – 20 – 40 – 80 – 160	1,34 – 3,46 – 20 – 40 – 80 – 160
$\phi'_c = \phi'_s$ (°)	Tabela 21	Tabela 21
$c_s$ (kPa)	0	0
$E_{oed,s,ref}$ (MPa)	23,034	30,875
$\gamma_s = \gamma_c$ (gf/cm <sup>3</sup> )	1,533	1,731
$p_{ref}$ (kPa)	53,2	53,2
$m$	0,55	0,69
$vs$	0,3	0,3

Os valores de  $\Phi'_c$ ,  $\Phi'_s$ ,  $c_s$ ,  $E_{oed,s,ref}$ ,  $\gamma_s$ ,  $p_{ref}$ ,  $m$  e  $vs$  foram obtidos por Rodrigues (2020).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

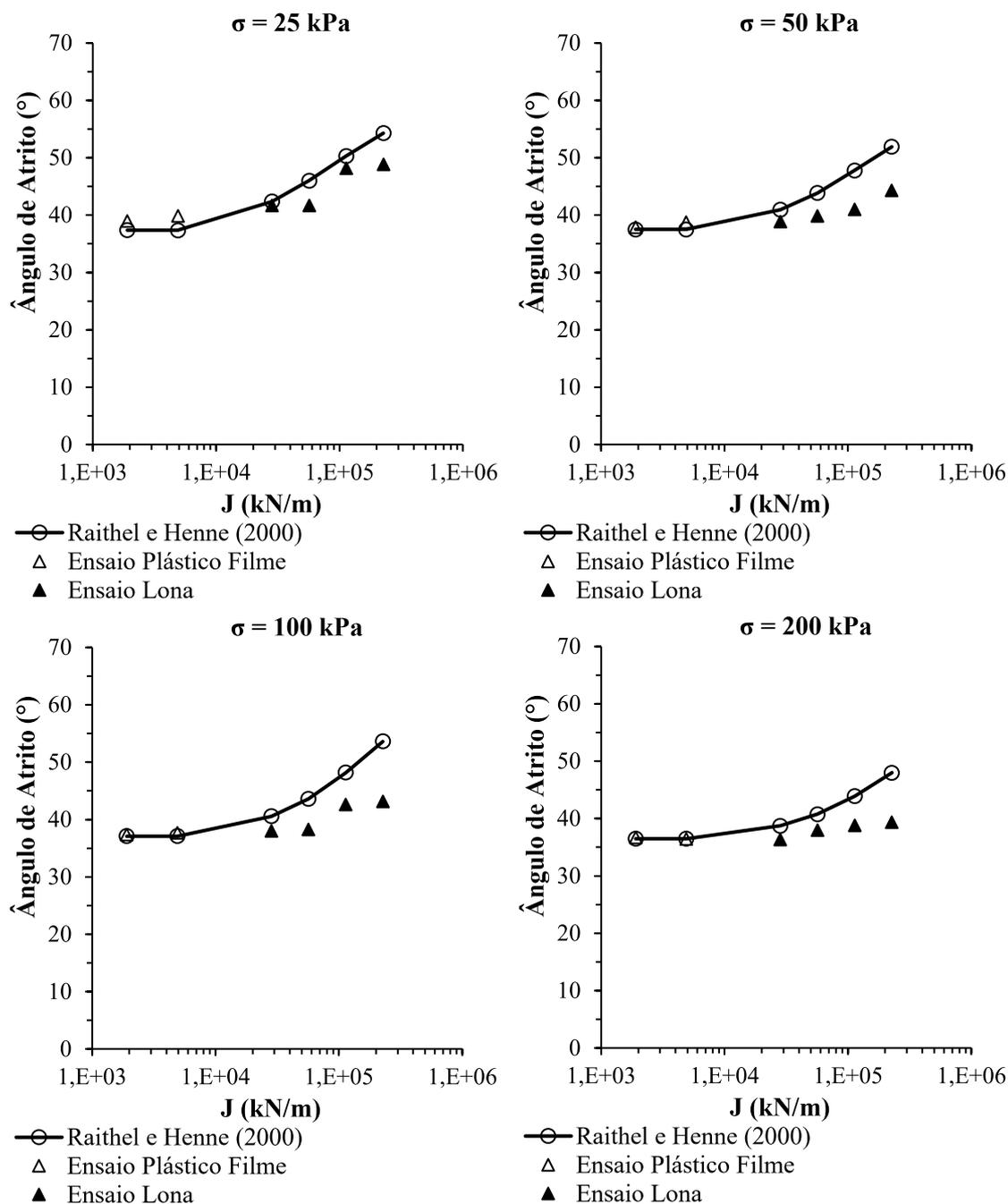
Ressalta-se que os parâmetros secantes de resistência com o acréscimo da rigidez do encamisamento, bem como sua comparação com as previsões teóricas de Raithel e Henne (2000) para as tensões de 20, 40, 80 e 160 kN/m foram calculados por Rodrigues (2020). Desse modo, objetivou-se complementar as curvas obtidas anteriormente pelo autor. Dessa forma, neste trabalho foram inseridos novos resultados de  $\phi'_{sub}$  e  $c'_{sub}$  a partir dos resultados obtidos com encamisamento em plástico filme. A introdução desse material objetivou simular valores de rigidez da camisa encontrados comercialmente no mercado, visto que a lona conduziu a valores muito elevados. Com o plástico filme foi possível simular valores de rigidez equivalente de campo iguais a 1907 kN/m e 4904 kN/m, dentro da faixa encontrada no mercado.

Os resultados estão indicados nos Tópicos 7.1 e 7.2, para cada análise (areia fofa e areia compacta). Foram plotados gráficos por tensão confinante e rigidez da camisa em campo, com o ângulo de atrito secante e intercepto coesivo substitutos obtidos no ensaio e previstos pela teoria. Essa comparação foi feita para os parâmetros de resistência de pico e crítica: a 7 mm de deslocamento horizontal (Apêndice B).

## 7.1 ANÁLISE DR = 40% – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO

A Figura 98 apresenta os ângulos de atrito de pico substitutos para areia fofa, onde observa-se que os valores obtidos no ensaio se mostram próximos à previsão teórica principalmente para os menores valores de rigidez equivalente de campo ( $J = 1907 \text{ kN/m}$  e  $J = 4904 \text{ kN/m}$ ), e com concordância relativamente boa para valores maiores de  $J$ . A previsão foi superior em até  $11^\circ$ , para maiores tensões normais (entende-se como altura de aterro equivalente) e módulo de rigidez. Isso mostra que pode ocorrer, dependendo das condições de contorno, uma condição em que  $\phi'_{\text{sub}}$  mostra-se contra a segurança. Ressalta-se então a importância de se utilizar um fator de segurança mínimo ao se efetuar análises de estabilidade em aterros sobre solos moles com fundação reforçada com colunas GEC.

Figura 98 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 40%

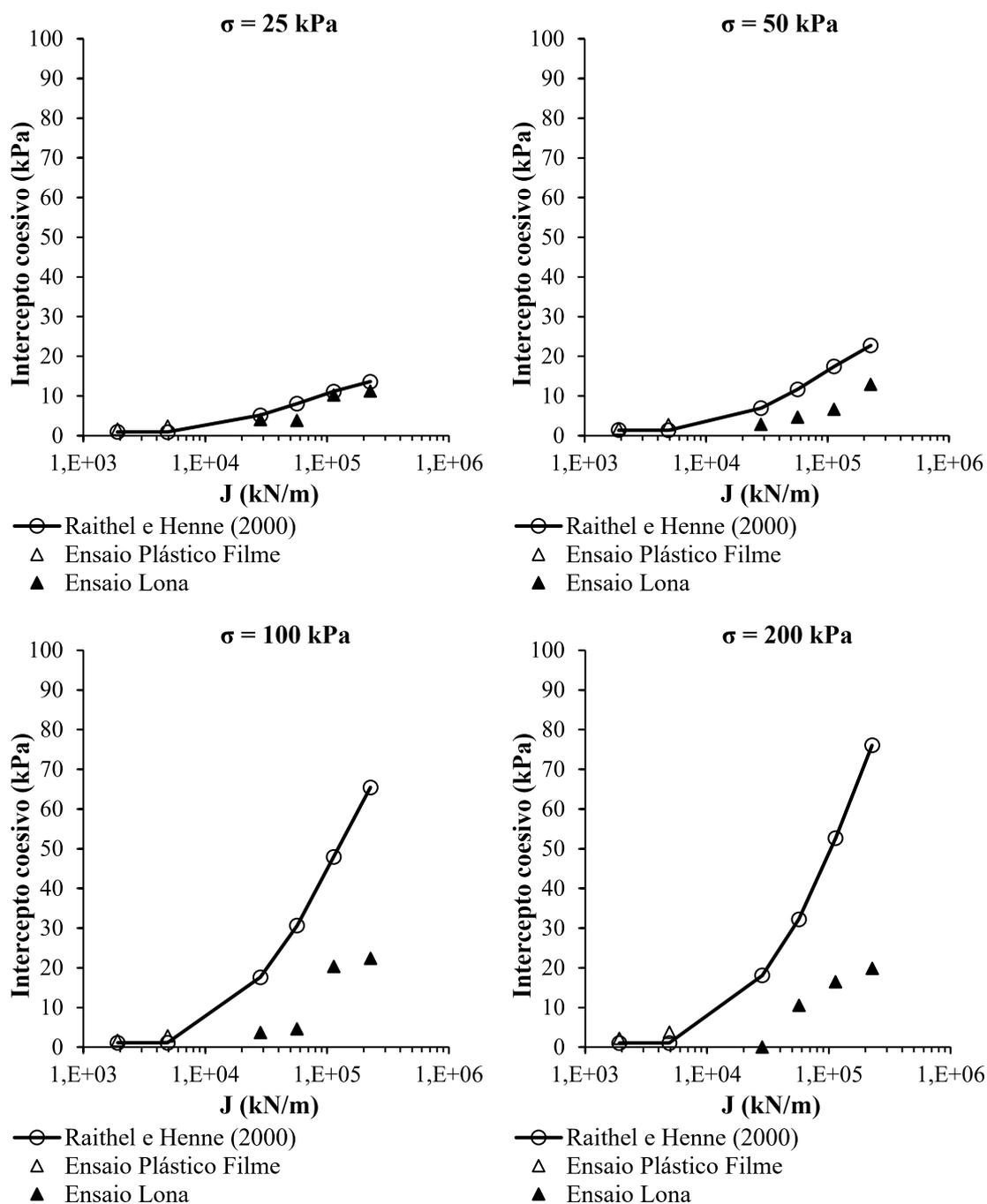


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Para os interceptos coesivos de pico substitutos ( $c'_{sub}$ ) para areia fofa, a Figura 99 apresenta comportamento semelhante ao observado para  $\phi'_{sub}$ , ou seja, boa concordância entre calculado e medido. Os valores de ensaio aproximaram-se da previsão teórica para os menores valores de rigidez equivalente de campo ( $J = 1907$  kN/m e  $J = 4904$  kN/m). Já para maiores tensões

normais e rigidezes da camisa, a previsão foi superior em até 55 kPa. Excetuando-se o caso em que a tensão normal é baixa (25 kPa), as previsões teóricas mostram-se superiores (para valores de J não comerciais) aos valores calculados, levando a uma condição contrária à segurança.

Figura 99 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 40%

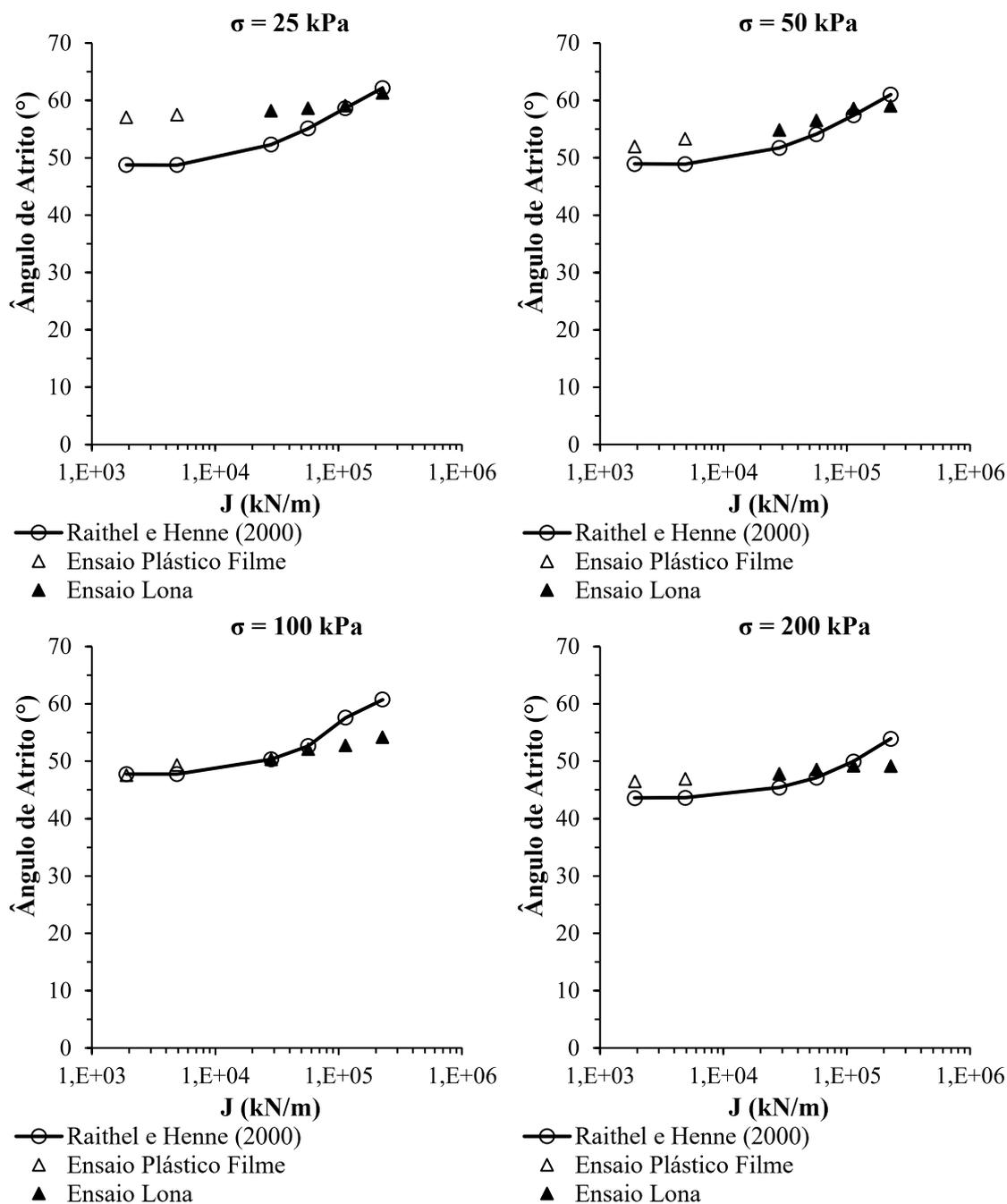


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## 7.2 ANÁLISE DR = 100% – PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DE PICO

Diferentemente da análise para a areia fofa (DR = 40%), a Figura 100 mostra que os ângulos de atrito de pico substitutos foram próximos à previsão teórica para tensões normais maiores. A diferença foi maior para a tensão normal de 25 kPa, atingindo até 9°. Nos demais casos, a concordância foi muito satisfatória. A comparação dos resultados da Figura 98 com os resultados da Figura 100 mostra que o aumento da rigidez do solo conduziu a uma mudança de comportamento, sendo observado que a formulação teórica passa a ser, em geral, ligeiramente inferior aos valores medidos.

Figura 100 – Ângulos de atrito de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 100%

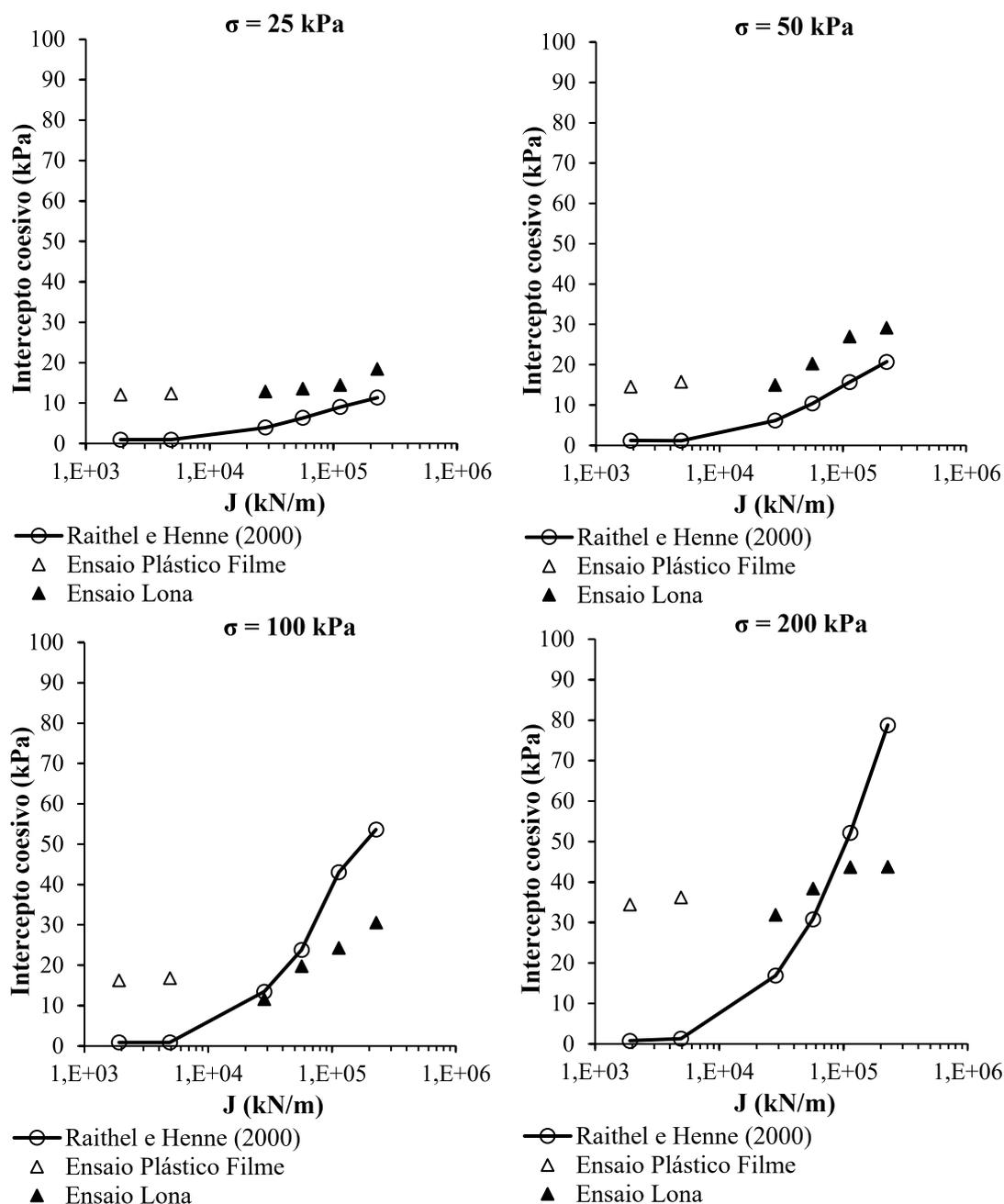


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Para os interceptos coesivos substitutos, a Figura 101 mostra grande dispersão em maiores tensões confinantes e menores rigidezes da camisa. Por exemplo, para a tensão normal de 200 kPa, a previsão teórica ficou 35 kPa abaixo do resultado do ensaio, para a menor rigidez. Por outro lado, para a tensão normal de 200 kPa, o valor medido mostra-se em até 40 kPa inferior ao valor calculado. Comparando-se a Figura 99 com a Figura 101, verifica-se que há boa

concordância entre medido e calculado para valores de  $J$  comerciais equivalente de campo (1907 e 4904 kN/m) no caso em que a densidade relativa da areia é de 40%, ao passo que para a densidade relativa da areia de 100% não se verifica concordância satisfatória entre medido e calculado. Dessa forma, o uso dos interceptos coesivos substitutos pode conduzir a fatores de segurança maiores ou menores que os reais a depender da rigidez do solo.

Figura 101 – Interceptos coesivos de pico substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa equivalente de campo para DR = 100%



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### 7.3 COMPARAÇÃO ENTRE TEORIA E ENSAIO

A teoria de Raithel e Henne (2000) baseia-se, parcialmente, no método do equilíbrio limite, pressupondo que o solo atinja resistências máximas ao ser solicitado, independente da deformação imposta. Neste caso, os parâmetros de resistência ao cisalhamento utilizados têm origem em resultados de ensaios em solo puro (sem reforço geossintético). Sendo assim, a contribuição do solo para resistir aos esforços é a mesma, independentemente da rigidez relativa camisa-areia. Por outro lado, a metodologia incorpora o efeito da rigidez da camisa ( $J$ ) indiretamente, ao calcular  $\Delta\sigma_{3_{geo}}$  via método Raithel e Kempfert (2000). O valor de  $\Delta\sigma_{3_{geo}}$  é utilizado para cálculo de  $\phi'_{sub}$  e  $c'_{sub}$  (vide equações 49 e 50).

A introdução do reforço pode fazer com que a deformação associada à máxima tensão cisalhante do conjunto solo-camisa não seja a mesma associada à máxima tensão cisalhante no solo puro. Dessa forma, reforços mais rígidos podem inibir a completa mobilização dos parâmetros de resistência do solo e reforços pouco rígidos podem fazer com que a deformação cisalhante máxima do conjunto solo-camisa seja maior que a deformação associada ao pico de resistência do solo.

Em resumo, o comportamento em linhas gerais é que a deformação associada ao desenvolvimento da tensão cisalhante máxima do conjunto solo-camisa na maioria das vezes não será igual à deformação associada ao desenvolvimento da tensão cisalhante máxima do solo puro. Assim, os valores  $\phi'$  que constam nas equações (40) e (41) podem divergir consideravelmente do real valor de  $\phi'$  que é mobilizado na condição em que há presença de reforço.

Dependendo da magnitude dos valores de rigidez do solo e da camisa, os valores de  $\phi'$  (vide equações 40 e 41) podem estar submetidos ou superestimados, levando à diferenças entre medido e calculado em que o método pode se mostrar representativo do comportamento real, conservativo ou contra a segurança, conforme observado nas Figura 98 a Figura 101.

Os resultados apresentados neste item foram obtidos para a condição de tensão cisalhante de pico pelo fato desta ser a condição de maior solicitação em termos de esforço cisalhante em um sistema de colunas GEC's submetidas ao cisalhamento devido ao peso do aterro sobre a fundação. Resultados considerando a condição de grandes deformações são apresentados no Apêndice B.

## 8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho contemplou um espaço amostral de 102 amostras cisalhadas. As condições de ensaios foram com a areia saturada e velocidade de deslocamento de 0,08 mm/min da célula de cisalhamento. Nos ensaios de laboratório, confirmou-se a expectativa de aumento de resistência do conjunto solo-coluna conforme foram adicionadas camisas e rigidez no encamisamento.

As análises com uma única coluna, com compactidade da areia variando dentro e fora entre 40 e 100% e camisa de lona PEBD com rigidez entre 20 e 160 kN/m, resultaram em um aumento do intercepto coesivo e do ângulo de atrito conforme a rigidez da camisa foi elevada, sendo mais evidente para a areia fofa dentro da coluna e compacta fora. Na análise de grupo, com encamisamento com 80 kN/m de rigidez, variando o número de colunas em 1, 2, 4 e 9, também houve aumento dos parâmetros de resistência na condição de pico e crítica, sendo mais evidente para a areia compacta. Para as análises individuais com areia fofa e compacta e camisa de plástico filme, com rigidez que variou de 1,34 a 3,46 kN/m (correspondente aos valores usuais na prática), observou-se aumento do intercepto coesivo com a inserção de colunas encamisadas. Esse acréscimo foi mais evidente para a areia compacta ( $DR = 100\%$ ). Em contrapartida, o ângulo de atrito manteve-se praticamente inalterado.

Cabe ressaltar que a escolha de ensaios em pequena escala (caixa de cisalhamento com 6,00 cm de diâmetro para análise individual e 10,00 cm de lado para análise em grupo) foi feita devido à rapidez da execução e equipamentos disponíveis no laboratório. Porém, houveram algumas limitações como a dificuldade em modelar os materiais e influência das fronteiras no resultado, principalmente para o estudo com mais de uma coluna.

Foram simulados 8 ensaios de resistência ao cisalhamento direto no programa PLAXIS 3D com o encamisamento de lona PEBD e plástico filme. Com a modelagem numérica concluiu-se que a camisa não rotaciona de forma significativa na base da caixa de cisalhamento, não sendo necessária sua fixação. Também foi verificado, a partir da distorção angular, que a camisa se inclina pouco no sentido contrário ao movimento da caixa.

A comparação dos resultados dos ensaios de laboratório com a Teoria de Raithel e Henne (2000) trouxe avaliações interessantes acerca do tema. Dependendo da magnitude dos valores de rigidez do solo e da camisa, pode haver diferenças entre medido e calculado em que o método pode ser representativo do comportamento real, conservativo ou contra a segurança. Observou-

se que quanto mais compacta estiver a areia e menor for a rigidez do encamisamento, mais conservadora tende a ser a teoria, estando a previsão teórica mais aquém da resistência alcançada nos ensaios. Para a condição mais fofa, a resistência ficou abaixo da previsão teórica provavelmente devido à grande diferença de rigidez entre a camisa e o solo nessa condição. A interação entre os materiais foi menor do que o esperado, ocasionando resistências abaixo da teoria de equilíbrio limite de Raithel e Henne (2000).

Os resultados mostraram que a abordagem de Raithel e Henne (2000) para a análise de estabilidade da fundação do aterro sobre colunas GEC é confiável, principalmente para valores de módulo de rigidez da camisa menores (valores comerciais) e utilizando-se o ângulo de atrito substituto ( $\phi_{\text{sub}}$ ). Já a utilização da coesão substituta ( $c_{\text{sub}}$ ) não apresentou valores adequados, havendo discrepâncias significativas entre medido e calculado.

Como sugestão para trabalhos futuros, novos ensaios podem ser realizados com algumas alterações nas condições de laboratório, bem como estudos aprofundados da modelagem numérica, tais como:

- a) Ensaios de resistência ao cisalhamento direto utilizando mistura caulim-bentonita de forma a simular uma argila mole no entorno externo à coluna e utilizando areia para o interior da coluna;
- b) Utilizar mistura solo-caulim para simular o solo no entorno da coluna, variando os valores de resistência não drenada deste solo;
- c) Ensaios de resistência ao cisalhamento direto em maior escala, utilizando metodologia semelhante a adotada no presente trabalho;
- d) Modelagem numérica variando a densidade relativa dentro e fora da coluna;
- e) Modelagem numérica com tensões normais mais elevadas e diferentes rigidezes das camisas;
- f) Análise de grupo no programa PLAXIS 3D.

## REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 12004 (Cancelada) - Solo - Determinação do Índice de Vazios Máximo de Solos Não Coesivos - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1990.
- ABNT. **NBR 12007 (MB 3336) (Cancelada) - Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1990.
- ABNT. **NBR 12051 (Cancelada) - Solo - Determinação do Índice de Vazios Mínimo de Solos Não-Coesivos - Método de Ensaio**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1991
- ABNT. **NBR 7181 - Solo -Análise Granulométrica**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.
- ALEXIEW, D.; BROKEMPER, D.; LOTH SPEICH, S. **Geotextile Encased Columns (GEC) - Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs**. Proceedings of the Geo-Frontiers Conference, Geotechnical Special Publication. Austin, Estados Unidos: [s.n.]. p. 497-510, 2005.
- ALEXIEW, D.; HORGAN, G. J.; BROKEMPER, D. **Geotextile Encased Columns (GEC) - Load Capacity & Geotextile Selection**. BGA International Conference on Foundations. Dundee (Escócia): [s.n.]. p. 10, 2003
- ALEXIEW, D.; RAITHEL, M. **Geotextile-Encased Columns: Case Studies over Twenty Years**. Elsevier Science Publishers Ltd, c. 7, n. 451 – 477, 2015.
- ALEXIEW, D., SOBOLEWSKI, J., & POHLMANN, H. **Projects and Optimized Engineering with Geogrids from Non-Usual Polymers**. Proceeding of 2nd European Geosynthetics Conference. Bologna, Itália, p. 239-244, 2000.
- ALMEIDA, M. S. S.; RICCIO, M. V. F.; BABAEI, I. H.; ALEXIEW, D. **Geosynthetic Encased Columns for Soft Soil Improvement**. Leiden, Holanda: CRC Press/AA Balkema, 2019.
- Almeida, M., Marques, M. **Design and Performance of Embankments on Very Soft Soils**. 1ª ed., Vol. 1. Londres, Inglaterra: CRC Press, 2013.
- ASTM. **D3080/D3080M - 11 - Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, Estados Unidos, p. 9, 2014.
- ASTM. **C88 / C88M-18, Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate**. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Estados Unidos, 2018.

ASTM. **C131 / C131M-20, Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.** American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, Estados Unidos, 2020.

ATKINSON, J. H., SALLFORS, G. **Experimental Determination of Stress-Strain-Time Characteristics in Laboratory and in Situ Tests.** Proceedings of the 10th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Florence, Itália. p. 915-956, 1991.

AZEVEDO, A. F. M. **Método dos Elementos Finitos.** Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 1ª ed. 2003.

BARBOSA, L. A., DREGER, A. A., SCHNEIDER, E. L., MORISSO, F. D., SANTANA, R. M. **Polietileno de Baixa Densidade - PEBD: Mercado, Produção, Principais Propriedades e Aplicações.** Espacios. p. 10-23, 2017.

BARDEN, L., MEDEDOR, A. O., SIDES, G. R. **Volume Change Characteristics of Unsaturated Clays.** J. of Soil Mech and Found. Div., A. S. C. E., vol. 95, SM 1, 33-51. 1969.

BARKSDALE, R., BACHUS, R. **Design and Construction of Stone Columns.** vol. 1. Springfield, Estados Unidos: Report FHWA/RD-83/026, National Technical Information Service, 1983.

BARRON, R. A. **Consolidation of Fine-Grained Soils by Drain Wells.** Trans. Am. Soc. Civ. Eng. p. 718-742, 1948.

BATHURST, R. **Classificação dos Geossintéticos.** Associação Brasileira de Geossintéticos (IGS Brasil). 2022.

BENTLEY. **PLAXIS – Tutorial Manual.** Connect Edition, v. 21, 2021.

BOLTON, M. D. **The Strength and Dilatancy of Sands.** Géotechnique, 36(1), p. 65-78. 1986.

BRINKGREVE, R. B. J. **Finite Element Code for Soil na Rock Analyses – PLAXIS 2D user's manual.** Rotterdam, Netherkands, Balkema. 2002.

CALLISTER JR., W. D. **Ciência e Engenharia de Materiais - Uma Introdução.** 5ª ed. S. M. Soares, & P. E. Miranda., Eds. Rio de Janeiro: LTC Editora. 2002.

CASTRO, J. **Discussion of “Column Supported Embankments with Geosynthetic Encased Columns: Validity of the Unit Cell Concept”.** Geotechnical and Geological Engineering, 34(1), p. 419-420. 2016.

CASTRO, J. **Modeling Stone Columns.** Materials, 10(7), p. 1-23. 2017.

CASTRO, J.; SAGASETA, C. Influence of Elastic Strains During Plastic Deformation of Encased Stone Columns. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 37, p. 45-53, 2013.

CASTRO, J.; SAGASETA, C. Modeling of Deformation of Soil Reinforced with Encased Stone Columns. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, p. 892-894, 2010.

CLOUGH, R. W ; WOODWARD, R. J. Análise de tensões de aterro e deformações. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 93, n. 4, p. 529-549, 1967.

CORDEIRO, P. A. **Análise e Caracterização de Lonas de Polietileno Usadas na Produção de Silagem de Forrageiras Destinada a Nutrição Bovina Brasileira**. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade Engenharia de Materiais do Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Belo Horizonte. 2016.

CORNFORTH, D. H. **Some Experiments on the Influence of Strain conditions on the Strength of Sand**. *Géotechnique*, 16(2), p. 143-167, 1964.

COUTINHO, F. M., MELLO, I. L., MARIA, L. C. **Polietileno: Principais Tipos, Propriedades e Aplicações**. *Polímeros: Ciência e Tecnologia*, 13(1), p. 1-13, 2003.

DILARA, P. A., BRIASSOULIS, D. **Degradation and Stabilization of Low-density Polyethylene Films used as Greenhouse Covering Materials**. *Journal of Agricultural Engineering Research*, 76(4), p. 309-321, 2000.

EBGEO. **Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements**. German Geotechnical Society Ernst & Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Berlin, Germany. 2011.

FERREIRA, R. L. **Estudo da Influência da Razão de Sopro na Estrutura e Propriedades de Filmes de Polietilenos Produzidos pelo Processo de Extrusão Tubular**. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas (PPGEM) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre. 2012.

GERMAN GEOTECHNICAL SOCIETY. **Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures Using Geosynthetic Reinforcements - EBGEO**. 2ª. ed. Berlin, Alemanha: Ernst & Sohn, 2012.

GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M. **Colonne di Ghiaia**. X Ciclo dedicato ai Problemi di Meccanica dei Terreni ed Ingegneria delle Fondazioni. Istituto Politécnico de Turim, Turim, Itália: [s.n.], 1981.

GIROUD, J. **Biaxial Tensile State of Stress in Geosynthetics**. **Geotextiles and Geomembranes**, 11(3), p. 319-325, 1992.

- GNIEL, J., BOUAZZA, A. **Construction of Geogrid Encased Stone Columns: A New Proposal Based on Laboratory Testing**. *Geotextiles and Geomembranes*, 28(1), p. 108-118, 2010.
- GIROUT, R.; BLANC, M.; THOREL, L.; DIAS, D. **Piled Embankment on Soft Soil Reinforced with Geosynthetic**. **International Conference on Physical Modelling in Geotechnics**. Taylor & Francis, London, p. 863-869, 2014.
- GOMES, B. R. **Modelagem Numérica de uma Proposta de Modelo Físico para Avaliação da Eficiência e do Desempenho de Grupos de Inclusões Rígidas em Solos Colapsíveis**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia, Faculdade de Tecnologia do Departamento de Engenharia Ambiental e Civil da Universidade de Brasília. Brasília, p. 128, 2020.
- GRIFFITH, D. V., FENTON, G. A. **Aplicações Probabilísticas em Engenharia Geotécnica**, Denver, Colorado, EUA, 2007.
- HAN, J., YE, S. **Simplified Method for Consolidation Rate of Stone Column Reinforced Foundations**. *Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering*, 127(7), p. 597-603, 2001.
- HAN, J., YE, S. **A Theoretical Solution for Consolidation Rates of Stone Column-Reinforced Foundations Accounting for Smear and Well Resistance Effects**. *The International Journal of Geomechanics*, 2(2), p.135-151, 2002.
- HERLE, I., WEHR, J., ARNOLD, M. **Influence of Pressure Level and Relative Density on Friction Angle of Gravel in Vibrated Stone Column**. *Pfahl-Symposium 2007*. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Braunschweig, Alemanha: TU Braunschweig. P. 81-93, 2007.
- HUESKER. **Ringtrac® - Colunas de Areia de Alta Performance**. **Catálogo Técnico**, São José dos Campos. 2022.
- HOSSEINPOUR, I. **Test Embankment on Geotextile Encased Granular Columns Stabilized Soft Ground**. Tese de Doutorado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro, p. 387, 2015.
- HOUGH, B. K. **Basic Soils Engineering**. 2. ed. New York, Estados Unidos: The Ronald Press Company. 1969.
- IPR/DNIT. **DNER-ME 093/94 - Solos - Determinação da Densidade Real**. Instituto de Pesquisas Rodoviárias/Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro. 1994.
- KIRSCH, K., KIRSCH, F. **Ground Improvement by Deep Vibratory Methods**. 1 ed., vol. 1. Londres, Inglaterra: Spon Press. 2010.

KNAPPETT, J. A., CRAIG, R. F. CRAIG. **Mecânica dos Solos**. 8. ed.). Rio de Janeiro: LTC/Grupo GEN. 2018.

KEYKHOSROPUR, L.; SOROUSH, A.; IMAM, R. A Study on the Behavior of a Geosynthetic Encased Stone Column Group Using 3D Numerical Analyses. **Pan-AM CGS Geotechnical Conference**, Amirkabir university of Technology, Tehran, Iran, p. 7. 2011.

KOERNER, R. M. **Designing with Geosynthetics**. 6<sup>a</sup>. ed. Bloomington, Estados Unidos: Xlibris, v. 1, 2012.

KULHAWY, F. H., MAYNE, P. W. **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design**. Electric Power Research Institute, Palo Alto, Estados Unidos. 1990.

LAMBE, T. W., & WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics**. Hoboken, Estados Unidos: John Wiley & Sons. 1969.

LAMBE, T.W. **Soil Testing for Engineers**. John Wiley & Sons, Inc., New York. 1951.

MAIR, R. J. **Developments in Geotechnical Engineering Research: Application to Tunnels and Deep Excavations**. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering, 97(1), p. 27-41. 1993.

MELLO, L. G., M., M., MONTEZ, F., TSUKAHARA, C. N., BILFINGER, W. **First Use of Geosynthetic Encased Sand Columns in South America**. The First Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition. Cancun, México. 2008.

MITCHEL, J. K., SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3 ed. Hoboken, Estados Unidos: John Wiley & Sons. 2005.

MIURA, S., TOKI, S. A. **Sample Preparation Method and Its Effects on Static and Cyclic Deformation-Strength Properties of Sand**. Soils and Foundations, 22(1), p. 61-77. 1982.

MOHAPATRA, S. R.; RAJAGOPAL, K. Experimental and Numerical Modelling of Geosynthetic Encased Stone Columns Subjected to Shear Loading. **The 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Japanese Geotechnical Society Special Publication, p. 2292-2295, 2015.

MOHAPATRA, S. R.; RAJAGOPAL, K.; SHARMA, J. Direct Shear Tests on Geosynthetic-Encased Granular Columns. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 44, n. 3, p. 396-405, 2016.

MONFORTE, L.; ARROYO, M.; CARBONELL, J. M.; GENS, A.; Coupled Effective Stress Analysis of Insertion Problems in Geotechnics with the Particle Finite Element Met. **Computers and Geotechnics**, Elsevier Science Publishers Ltd, p. 114-129, 2018.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. Geosynthetic-encased stone column: Numerical evaluation. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 1, p. 76-85, 2008.

MURUGESAN, S.; RAJAGOPAL, K. Geosynthetic-encased stone column: Numerical evaluation. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 42, n. 4, p. 349-358, 2006.

OLIVEIRA FILHO, W. L. **Considerações sobre Ensaios Triaxiais em Areias**. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro, p. 285, 1987.

PALMEIRA, E. M. **Geossintéticos em geotecnia e meio ambiente**. Oficina de Textos, 2018.

PALMEIRA, E. M.; GOMES, R.C. Comparisons of Predicted and Observed Failure Mechanisms in Model Reinforced Soil Walls. **Geosynthetics International**. v. 3, n. 3, p. 329-347, 1996.

PÉREZ, R.F. **Inclusões rígidas para o controle de recalques nos solos colapsíveis do Distrito Federal**. Dissertação de Mestrado, Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, DF, p. 160, 2017.

PINTO, M. I. M.; COUSENS, T. W. Modeling a Geotextile-Reinforced, Brink-Faced Soil Retaining Wall. **Geosynthetics International**. v. 6, n. 5, p. 417-447, 1999.

PULKO, B.; MAJES, B.; LOGAR, J. Geosynthetic-Encased Stone Columns: Analytical Calculation Model. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier Science Publishers Ltd, Inglaterra, v. 29, n. 1, p. 29-39, 2011.

RAITHEL, M. **Zum Trag-und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen**. Kassel, Alemanha: Universidade de Kassel, v. 6,. p. 211, 1999.

RAITHEL, M.; HENNE, J. **Design and Numerical Calculations of a Dam Foundation with Geotextile Coated Sand Columns**. Proceedings of the 4th International Conference on Ground Improvement Geosystems. Helsink, Finlândia: [s.n.]. p. 1-8, 2000.

RAITHEL, M.; KEMPFERT, H. G. **Calculations Models for DAM Foundations with Geotextile Coated Sand Columns**. Proceedings of the International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, GeoEngg. Melbourne, Austrália: [s.n.]. p. 327, 2000.

REBOLLEDO, J. R. **Materiais Didáticos**. Programa de Pós Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, 2021.

REBOLLEDO, J. R.; LEÓN, R. P.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Performance evaluation of rigid inclusions foundations in the reduction of settlements**. Soils and Rocks, p. 265-279, 2019.

RIBEIRO, E. F.; RICCIO, M. V. F. **Construção de um Pluviador de Areia para Moldagem de Corpos de Prova com Diferentes Densidades e Índices de Vazios**. VI Congresso de Engenharia Civil - "Engenharia e Sustentabilidade: Caminhos para o Futuro". Juiz de Fora, p. 11, 2019.

RICCIO, M. V. F. **Estudo Experimental da Interação Solo-Reforço Incluindo a Simulação da Compactação**. Dissertação de Mestrado, Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ). Rio de Janeiro, 2001.

RODRIGUES, L. F. N. **Estudo do Cisalhamento em Colunas Granulares Encamisadas**. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, p. 145, 2020.

RODRÍGUEZ, J.F. **Modelado del comportamiento de pilotes e inclusiones sometidos a consolidación regional, en la zona lacustre de la ciudad de México**. Tese de Doctorado em Geotecnia, Faculdade de Ingeniería, Universidade Nacional Autónoma do México, Cidade do México, p. 244, 2010.

ROWE, P. W. **The Stress-Dilatancy Relation for Static Equilibrium of an Assembly of Particles in Contact**. Proceedings of the Royal Society. Londres: Verlag nicht ermittelbar. p. 500-527, 1962.

RAUMANN, G. **A Hydraulic Tensile Test With Zero Transverse Strain for Geotechnical Fabrics**. Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, vol. 2, nº 2, p. 69-76. 1979.

SABINO, F. **O Encontro Marcado**. Editora Record. 79 ed. São Paulo. Rio de Janeiro. P. 154. 2005.

SOUZA PINTO, C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SILVA, I. N. **Análise de Estabilidade de Encosta em Solo Residual no Bairro Santa Luzia, Juiz de Fora**. Trabalho de Conclusão de Curso, Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora. 2018.

STOKOE II, K. H., HWANG, S. K., LEE, J. N.-K., ANDRUS, R. D. **Effects of Various Parameters on the Stiffness and Damping of Soils at Small to Medium Strains**. Em S. Shibuya, T. Mitachi, & S. Miura, Pre-failure Deformation of Geomaterials. vol. 2. Rotterdam, Holanda: AA Balkema. p. 785-816, 1995.

TAN, S. A., TJAHYONO, S., O, K. K. **Simplified Plane-Strain Modeling of Stone-Column Reinforced Ground**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 134(2), p. 185-194, 2008.

TATSUOKA, F., KOHATA, Y. **Stiffness of Hard Soils and Soft Rocks in Engineering Applications**. Em S. Shibuya, T. Mitachi, & S. Miura, Pre-failure Deformation of Geomaterials. vol. 2. Rotterdam, Holanda: AA Balkema. p. 947-1063, 1995.

TATSUOKA, F., IWASAKI, T., YOSHIDA, S., FUKUSHIMA, S., SUDO, H. **Shear Modulus and Damping by Drained Tests on Clean Sand Specimens Reconstituted by Various Methods**. Soils and Foundations, 19(1), p. 39-54. 1979.

TATSUOKA, F., JARDINE, R. J., LO PRESTI, D. C., DI BENEDETTO, H., KODAKA, T. **Characterizing the Pre-Failure Deformation Properties of Geomaterials**. Proceedings of the 14th ICSMGE Rotterdam, Holanda: AA Balkema. p. 2129-2164, 1997.

TAYLOR, D. W. **Fundamentals of Soil Mechanics**. New York, Estados Unidos: John Wiley & Sons. 1948.

VAN IMPE, W.; SILENCE, P. **Improving of Bearing Capacity of Weak Hydraulic Fills by Means of Geotextiles**. Proceedings of the 3rd International Conference on Geotextiles. Vienna, Austrália: [s.n.]. p. 1411-1416, 1986.

VASCONCELOS, G. **Reprocessamento do PEBD por Extrusão**. Dissertação de Mestrado, Mestrado Integrado em Engenharia Metalúrgica e de Materiais da Universidade de Porto, Porto, Portugal. 2008.

VERTEMATTI, J. C. **Curso Básico de Geotêxteis**. Associação Brasileira das Indústrias de Não-tecidos e Tecidos Técnicos (ABINT), São Paulo. 2001.

ZHANG, L.; ZHAO, M. Deformation Analysis of Geotextile-Encased stone Columns. **The International Journal of Geomechanics**, American Society of Civil Engineers, Reston, Estados Unidos, v. 15, n. 3, 2015.

ZHANG, Y.; LI, T.; WANG, Y. Theoretical Elastic Solutions for Foundations Improved by Geosynthetic-Encased Columns. **Geosynthetics International**, International Geosynthetics Society, Austin, Estados Unidos, v. 18, n. 1, p. 12-20. 2011.

WOOD, D.M. (1990); **Soil Behavior and Critical States Soil Mechanics**. Cambridge University Press, Cambridge.

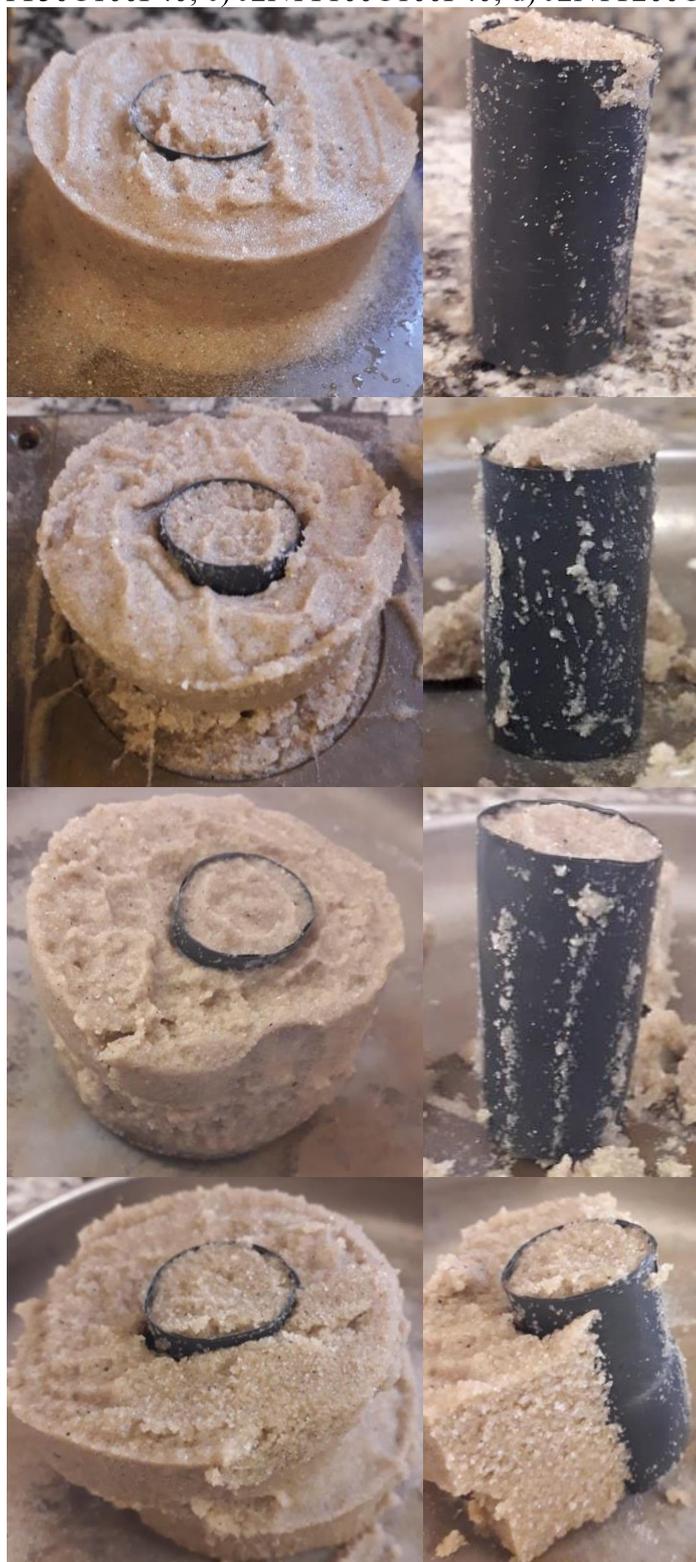
**APÊNDICE A – REGISTROS FOTOGRÁFICOS DOS CORPOS DE PROVA**

Figura A. 1 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J1N1T25C100F40;  
b) J1N1T50C100F40; c) J1N1T100C100F40; d) J1N1T200C100F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 2 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J2N1T25C100F40; b) J2N1T50C100F40; c) J2N1T100C100F40; d) J2N1T200C100F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 3 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J4N1T25C100F40; b) J4N1T50C100F40; c) J4N1T100C100F40; d) J4N1T200C100F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 4 – DR = 100% dentro da coluna e DR = 40% fora da coluna: a) J8N1T25C100F40; b) J8N1T50C100F40; c) J8N1T100C100F40; d) J8N1T200C100F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 5 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J1N1T25C40F100; b) J1N1T50C40F100; c) J1N1T100C40F100; d) J1N1T200C40F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 6 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J2N1T25C40F100; b) J2N1T50C40F100; c) J2N1T100C40F100; d) J2N1T200C40F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 7 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J4N1T25C40F100; b) J4N1T50C40F100; c) J4N1T100C40F100; d) J4N1T200C40F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 8 – DR = 40% dentro da coluna e DR = 100% fora da coluna: a) J8N1T25C40F100; b) J8N1T50C40F100; c) J8N1T100C40F100; d) J8N1T200C40F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 9 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N1T25C40F40; b) J4N1T50C40F40; c) J4N1T100C40F40; d) J4N1T200C40F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 10 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N2T25C40F40; b) J4N2T50C40F40; c) J4N2T100C40F40; d) J4N2T200C40F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 11 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N4T25C40F40; b) J4N4T50C40F40; c) J4N4T100C40F40; d) J4N4T200C40F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 12 – Análise de grupo para DR = 40% dentro e fora da coluna: a) J4N9T25C40F40; b) J4N9T50C40F40; c) J4N9T100C40F40; d) J4N9T200C40F40



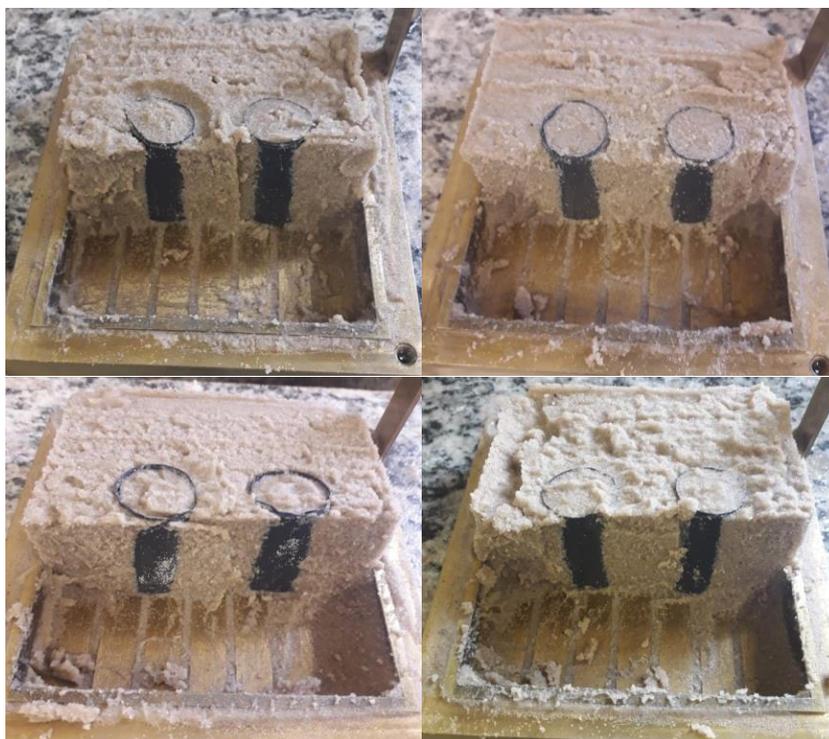
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 13 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N1T25C100F100; b) J4N1T50C100F100; c) J4N1T100C100F100; d) J4N1T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 14 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N2T25C100F100; b) J4N2T50C100F100; c) J4N2T100C100F100; d) J4N2T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 15 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N4T25C100F100; b) J4N4T50C100F100; c) J4N4T100C100F100; d) J4N4T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 16 – Análise de grupo para DR = 100% dentro e fora da coluna: a) J4N9T25C100F100; b) J4N9T50C100F100; c) J4N9T100C100F100; d) J4N9T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 17 – Interface areia-lona, DR = 40%: a) T25DR40; b) T50DR40; c) T100DR40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 18 – Interface areia-lona, DR = 100%: a) T25DR100; b) T50DR100; c) T100DR100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 19 – Interface areia-plástico, DR = 40%: a) T25DR40; b) T50DR40; c) T100DR40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 20 – Interface areia-plástico, DR = 100%: a) T25DR100; b) T50DR100; c) T100DR100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 21 – DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J7N1T25C40F40; b) J7N1T50C40F40; c) J7N1T100C40F40; d) J7N1T200C40F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 22 – DR = 40% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J18N1T25C40F40; b) J18N1T50C40F40; c) J18N1T100C40F40; d) J18N1T200C40F40



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 23 – DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J7N1T25C100F100; b) J7N1T50C100F100; c) J7N1T100C100F100; d) J7N1T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura A. 24 – DR = 100% dentro e fora da coluna de plástico-filme: a) J18N1T25C100F100; b) J18N1T50C100F100; c) J18N1T100C100F100; d) J18N1T200C100F100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

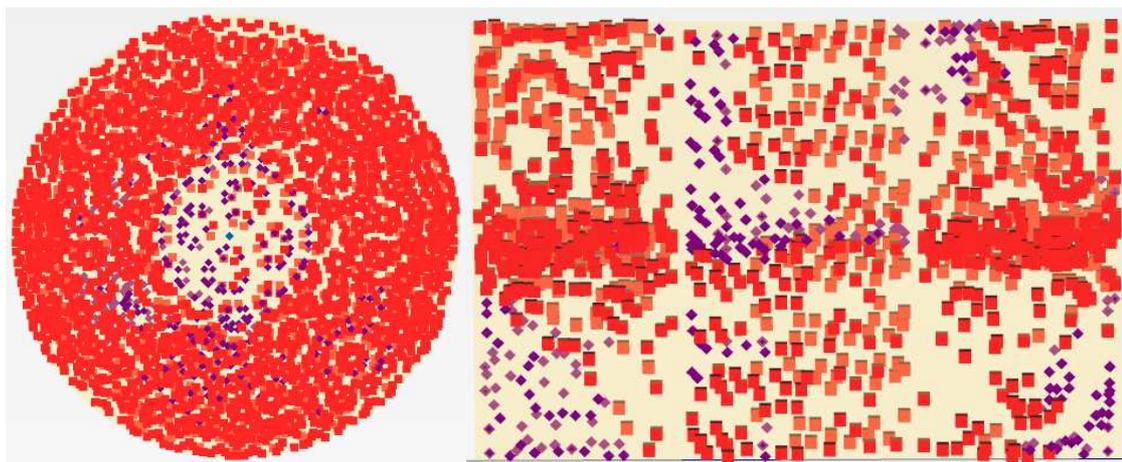
## APÊNDICE B – PONTOS DE PLASTIFICAÇÃO DO PLAXIS 3D

Apresentar-se-á os pontos de plastificação na fase anterior à ruptura, sendo os pontos em vermelho correspondentes à falha e em roxo aos pontos elásticos.

Figura B. 1 – Pontos de Plastificação para J20N1T25C40F40:

a) Deslocamento Horizontal = 0,3 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,3 cm, plano yz ( $x=0$ )

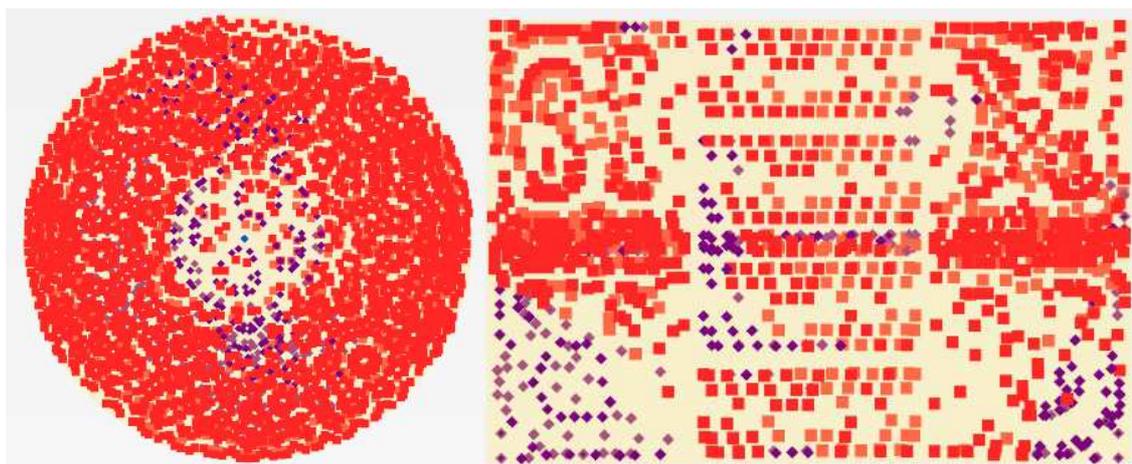


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 2 – Pontos de Plastificação para J20N1T100C40F40:

a) Deslocamento Horizontal = 0,4 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,4 cm, plano yz ( $x=0$ )

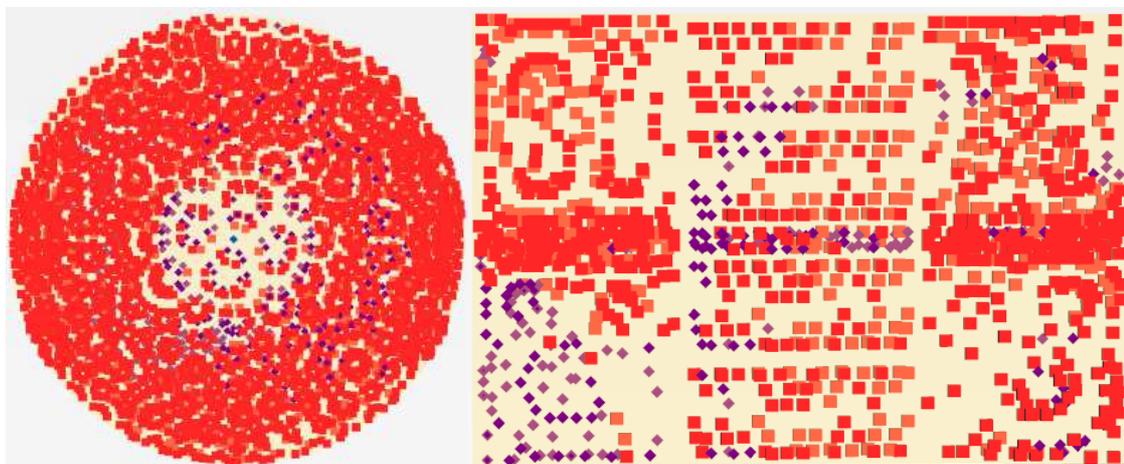


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 3 – Pontos de Plastificação para J20N1T25C100F100:

a) Deslocamento Horizontal = 0,7 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,7 cm, plano yz ( $x=0$ )

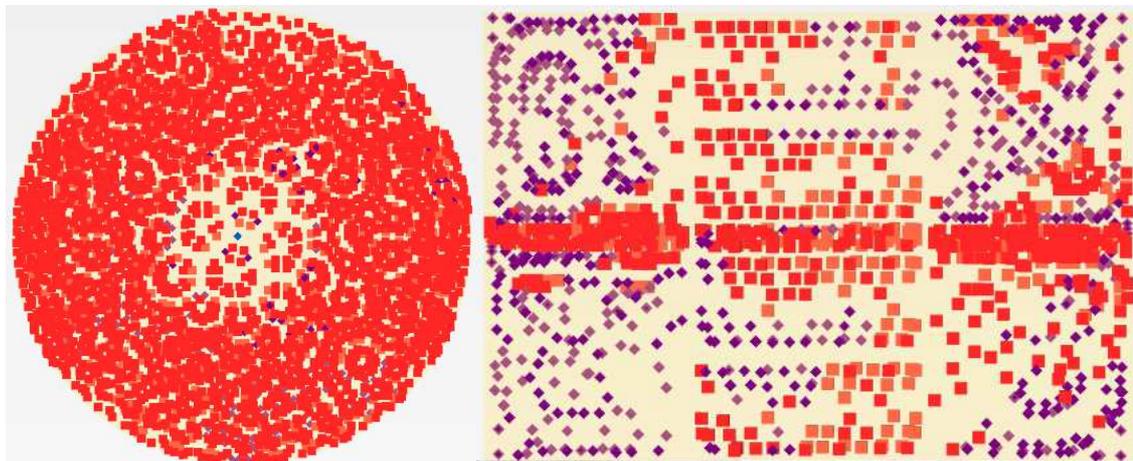


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 4 – Pontos de Plastificação para J20N1T100C100F100:

a) Deslocamento Horizontal = 0,7 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,7 cm, plano yz ( $x=0$ )

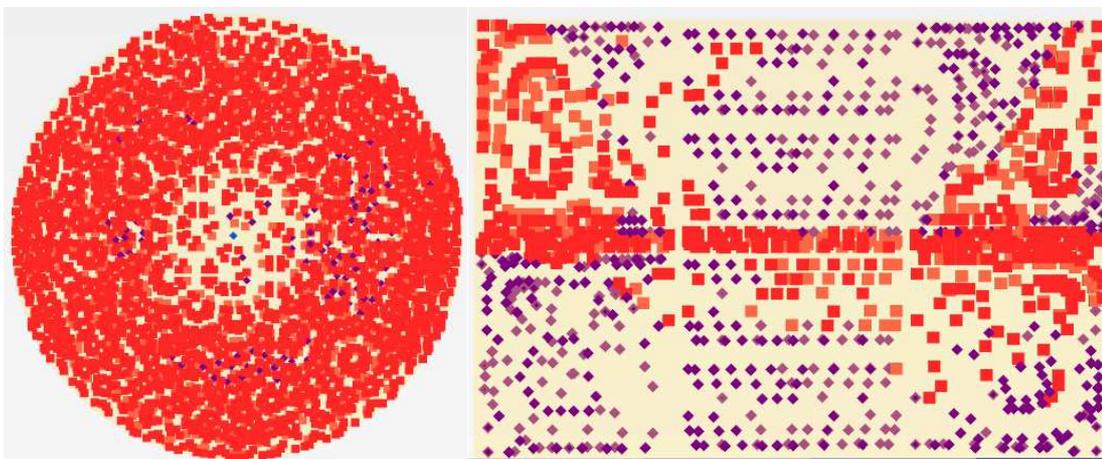


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 5 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T25C40F40:

a) Deslocamento Horizontal = 0,1 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,1 cm, plano yz ( $x=0$ )

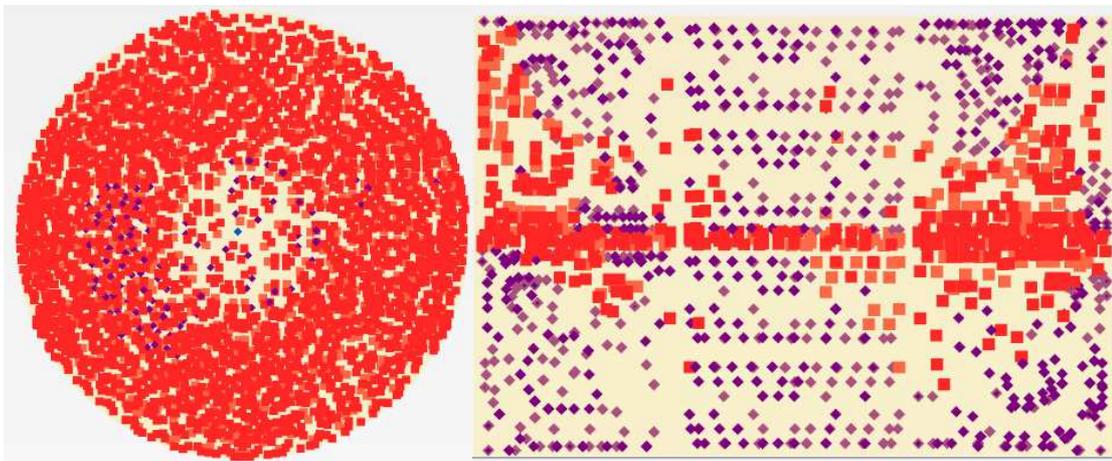


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 6 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T100C40F40:

a) Deslocamento Horizontal = 0,5 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,5 cm, plano yz ( $x=0$ )

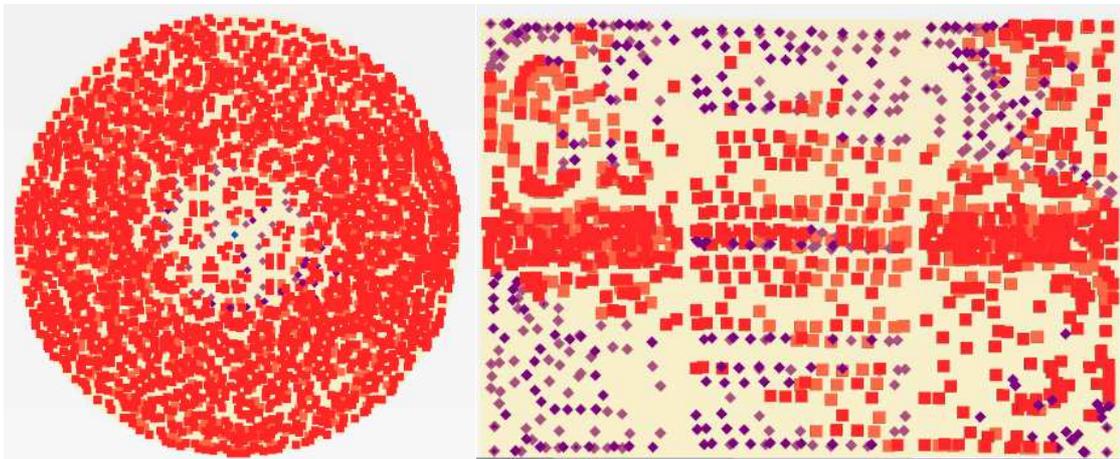


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 7 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T25C100F100:

a) Deslocamento Horizontal = 0,2 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,2 cm, plano yz ( $x=0$ )

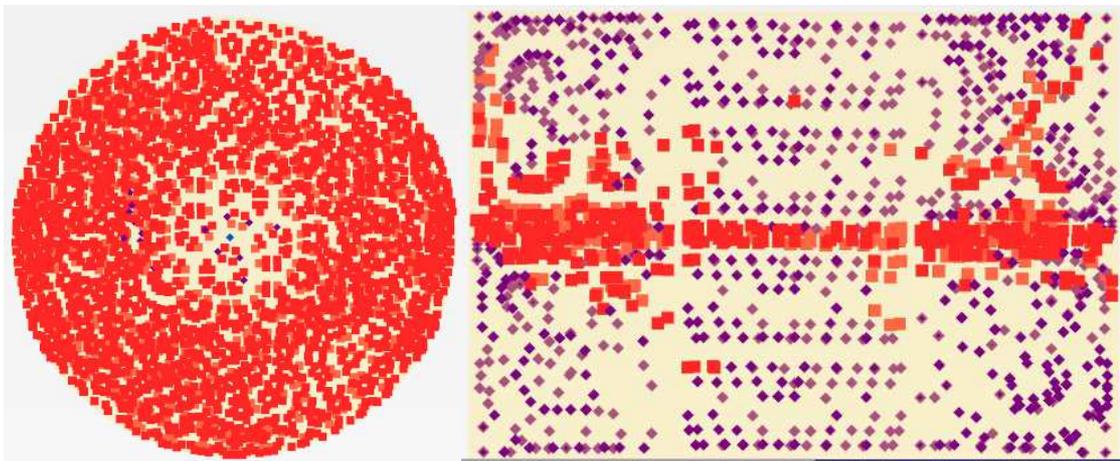


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura B. 8 – Pontos de Plastificação para J1,34N1T100C100F00:

a) Deslocamento Horizontal = 0,5 cm, plano de ruptura xy ( $z=0$ );

b) Deslocamento Horizontal = 0,5 cm, plano yz ( $x=0$ )

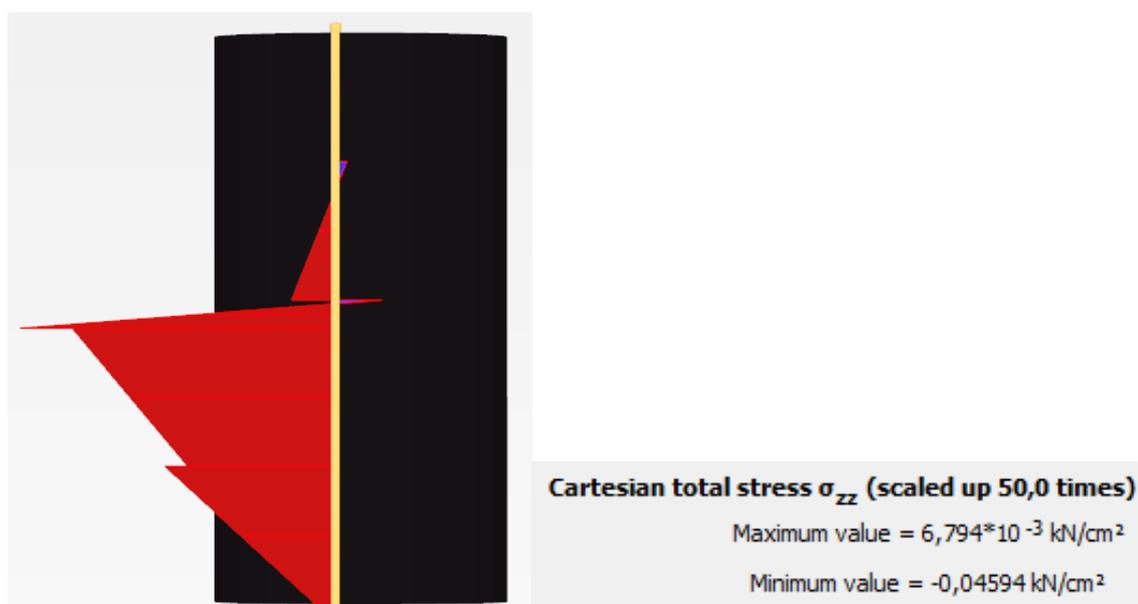


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## APÊNDICE C – TENSÃO AO LONGO DA CAMISA

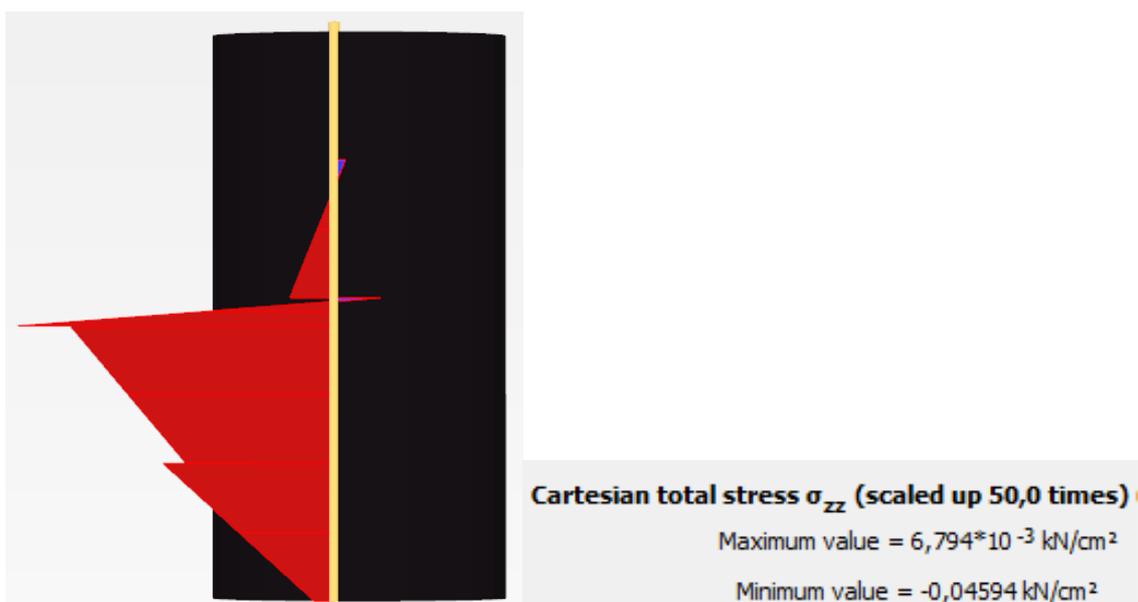
Apresentar-se-á a tensão ( $\sigma_{zz}$ ) ao longo do comprimento vertical do encamisamento no deslocamento horizontal máximo da simulação.

Figura C. 1 – Tensão no encamisamento para J20N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,3 cm



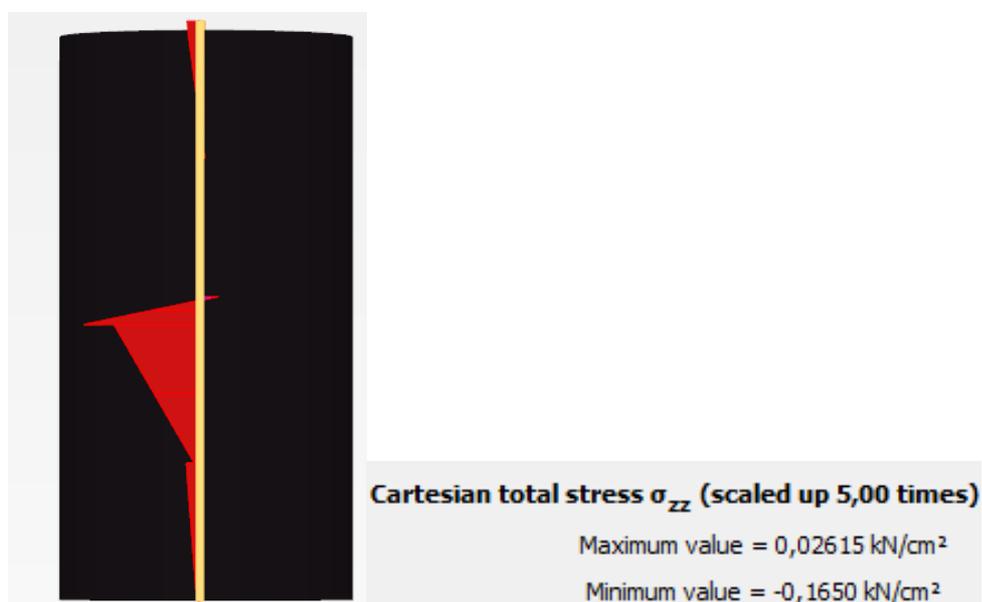
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 2 – Tensão no encamisamento para J20N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,4 cm



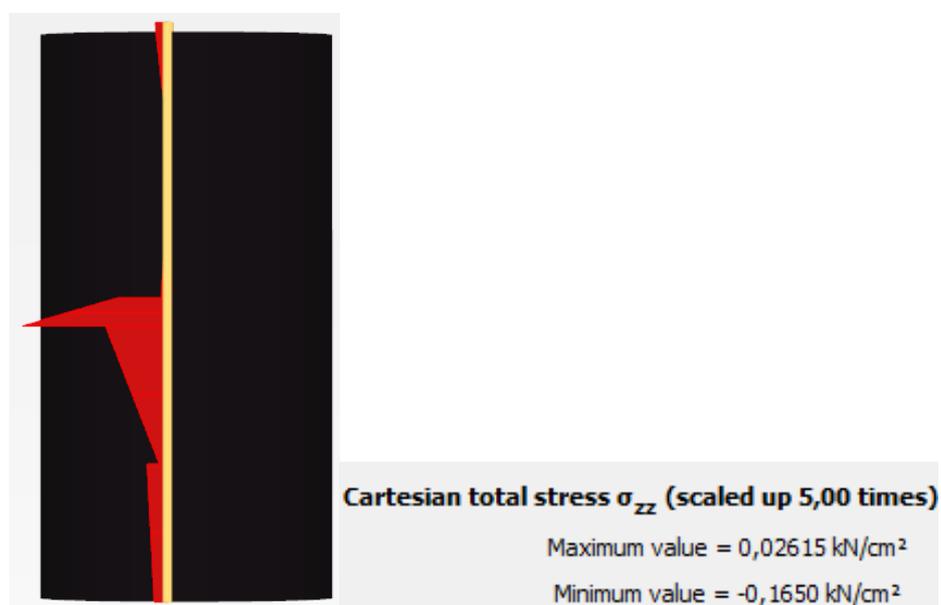
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 3 – Tensão no encamisamento para J20N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm



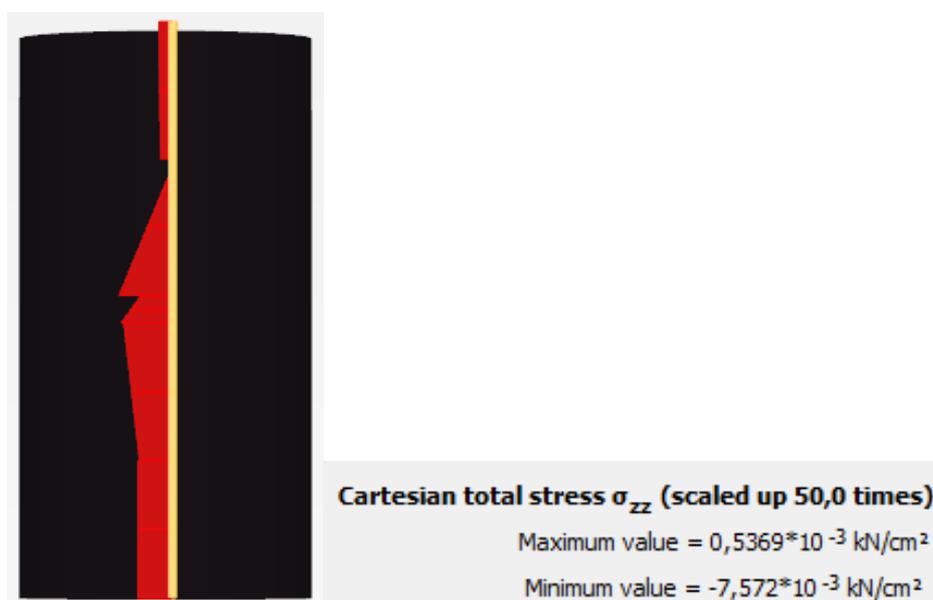
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 4 – Tensão no encamisamento para J20N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm



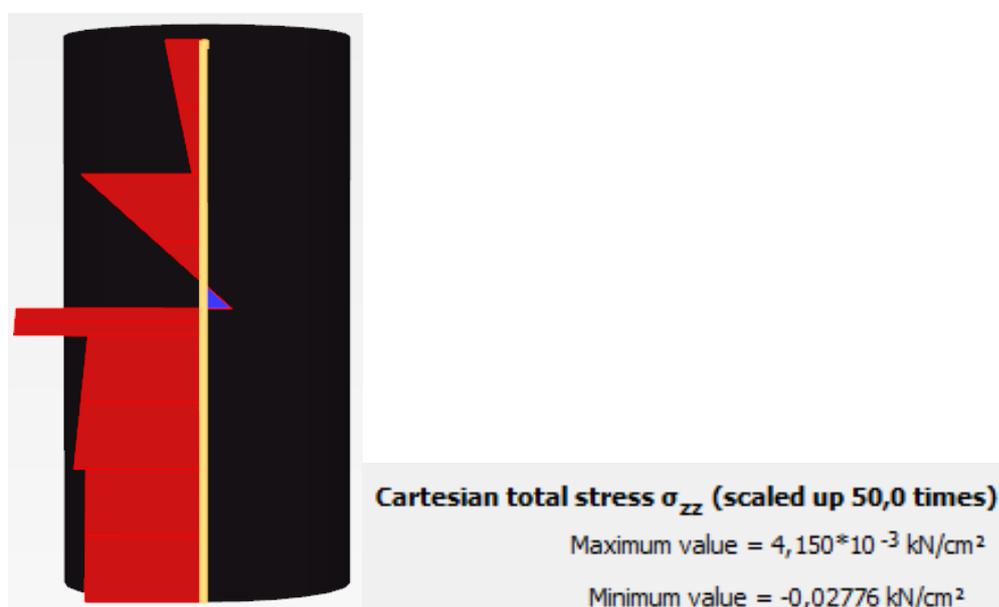
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 5 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,1 cm



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 6 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,5 cm



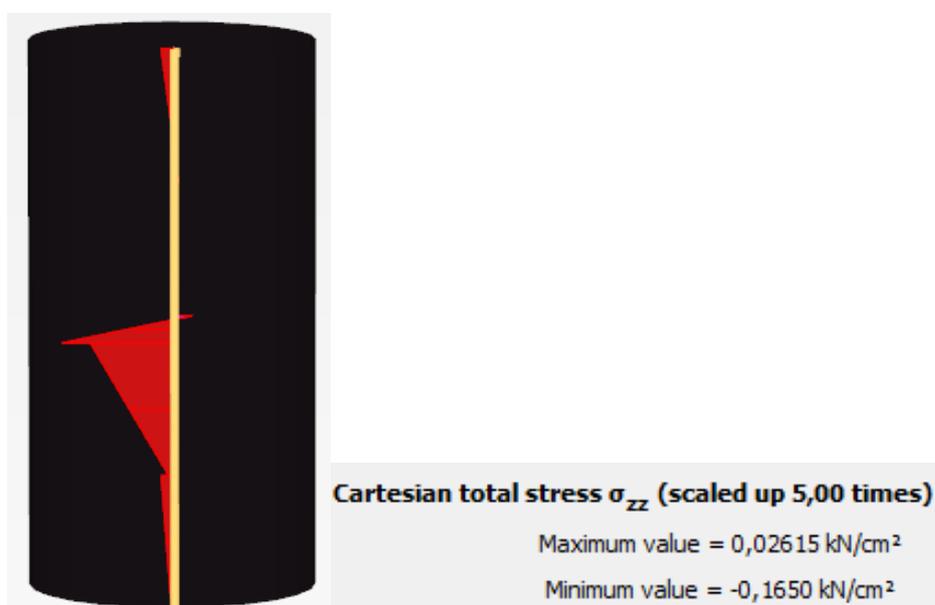
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 7 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,2 cm



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura C. 8 – Tensão no encamisamento para J1,34N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,5 cm

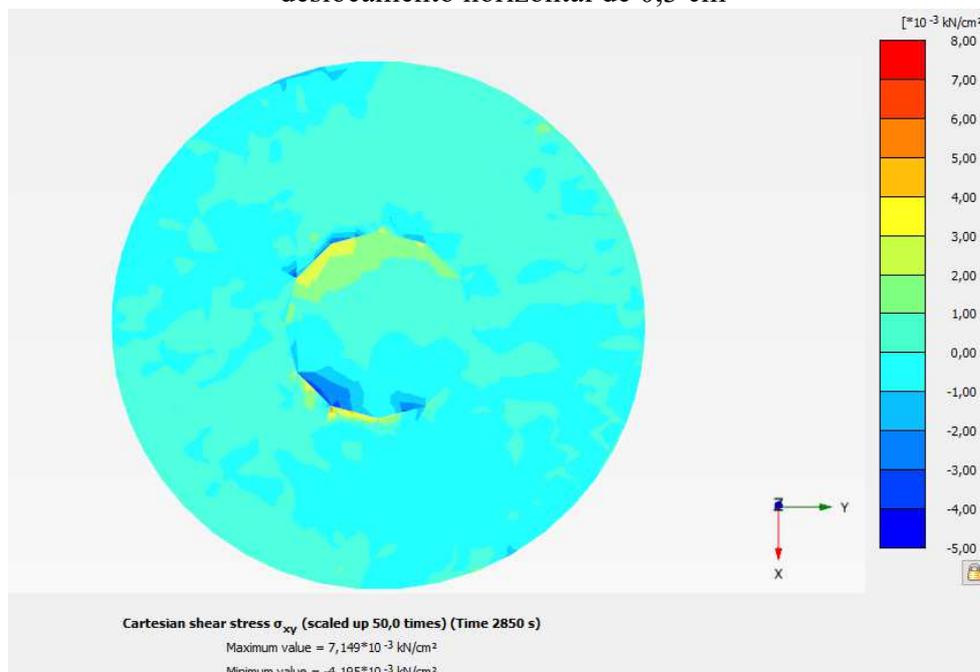


Fonte: Elaborado pela autora (2022).

## APÊNDICE D – TENSÃO CISALHANTE NO PLANO DE RUPTURA

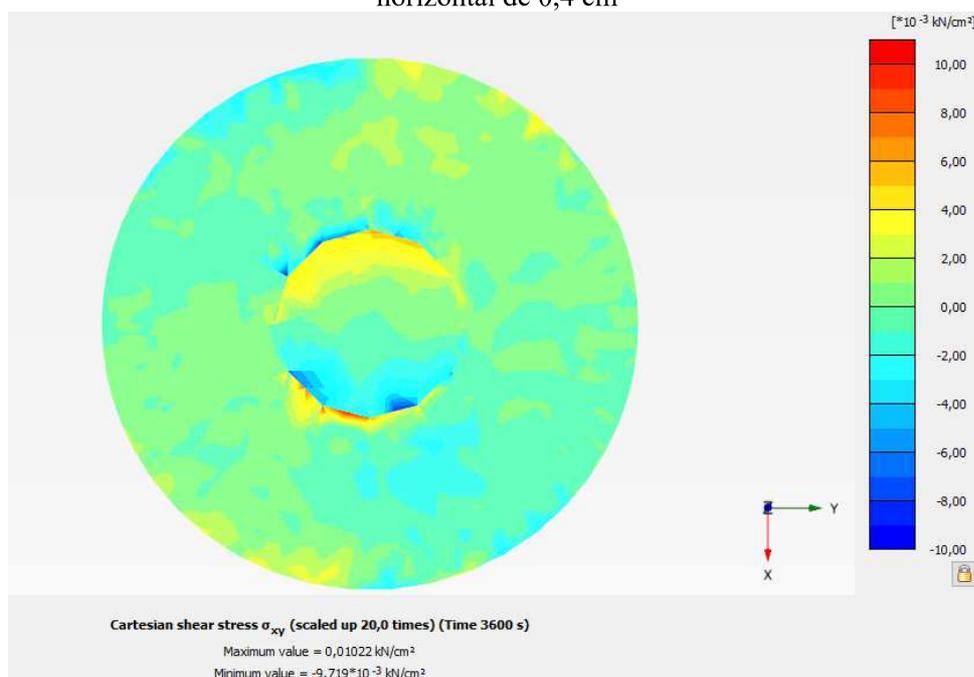
Apresentar-se-á a tensão cisalhante ( $\sigma_{xy}$ ) no plano de ruptura no deslocamento horizontal máximo da simulação.

Figura D. 1– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,3 cm



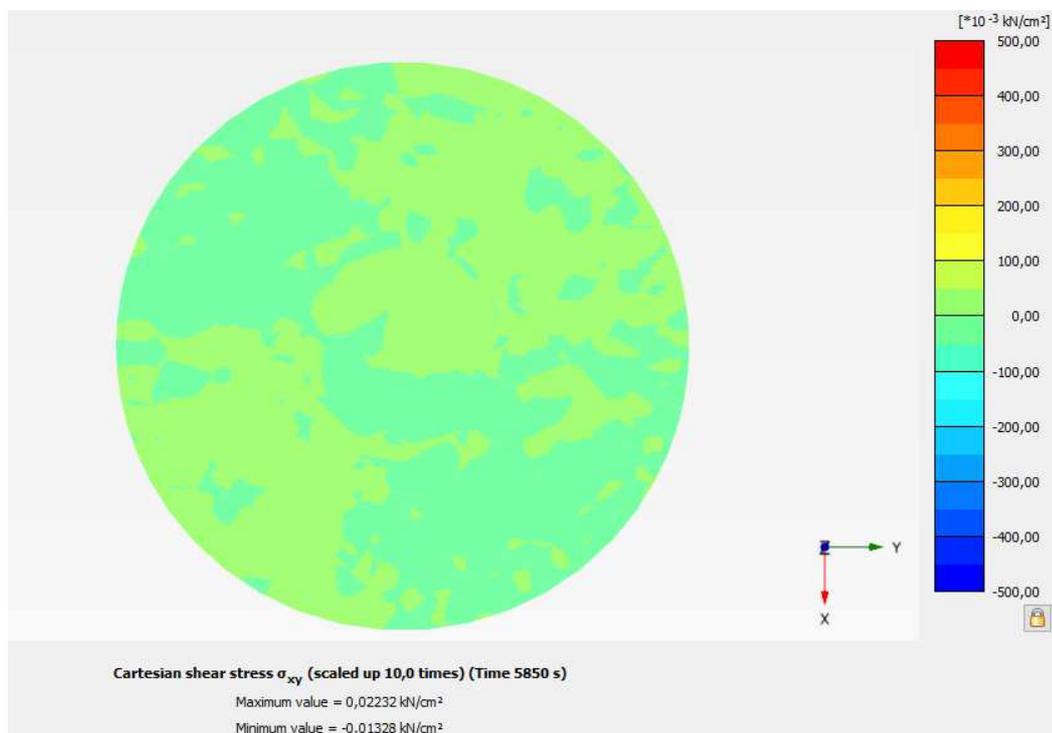
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 2– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,4 cm



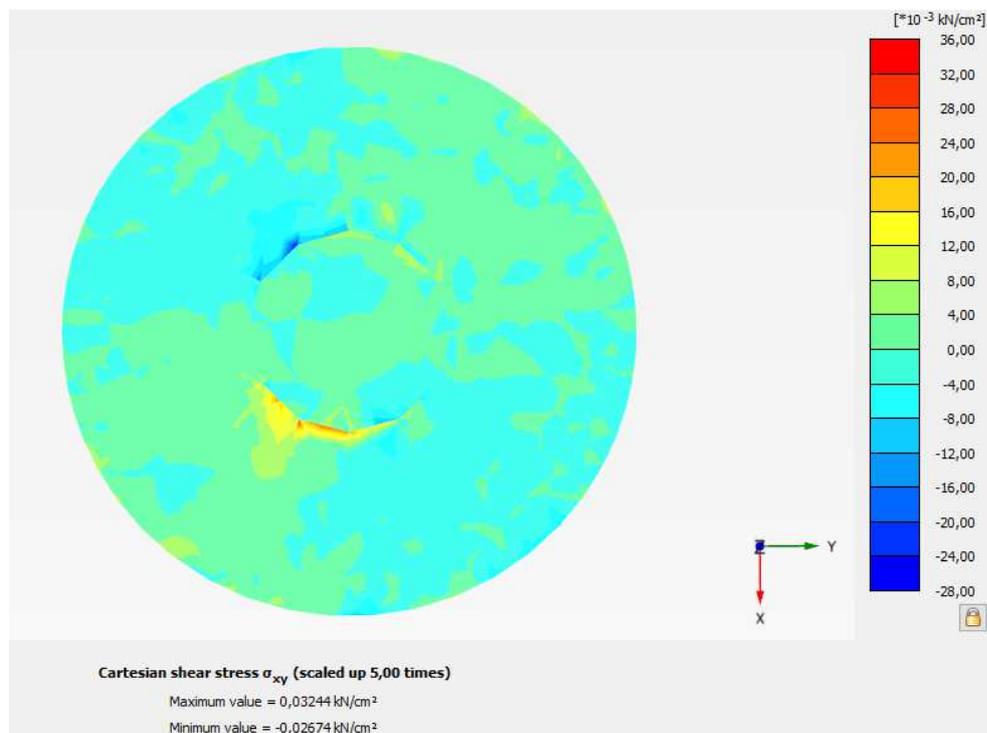
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 3– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm



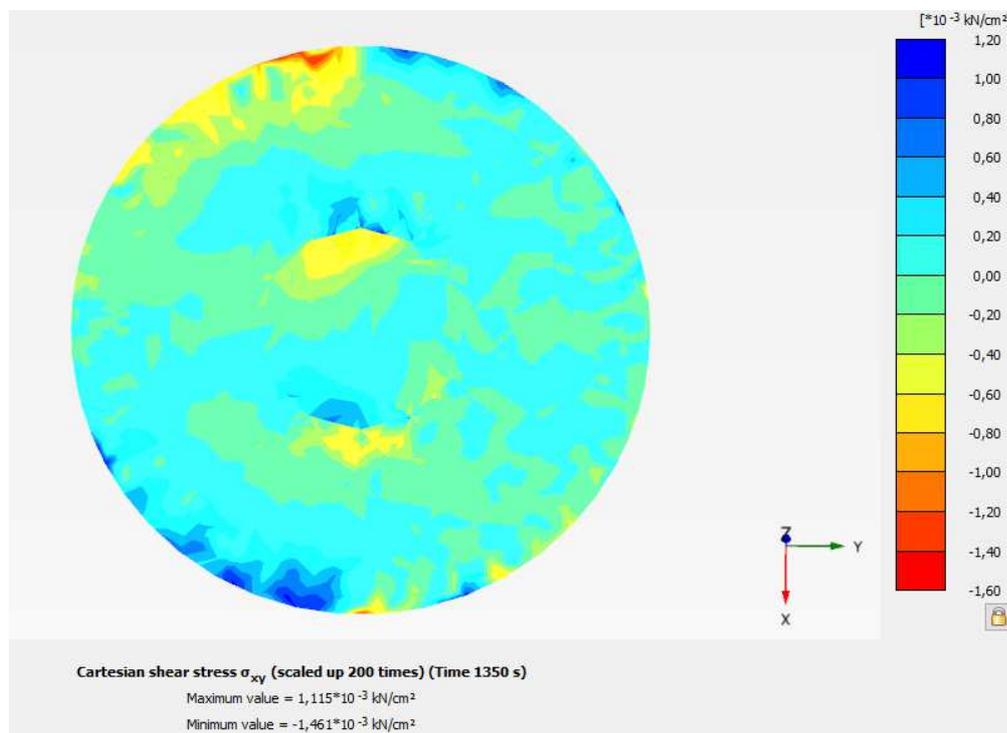
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 4– Tensão cisalhante no plano de ruptura para J20N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,7 cm



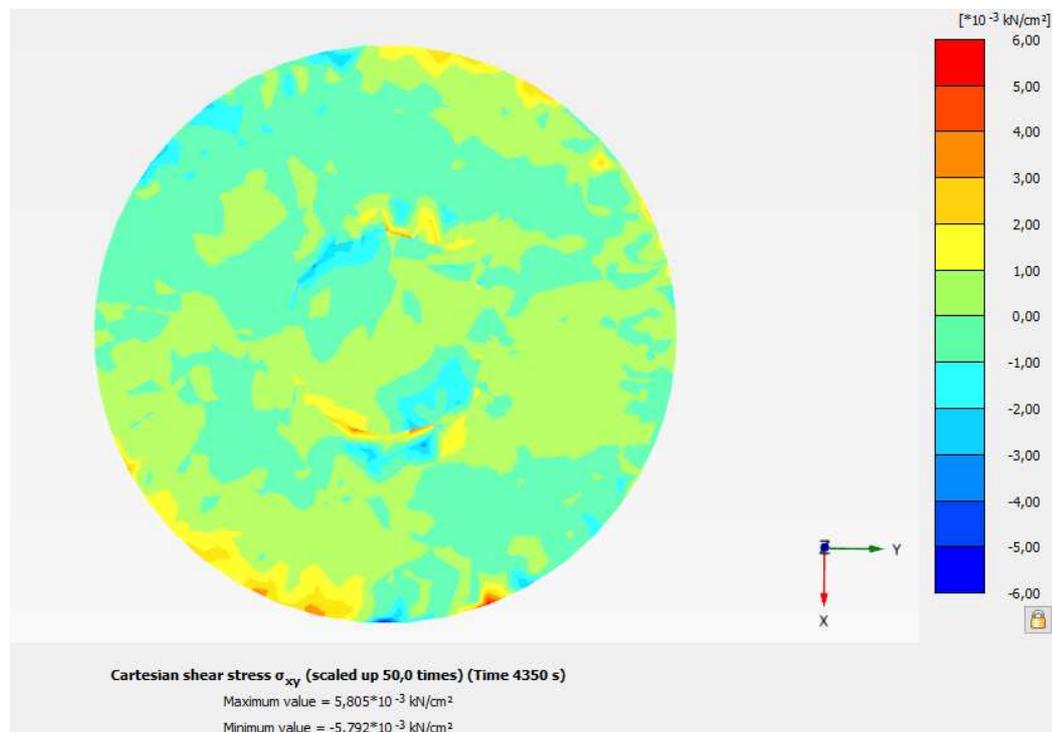
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 5 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T25C40F40, com deslocamento horizontal de 0,1 cm



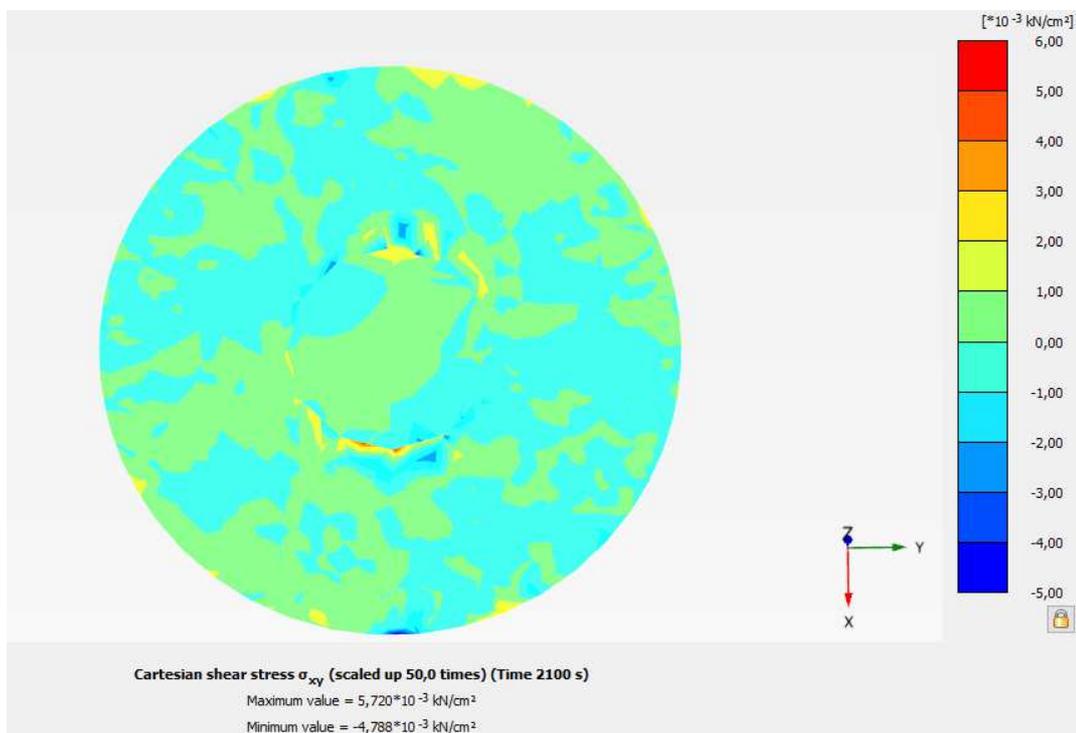
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 6 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T100C40F40, com deslocamento horizontal de 0,5 cm



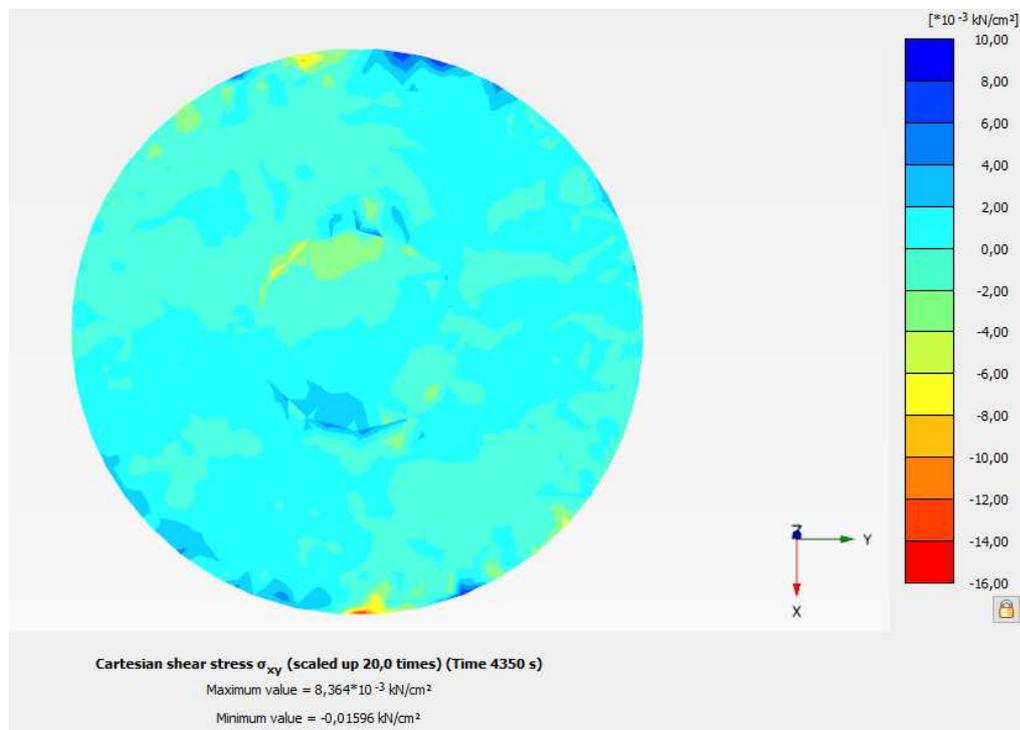
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 7 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T25C100F100, com deslocamento horizontal de 0,2 cm



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura D. 8 – Tensão cisalhante no plano de ruptura para J1,34N1T100C100F100, com deslocamento horizontal de 0,5 cm



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

### APÊNDICE E – TEORIA RAITHEL E HENNE (2000)

Tabela E.1 – Resultados dos parâmetros de resistência de pico substitutos para DR = 40%

$r_{geo}$ (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°) <sup>1</sup>	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta r_{geo}$ (m) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) <sup>2</sup>	$Ka,c^2$	$\sigma_{3,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\varphi'_{sub}$	$c'_{sub}$
0,01062	1,344	25,00	36,86	4,41	168,71	7,90E-05	0,94	0,25	42,20	37,38	0,94
		50,00	37,12	9,61	331,99	1,15E-04	1,37	0,25	82,09	37,50	1,38
		100,00	36,86	55,65	409,61	9,25E-05	1,10	0,25	102,45	37,11	1,10
		200,00	36,34	139,58	621,82	8,84E-05	1,05	0,26	159,08	36,49	1,04
	3,456	25,00	36,86	4,41	168,71	7,72E-05	0,92	0,25	42,20	37,36	0,92
		50,00	37,12	9,61	331,99	1,13E-04	1,35	0,25	82,09	37,50	1,35
		100,00	36,86	55,65	409,61	9,09E-05	1,08	0,25	102,45	37,10	1,08
		200,00	36,34	139,58	621,82	8,72E-05	1,04	0,26	159,08	36,49	1,03

<sup>1</sup> Ângulo de atrito de pico secante da areia com DR = 40% (ver Tabela 21).

<sup>2</sup> Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Tabela E.2 – Resultados dos parâmetros de resistência críticos substitutos para DR = 40%

$r_{geo}$ (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°) <sup>1</sup>	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta r_{geo}$ (m) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) <sup>2</sup>	$Ka,c^2$	$\sigma_{3,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\varphi'_{sub}$	$c'_{sub}$
0,01062	1,344	25,00	35,27	4,41	168,71	8,22E-05	0,98	0,27	45,19	35,78	0,95
		50,00	36,08	12,58	311,20	1,10E-04	1,31	0,26	80,53	36,45	1,29
		100,00	35,68	55,65	409,61	9,59E-05	1,14	0,26	107,83	35,92	1,11
		200,00	34,52	139,58	621,82	9,42E-05	1,12	0,28	171,95	34,68	1,07
	3,456	25,00	35,27	4,41	168,71	8,04E-05	0,96	0,27	45,19	35,77	0,93
		50,00	36,08	12,58	311,20	1,08E-04	1,29	0,26	80,53	36,45	1,26
		100,00	35,68	55,65	409,61	9,44E-05	1,12	0,26	107,83	35,92	1,10
		200,00	34,52	139,58	621,82	9,30E-05	1,11	0,28	171,95	34,68	1,05

<sup>1</sup> Ângulo de atrito de pico secante da areia com DR = 40% (ver Tabela 21).

<sup>2</sup> Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Tabela E.3 – Resultados dos parâmetros de resistência de pico substitutos para DR = 100%

$r_{geo}$ (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°) <sup>1</sup>	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta r_{geo}$ (m) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) <sup>2</sup>	$Ka, c^2$	$\sigma_{3,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\varphi'_{sub}$	$c'_{sub}$
0,01062	1,344	25,00	48,18	4,41	168,71	6,128E-05	0,73	0,15	24,63	48,75	0,96
		50,00	48,54	12,58	311,20	7,614E-05	0,91	0,14	44,58	48,93	1,20
		100,00	47,54	55,65	409,61	5,83E-05	0,69	0,15	61,82	47,76	0,89
		200,00	43,47	139,58	621,82	5,657E-05	0,67	0,18	114,94	43,59	0,78
	3,456	25,00	48,18	4,41	168,71	5,953E-05	0,71	0,15	24,63	48,74	0,93
		50,00	48,54	12,58	311,20	7,456E-05	0,89	0,14	44,58	48,92	1,17
		100,00	47,54	55,65	409,61	5,727E-05	0,68	0,15	61,82	47,75	0,88
		200,00	43,47	125,70	718,71	9,289E-05	1,11	0,18	132,85	43,64	1,29

<sup>1</sup> Ângulo de atrito de pico secante da areia com DR = 100% (ver Tabela 21).

<sup>2</sup> Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).

Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Tabela E.4 – Resultados dos parâmetros de resistência críticos substitutos para DR = 100%

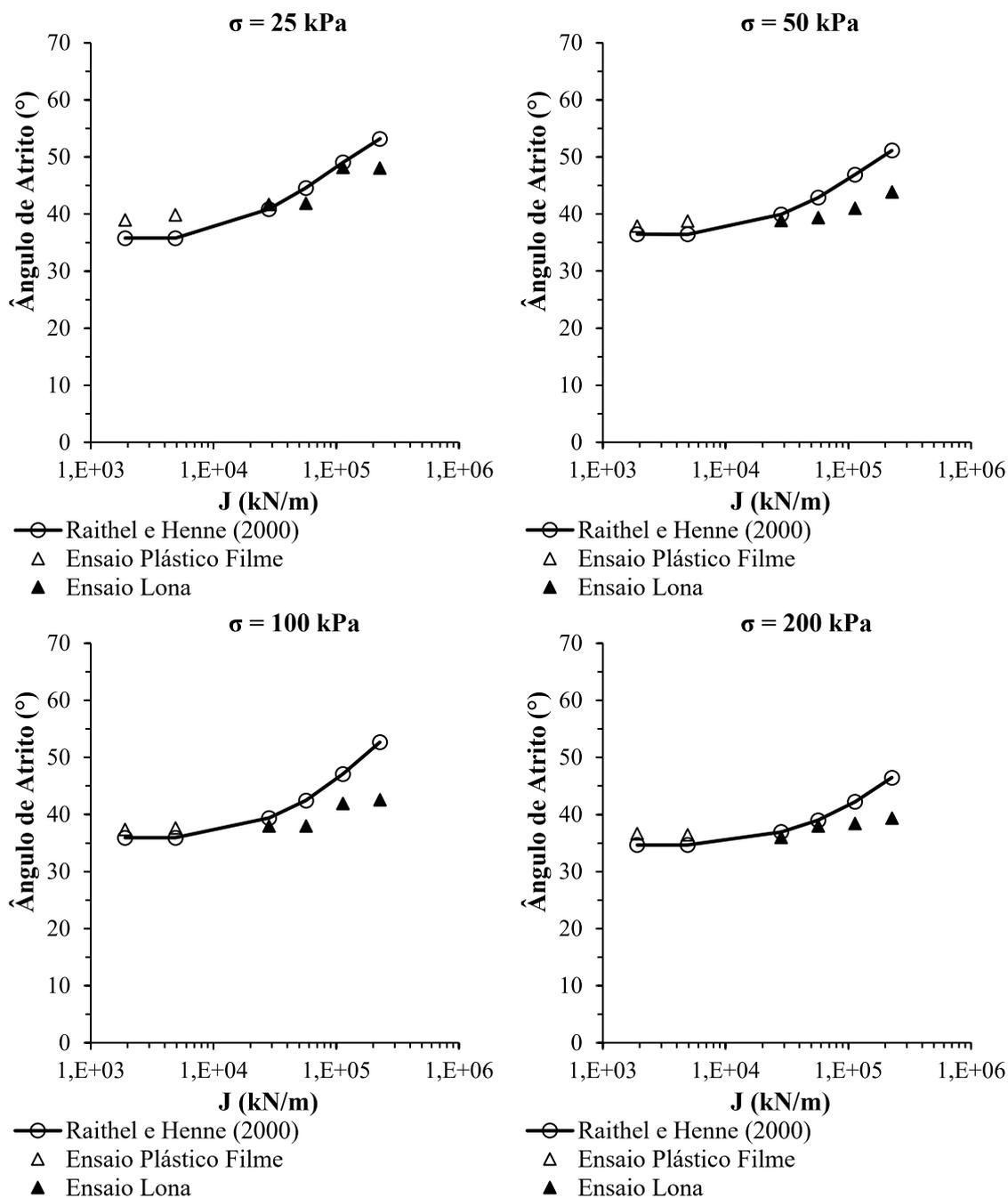
$r_{geo}$ (m)	J (kN/m)	$\Delta\sigma_{v,0}$ (kPa)	$\varphi'$ (°) <sup>1</sup>	$\Delta\sigma_{v,s}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{v,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\Delta r_{geo}$ (m) <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_{3,geo}$ (kPa) <sup>2</sup>	$Ka, c^2$	$\sigma_{3,c}$ (kPa) <sup>2</sup>	$\varphi'_{sub}$	$c'_{sub}$
0,01062	1,344	25,00	43,89	4,41	168,71	6,85E-05	0,82	0,18	30,56	44,45	0,96
		50,00	35,54	12,58	311,20	1,04E-04	1,24	0,26	82,40	35,90	1,21
		100,00	36,60	55,65	409,61	8,26E-05	0,98	0,25	103,60	36,82	0,98
		200,00	34,87	125,70	718,71	1,34E-04	1,60	0,27	195,87	35,06	1,53
	3,456	25,00	43,89	4,41	168,71	6,68E-05	0,80	0,18	30,56	44,43	0,93
		50,00	35,54	12,58	311,20	1,03E-04	1,23	0,26	82,40	35,89	1,19
		100,00	36,60	55,65	409,61	8,15E-05	0,97	0,25	103,60	36,82	0,97
		200,00	34,87	139,58	621,82	7,56E-05	0,90	0,27	169,47	34,99	0,86

<sup>1</sup> Ângulo de atrito de pico secante da areia com DR = 100% (ver Tabela 21).

<sup>2</sup> Valores calculados conforme formulação de célula unitária de Raithel e Kempfert (2000).

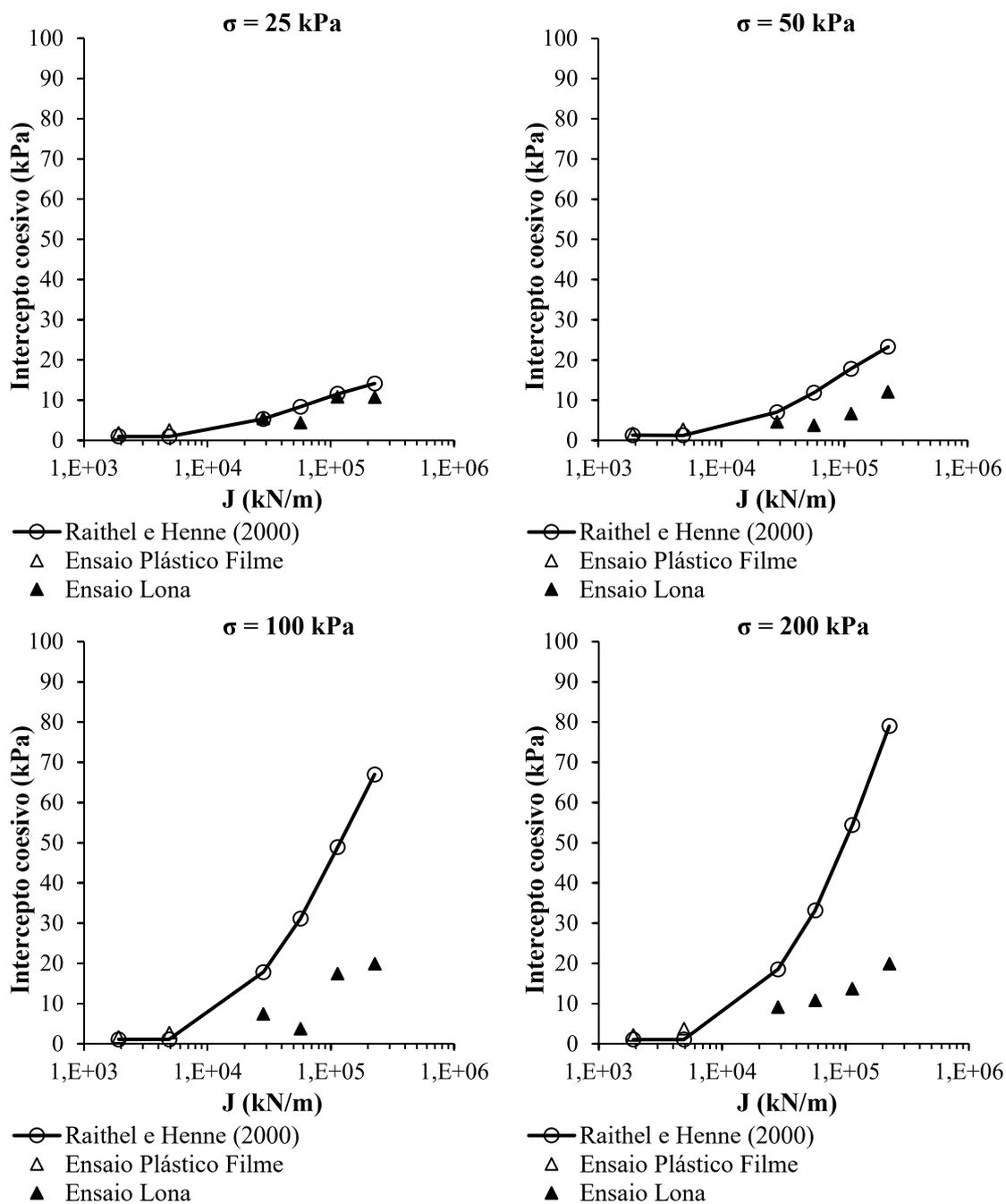
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura E.1– Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR40



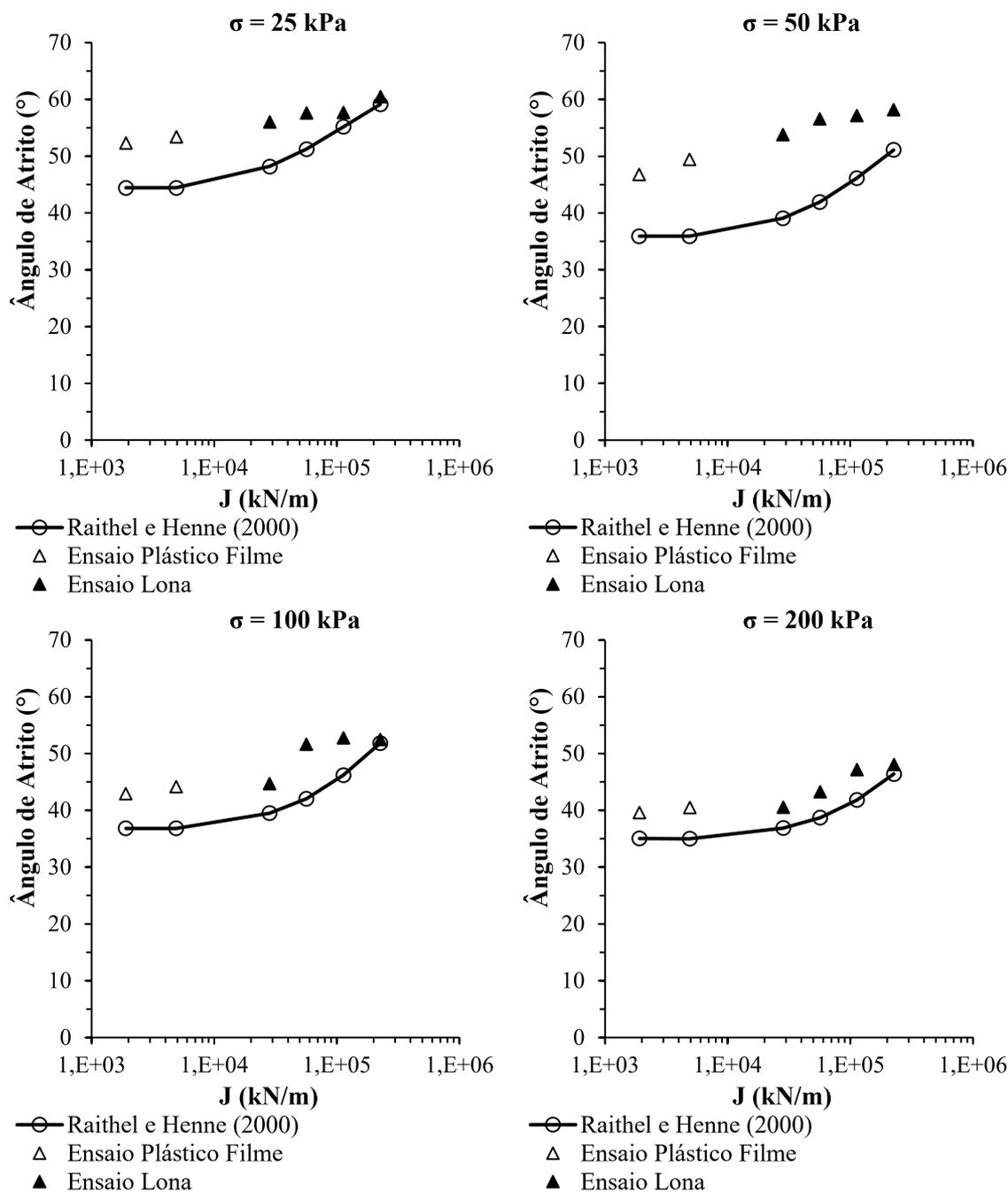
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura E.2– Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR40



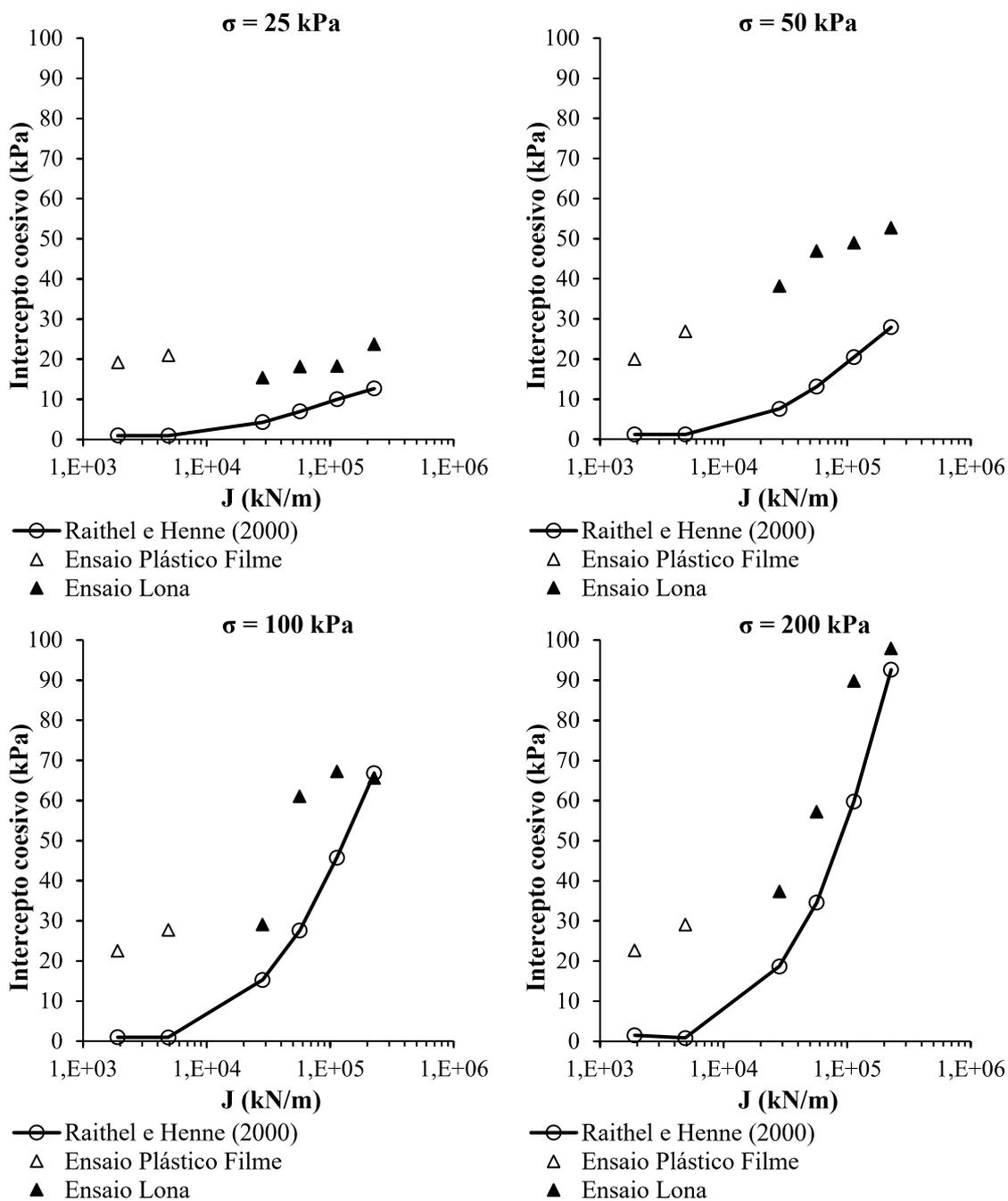
Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura E.3 – Ângulos de atrito críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).

Figura E.4 – Interceptos coesivos críticos substitutos para cada tensão confinante conforme a rigidez da camisa para DR100



Fonte: Elaborado pela autora (2022).