

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Tiane Maria Jaskulski

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE RAÍZES DE *Zoysia Japonica* NA
RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARENOSO**

Santa Maria, RS
2018

Tiane Maria Jaskulski

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE RAÍZES DE *Zoysia Japonica* NA RESISTÊNCIA
AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARENOSO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Co-Orientador: Prof. Dr. Fabrício Jaques Sutili

Santa Maria, RS
2018

Jaskulski, Tiane Maria
AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE RAÍZES DE ZOYSIA JAPONICA
NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARENOSO /
Tiane Maria Jaskulski.- 2018.
119 p.; 30 cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Fabrício Jaques Sutili
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2018

1. Ângulo de atrito interno 2. Intercepto de coesão
3. Ensaio de cisalhamento direto 4. Interação solo-raiz
5. Engenharia Natural I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa
II. Sutili, Fabrício Jaques III. Título.

Tiane Maria Jaskulski

**AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE RAÍZES DE *Zoysia Japonica* NA RESISTÊNCIA
AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARENOSO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para a obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

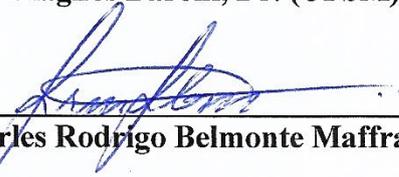
Aprovado em 25 de maio de 2018:



Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)



Magnos Baroni, Dr. (UFSM)



Charles Rodrigo Belmonte Maffra, Dr.

Santa Maria, RS
2018

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Raul e Inestia, que ao longo desses anos sempre estiveram ao meu lado me apoiando e incentivando a buscar pelo conhecimento e aperfeiçoamento. Agradeço o amor incondicional e aos princípios que me ensinaram ao longo da minha vida. Aos meus irmãos, Maristela, Valmir, Iracema e Tiago por todo o apoio e amor que existe nos nossos laços.

Ao meu namorado Tiago Ribas Junior, que esteve ao meu lado em todos os momentos me fortalecendo e me fazendo seguir em frente quando necessário. Muito obrigada a todo o carinho, compreensão e pela parceria nas nossas vidas.

Ao professor Rinaldo pela orientação, por compartilhar conhecimentos, dedicação em todas as etapas e pela confiança. Da mesma maneira, agradeço ao professor Sutili pelo apoio, ensinamentos e por disponibilizar a área de coleta das amostras. Muito obrigada por propiciarem a realização deste trabalho.

Ao professor Magnos e ao Charles pela disponibilidade de comporem a banca examinadora e por colaborarem com a troca de conhecimento e aperfeiçoamento dessa dissertação.

Aos meus colegas do GEOMA: Jéssica, Elisa, Ana, Juliana, Leila, Danieli, Thaís, Letícia, Gabriela e Ildomar pela amizade, alegrias e aflições compartilhadas e pela disponibilidade de ajuda quando foi necessária.

Não poderia deixar que agradecer a Universidade Federal de Santa Maria onde tive a oportunidade de realizar a graduação em Engenharia Sanitária e Ambiental e este mestrado. Agradeço a todos os professores que tive ao longo dessa trajetória por todos os ensinamentos repassados.

As secretárias Luciane e Rosa, aos laboratoristas João e Alisson por toda a atenção, dedicação e competência demonstradas.

À CAPES/CNPq pela concessão de bolsa de estudos durante o mestrado.

Meus sinceros agradecimentos a todos que de alguma forma contribuíram para a realização deste trabalho.

RESUMO

AVALIAÇÃO DA INFLUÊNCIA DE RAÍZES DE *Zoysia Japonica* NA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE UM SOLO ARENOSO

AUTORA: Tiane Maria Jaskulski
ORIENTADOR: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
CO-ORIENTADOR: Fabrício Jaques Sutili

A técnica de reforçar o solo com fibra natural (raízes) é conhecida há séculos e o emprego de material vegetativo para a sua estabilização faz parte dessa disciplina composta por um conjunto de técnicas, conhecida como Engenharia Natural. A vegetação contribui para a estabilidade do solo, principalmente pelo aumento da resistência ao cisalhamento via reforço oferecido pelas raízes, formando um sistema de reforço conhecido como solo-raiz. Mesmo com o crescente emprego da Engenharia Natural em obras de infraestrutura, ainda são praticamente escassas as informações sobre as propriedades técnicas das plantas utilizadas nestas intervenções. Nesse sentido, o presente trabalho tem como objetivo geral estudar a influência das raízes na resistência ao cisalhamento de um solo arenoso de origem aluvionar, localizado no distrito de Vale Vêneto em São João do Polêsine, Rio Grande do Sul. Para atingir os objetivos propostos foram realizados ensaios de cisalhamento direto com amostras indeformadas e com amostras reconstituídas em laboratório sem raízes e com adição de três diferentes taxas de raízes: 64, 127 e 191 raízes, provenientes da gramínea esmeralda (*Zoysia japonica* Steud). As condições de umidade das amostras utilizadas nos ensaios foram a natural e saturado para as tensões normais de 9, 15, 25, 50, 80, 100 e 200 KPa e para a condição de seco ao ar para tensões verticais de 25, 50, 80, 100 e 200 kPa. Além disso, foram realizados ensaios para a obtenção da curva de retenção de água do solo, ensaios de caracterização física e química do material em estudo. A partir da análise dos resultados obtidos no decorrer da pesquisa ficou evidenciado que as raízes proporcionam aumento nos parâmetros de resistência do solo em estudo e que estes são proporcionais ao incremento de raízes existentes no corpo de prova, bem como da condição de umidade do ensaio. Sendo evidenciados maiores valores dos parâmetros de resistência para as amostras secas ao ar e para as amostras inundadas os menores valores.

Palavras-Chave: Ângulo de atrito interno. Intercepto de coesão. Ensaio de cisalhamento direto. Interação solo-raiz. Engenharia Natural.

ABSTRACT

EVALUATION OF THE ROOT EFFECT OF *Zoysia japonica* Steud. ON THE SHEAR RESISTANCE OF A SANDY SOIL

AUTHOR: Tiane Maria Jaskulski
ADVISOR: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
CO-ADVISOR: Fabricio Jaques Sutili

The technique of strengthening the soil with natural fiber (roots) has been known for centuries and the use of vegetative material for its stabilization is part of this discipline composed by a set of techniques, known as natural engineering. The vegetation contributes to the stability of the soil, mainly by the increase of shear resistance via reinforcement offered by the roots, forming a reinforcement system known as soil-root. Even with the growing employment of Natural engineering in infrastructure works, the information on the technical properties of the plants used in these interventions is still scarce. In this sense, the present work aims to study the influence of the roots in the shear resistance of a sandy soil of alluvial origin, located in the Veneto Valley district in São João do Polêsine, Rio Grande do Sul. In order to achieve the proposed objectives, direct shear tests were carried out with undeformed samples and reconstituted samples in laboratory without roots and with the addition of three different root rates: 64, 127 and 191 roots, from the grassy Emerald (*Zoysia japonica* Steud). The humidity conditions of the samples used in the tests were natural and saturated for the normal tensions of 9, 15, 25, 50, 80, 100 and 200 kpa and for the dry air condition for vertical tensions of 25, 50, 80, 100 and 200 kpa. In addition, tests were carried out to obtain the soil water retention curve, tests of physical and chemical characterization of the material under study. From the analysis of the results obtained in the course of the research it was evidenced that the roots provide an increase in the parameters of resistance of the soil in study and that these are proportionate to the increase of existing roots in the sample, as well as of the Humidity condition of the assay. Been evidenced greater values of the resistance parameters for the air-dried samples and the flooded samples are shown in the smallest values.

Key words: Angle of internal friction. Cohesion intercept. Direct shear test. Soil-root Interaction. Soil Bioengineering

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Mecanismos de resistência ao cisalhamento.....	17
Figura 2.2 - Representação gráfica dos critérios de ruptura de Coulomb e Mohr.....	20
Figura 2.3 - Critério de ruptura Mohr-Colomb.....	22
Figura 2.4 - Gráfico da tensão de cisalhamento e variação da altura do corpo de prova em função do deslocamento cisalhante para areia seca compacta e fofa no ensaio de cisalhamento direto.	24
Figura 2.5 – Curvas características de retenção de água no solo para três solos distintos.....	28
Figura 2.6 - Processo de ancoragem pelas raízes.	31
Figura 2.7 - Efeito do reforço do solo originado pelas raízes.....	36
Figura 2.8 - Modelo de raiz perpendicular no reforço do solo.	37
Figura 2.9 - Influência do reforço de raízes na resistência ao cisalhamento de areias densas.	40
Figura 3.1 - Metodologia da pesquisa.	41
Figura 3.2 - Local da coleta de solo no distrito de Vale Vêneto - RS.	42
Figura 3.3 - Procedimento de coleta de amostras indeformadas.	43
Figura 3.4 - Fluxograma das etapas da caracterização do solo.	44
Figura 3.5 - Equipamentos utilizados para a classificação MCT.	46
Figura 3.6 - Equipamento para a realização do ensaio de cisalhamento direto (a); caixa de cisalhamento bipartida: início do ensaio (b) e no fim do ensaio (c).....	48
Figura 3.7 - Condições previstas para o ensaio de cisalhamento direto.	49
Figura 3.8 - Etapas para a confecção dos corpos de prova reconstituídos em laboratório.....	51
Figura 3.9 - Detalhamento das raízes da gramínea esmeralda utilizadas nos ensaios.....	52
Figura 3.10 – Quantidade de raízes equivalente à RAR 0,5%, 1,0% e 1,5%.....	53
Figura 4.1 - Curvas granulométricas médias para o solo com (C/D) e sem (S/D) defloculante.	56
Figura 4.2 - Ábaco da classificação MCT.	57
Figura 4.3 - Ábaco de classificação Método Expedito das Pastilhas.	58
Figura 4.4 - Curva de compactação.	59
Figura 4.5 - Curva característica - Modelo de Van Genuchten (1980).	61
Figura 4.6 - Amostras de solo na condição de umidade natural reconstituídas com raízes após o ensaio de cisalhamento direto.....	65
Figura 4.7 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras indeformadas -umidade natural.	67
Figura 4.8 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural.	68
Figura 4.9 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural – R64.	69
Figura 4.10 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas-umidade natural – R127.....	70
Figura 4.11 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural – R191.....	71
Figura 4.12 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento para a tensão normal de 80 kPa.....	73
Figura 4.13 - Gráfico tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento para a tensão normal de 25 kPa.	74
Figura 4.14 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio natural.	77

Figura 4.15 - Amostras reconstituídas com raízes na condição inundada após o ensaio de cisalhamento direto.	79
Figura 4.16 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras indeformadas – condição de umidade inundada.	81
Figura 4.17 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada.	82
Figura 4.18 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R64.	83
Figura 4.19 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R127.	84
Figura 4.20 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R191.	85
Figura 4.21 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento para a tensão normal de 50 kPa.	87
Figura 4.22 - Tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento para a tensão normal de 15 kPa.	88
Figura 4.23 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio inundado.	90
Figura 4.24 - Amostras reconstituídas na presença de raízes na condição seca ao ar após o ensaio de cisalhamento direto.	93
Figura 4.25 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras indeformadas – condição de umidade seca ao ar.	94
Figura 4.26 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar.	95
Figura 4.27 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R64.	96
Figura 4.28 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R127.	97
Figura 4.29 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R191.	98
Figura 4.30 - Gráfico tensão cisalhante <i>versus</i> deslocamento para a tensão normal de 25 kPa.	101
Figura 4.31 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio seco ao ar.	102
Figura 4.32 - Comparação entre as envoltórias de ruptura de amostras indeformadas e amostras reconstituídas sem raízes.	104
Figura 4.33 - Aumento do ângulo de atrito com o incremento de raízes.	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes.....	18
Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos e limite de consistência.	54
Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de granulometria com e sem o uso de defloculante.....	55
Tabela 4.3 - Índices para a classificação MCT.....	57
Tabela 4.4 - Resultados do Método Expedito das Pastilhas.....	58
Tabela 4.5 - Resultados compactação Mini-Proctor.....	58
Tabela 4.6 - Resumo dos resultados da análise química.	59
Tabela 4.7 - Dados da curva característica.	61
Tabela 4.8 - Índices físicos das amostras indeformadas, utilizados para moldar os corpos de prova reconstituídos.....	62
Tabela 4.9 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade natural.	64
Tabela 4.10 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas e baixas tensões dos ensaios na condição de umidade natural.....	66
Tabela 4.11 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a umidade natural.	72
Tabela 4.12 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de umidade natural.	75
Tabela 4.13 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade inundado.	78
Tabela 4.14 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas e baixas tensões dos ensaios na condição de umidade inundado.....	80
Tabela 4.15 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a condição inundado.....	86
Tabela 4.16 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de umidade inundada. A hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05.	89
Tabela 4.17 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade seca ao ar.....	91
Tabela 4.18 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas tensões dos ensaios na condição de umidade seca ao ar.	93
Tabela 4.19 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a condição seca ao ar.	99
Tabela 4.20 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de seco ao ar. A hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05.	101
Tabela 4.21 - Parâmetros de cisalhamento para as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes.....	103

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 – Ensaio de determinação de tensão-deformação.....	19
Quadro 2.2 - Critérios de ruptura.....	22
Quadro 2.3 - Padrão de raízes.....	32
Quadro 2.4 - Resumo dos efeitos benéficos e adverso das plantas.....	33

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	OBJETIVOS.....	14
1.1.1	Objetivo geral	14
1.1.2	Objetivos específicos	14
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	14
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	16
2.1	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS	16
2.1.1	Critério de ruptura de Mohr-Coulomb	20
2.1.2	Comportamento típico das areias	23
2.1.3	Fatores que influenciam nos parâmetros de cisalhamento	24
<i>2.1.3.1</i>	<i>Sucção</i>	<i>26</i>
2.2	INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	29
2.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SISTEMA SOLO-RAÍZ	34
3	MATERIAL E MÉTODOS	41
3.1	ETAPA DE GABINETE.....	41
3.2	ETAPA DE CAMPO.....	42
3.3	ETAPA DE LABORATÓRIO	44
3.3.1	Ensaio de caracterização física e química	44
3.3.2	Metodologia MCT	45
3.3.3	Determinação da curva característica	47
3.3.4	Ensaio de cisalhamento direto	47
<i>3.3.4.1</i>	<i>Preparação dos corpos de prova</i>	<i>50</i>
3.4	ANÁLISE DOS DADOS	53
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	54
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO – CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA	54
4.2	CLASSIFICAÇÃO MCT	56
4.3	ANÁLISE QUÍMICA	59
4.4	CURVA CARACTERÍSTICA.....	60
4.5	CISALHAMENTO DIRETO	62
4.5.1	Ensaio na condição de umidade natural	63
4.5.2	Ensaio na condição de umidade inundado	77
4.5.3	Ensaio na condição de umidade secos ao ar	91
4.5.4	Comparação dos resultados para as três umidades ensaiadas	103
5	CONCLUSÕES	107
	REFERÊNCIAS	109

ANEXO A – ANÁLISE QUÍMICA DO SOLO.....	117
ANEXO B - ANÁLISE CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO	118

1 INTRODUÇÃO

Com o avanço das ações antrópicas e o conseqüente crescimento desorganizado e sem planejamento das áreas urbanas é comumente realizado o desmatamento de áreas de proteção ambiental, que possuem diversas finalidades, entre elas a estabilidade geológica, a proteção do solo e a conservação das margens dos recursos hídricos. Desse modo, os fenômenos de deslizamentos de encostas e processos erosivos relacionados à retirada da cobertura vegetal são acelerados, proporcionando aumento de áreas de riscos o que podem ocasionar perdas econômicas e sociais de grandes proporções. Tais fenômenos podem ser evitados ou minimizados realizando-se obras para estabilização das áreas afetadas, onde uma das abordagens interventivas que podem ser empregadas para esta finalidade pode seguir a linha da Engenharia Natural.

Em intervenções que utilizam a Engenharia Natural a vegetação tem sido uma ferramenta para auxiliar na recuperação do solo, controlar a erosão e estabilizar encostas, proporcionando desse modo, a solução de problemas estruturais de estabilização geotécnica e hidráulica. As técnicas utilizando os princípios da Engenharia Natural para contenção de solos apresentam, em geral, um custo reduzido em comparação com outros métodos de estabilização, bem como proporciona maior interação com o meio ambiente ao projetar ecossistemas em equilíbrio dinâmico (SCHIECHTL, 1992; SOUSA; SUTILI, 2017).

O aumento da resistência ao cisalhamento do solo é um dos quesitos positivos que as fibras das raízes de plantas proporcionam, que ocorre pela transferência das tensões cisalhantes, que se desenvolvem na matriz do solo, para as fibras, por meio do atrito na interface ao longo da extensão das fibras que estão fixas. Quando o cisalhamento ocorre, a fibra é deformada causando um alongamento e mobilizando a resistência da mesma (GRAY; SOTIR, 1996). Desse modo, as raízes das plantas empregadas nas técnicas de Engenharia Natural são selecionadas e utilizadas para a estabilização dos solos a partir dos seus benefícios mecânicos e hidrológicos.

As obras para estabilização do solo utilizando as técnicas de Engenharia Natural estão cada vez mais tendo maior visibilidade e empregabilidade no Brasil, por se tratarem de uma alternativa de baixo custo quando comparada as tradicionais intervenções de engenharia, por apresentar estudos comprobatórios da sua eficácia na estabilização dos solos, além disso por proporciona uma alternativa ecológica que contribui com a sustentabilidade.

Entretanto, ainda são poucas as informações quantitativas que determinem as propriedades técnicas das raízes das vegetações utilizadas nas intervenções de Engenharia

Natural, principalmente em nível nacional, impedindo que as plantas sejam incluídas de maneira mais analítica nos projetos. Desse modo, geralmente o incremento da resistência ao cisalhamento dos solos proporcionado pelas raízes não são consideradas nos projetos de Engenharia Natural, resultando que as plantas são empregadas apenas para os usos com fins ecológicos, paisagísticos e estéticos (MAFFRA, 2018).

Desse modo, nota-se que existe, especialmente para aplicações em obras de Engenharia Natural, a demanda por informações quantitativas da contribuição das raízes sobre a influência da resistência ao cisalhamento do solo (intercepto de coesão e ângulo de atrito interno). O presente trabalho busca, nesse sentido, contribuir em gerar informações que melhorem o entendimento desses parâmetros analisando as raízes da gramínea esmeralda (*Zoysia japonica* Steud.).

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

O presente trabalho tem como objetivo avaliar a influência das raízes da gramínea esmeralda (*Zoysia japonica* Steud) na resistência ao cisalhamento, por meio de ensaios de cisalhamento direto de um solo arenoso de origem aluvionar.

1.1.2 Objetivos específicos

- a) Realizar a caracterização física, química e mineralógica do solo;
- b) Avaliar o efeito da estrutura do solo na resistência ao cisalhamento (amostras indeformadas e reconstituídas);
- c) Avaliar o efeito da sucção na resistência ao cisalhamento do solo (amostras indeformadas e reconstituídas);
- d) Avaliar três diferentes taxas de raízes nos parâmetros de resistência do solo: ângulo de atrito interno e intercepto coesivo.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação é composta por cinco capítulos. No Capítulo 1 é apresentado o tema, bem como os objetivos e a sua organização. No Capítulo 2 é apresentada a revisão da literatura,

abrangendo os principais temas em estudo: a resistência ao cisalhamento e os fatores que influenciam esse parâmetro, como por exemplo a sucção, a influência da vegetação na estabilização dos solos e como suas raízes podem alterar na resistência ao cisalhamento.

No Capítulo 3 é descrita a metodologia aplicada nesta pesquisa, que envolve a etapa de gabinete, de campo e de laboratório destacando todas as fases que foram desenvolvidas. Já no Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos referentes à influência das raízes na resistência ao cisalhamento do solo em estudo. O Capítulo 5 é composto pelas conclusões do estudo realizado, que evidenciam os principais aspectos dos resultados obtidos e são apresentadas algumas sugestões para a continuidade da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentado uma breve revisão da literatura sobre os temas bases deste trabalho de modo a proporcionar melhor entendimento da pesquisa e métodos utilizados. Primeiramente, apresentam-se alguns conceitos e definições referentes a resistência ao cisalhamento dos solos, bem como os principais fatores que influenciam a sua resistência. A seguir, descreve-se a influência que a vegetação proporciona na estabilização dos solos e como as raízes das plantas podem influenciar nos parâmetros de resistência dos solos.

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

A resistência ao cisalhamento de um solo pode ser definida como a máxima tensão de cisalhamento que um solo pode resistir antes da ruptura ou a tensão de cisalhamento do solo no plano em que estiver ocorrendo à ruptura (LAMBE; WHITMAN, 1969). Portanto, é considerada a resistência interna por área unitária que a massa de solo pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano no seu interior. Para se analisar os problemas de estabilidades do solo, tais como capacidade de carga, estabilidade de taludes e pressão lateral em estruturas de contenção de terra é necessário entender a natureza da resistência ao cisalhamento (DAS, 2007).

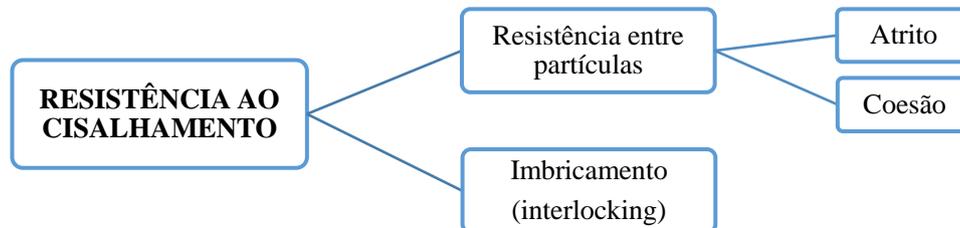
A ruptura por cisalhamento ocorre quando as tensões entre as partículas são tais que deslizam ou rolam umas sobre as outras. Portanto, pode-se dizer que a resistência ao cisalhamento depende da interação entre as partículas, e esta interação pode ser dividida em duas categorias: a resistência por atrito e a resistência por coesão, devido ao intercepto coesivo. A coesão e o atrito são conhecidos como os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos. Além disso, a resistência ao cisalhamento depende do imbricamento que se refere à resistência adicional causada pelas diferenças nos arranjos entre as partículas (Figura 2.1).

Conforme Vargas (1977), de forma intuitiva, a coesão é aquela resistência que a fração argilosa empresta ao solo, pelo qual ele se torna capaz de se manter coeso em forma de torrões ou blocos, ou pode ser cortado em formas diversas e manter esta forma. Os solos que têm essa propriedade chamam-se coesivos. Os solos não coesivos, areias puras e pedregulhos, desagregam-se facilmente ao serem cortados ou escavados.

A coesão pode ser definida como a força de atração entre as superfícies das partículas do solo. Parker et al. (2008) explicam que a coesão pode ser dividida em coesão específica e coesão aparente. A coesão específica é resultado do efeito dos agentes cimentantes, como teor

de óxidos de ferro (Fe) e alumínio (Al) e de argilas silicatadas, bem como o resultado da atração entre partículas próximas por forças eletrostáticas (MITCHELL; SOGA, 2005).

Figura 2.1 - Mecanismos de resistência ao cisalhamento.



Fonte: Gesrcovich (2016)

A coesão aparente, normalmente é atribuída à solos não saturados e pode ser definida como o resultado da tensão superficial da água nos poros do solo, formando menisco capilares de água entre as partículas dos solos aproximando-as. Muitas vezes emprega ao solo uma coesão que não é própria dele, porém quando o mesmo perde ou ganha umidade a coesão aparente diminui (FREDLUND; RAHARDJO, 1993). Portanto, a coesão é um processo de atração entre partículas, o qual podem ocorrer pelo fenômeno de cimentação (coesão real/verdadeira) e por forças capilares, através da sucção matricial (coesão aparente) (PINTO, 2006; PORTOCARRERO et al., 2006).

A resistência por atrito entre as partículas depende do coeficiente de atrito, e pode ser definida como a força tangencial necessária para ocorrer o deslizamento de um plano, em outro paralelamente a este. Esta força também é proporcional à força normal ao plano. O ângulo formado entre a força normal e a resultante das forças, tangencial e normal, é o ângulo de atrito interno do solo (ϕ), sendo o máximo ângulo que a força cisalhante pode ter com a normal ao plano sem que haja deslizamento (FIORI; CARMIGNANI, 2009).

Ângulo de atrito é, portanto, o ângulo máximo que a força transmitida ao solo pode fazer com a força normal à superfície de contato, sem que haja o cisalhamento do solo no plano de ruptura. Este ângulo representa as características friccionais entre as partículas do solo, e é dependente de fatores como densidade do solo, percentagem e tipo de argilomineral, tamanho e forma dos grãos de areia do solo. O ângulo de atrito interno é alterado quando a densidade do solo é modificada.

Braida et al. (2007) identificaram menores valores de ângulo de atrito para amostras com maiores teores de matéria orgânica. Da mesma forma, quanto maior for a presença da

fração argila, menor será o ângulo de atrito interno das partículas do solo (Al-SHAYEA, 2001; PARKER et al., 2008; SILVA, CARVALHO, 2007.).

Lebert e Horn (1991) explicam que em solos arenosos, a resistência ao cisalhamento depende basicamente do atrito entre as partículas, distribuição de diâmetro dos grãos e grau de compactação do solo. Os autores Caputo (1976), Das (2007), Ortigão (2007) e Pinto (2006) apresentam valores típicos de ângulo de atrito para solos arenosos, que variam de 25° a 48°, dependendo do grau de compactidade, da granulometria, do tamanho e da forma dos grãos. A Tabela 2.1 apresenta os valores apresentados por Das (2007). Enquanto que para solos argilosos, a resistência ao cisalhamento depende não só do atrito entre partículas, mas também da coesão do solo e da sua estabilidade estrutural.

Tabela 2.1 - Valores típicos do ângulo de atrito para areias e siltes.

Tipo de solo	Ângulo de atrito interno (ϕ)
<i>Areia: Grãos arredondados</i>	
Fofa	27° - 30°
Média	30° - 35°
Compacta	35° - 38°
<i>Areia: Grãos angulares</i>	
Fofa	30° - 35°
Média	35° - 40°
Compacta	40° - 45°
<i>Pedregulho com alguma areia</i>	34° - 48°
<i>Siltes</i>	26° - 35°

Fonte: Das (2007)

O imbricamento é definido como o trabalho adicional necessário para movimentar uma partícula ascendente, quando se provoca um deslizamento horizontal nas partículas. No solo fofo, por exemplo, o esforço realizado para ocorrer o cisalhamento tem de vencer exclusivamente a resistência entre os grãos. Enquanto que no solo denso existe um trabalho adicional para superar o imbricamento entre partículas e uma tendência de expansão volumétrica (dilatância) durante o cisalhamento. Portanto, quanto mais denso for o solo, maior será a parcela de imbricamento e, conseqüentemente, maior será a resistência do solo (GERSCOVICH, 2016).

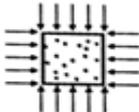
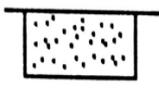
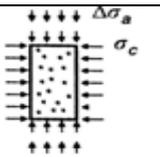
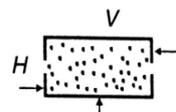
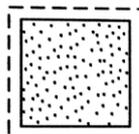
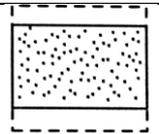
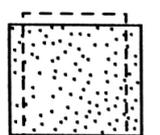
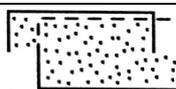
Em intervenções de engenharia que envolvem conhecimentos geotécnicos onde são dimensionadas estruturas de contenção de solo é necessário o estudo da resistência ao cisalhamento do solo em questão. Desse modo, é de extrema importância a realização de ensaios

para se determinar os parâmetros de resistência do solo, sendo o ensaio de cisalhamento direto bastante efetivo e empregado.

O ensaio de cisalhamento direto consiste no mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. Onde é avaliado a resistência do solo em um único plano horizontal (HILLEL, 1998; REICHERT et al., 2010) pela aplicação de uma tensão normal e de uma tensão de cisalhamento perpendicular, aplicada com uma taxa constante até que ocorra ruptura (FREDLUND; VANAPALLI, 2002). Seu objetivo principal é a obtenção da envoltória de resistência do solo e seus principais parâmetros são a coesão e ângulo de atrito.

Existem outros ensaios para a determinação em laboratório da tensão-deformação dos solos mais comumente empregados na Engenharia Geotécnica. Dentre os principais estão a compressão isotrópica, adensamento, compressão triaxial e o ensaio de cisalhamento direto, onde as condições básicas, os tipos de deformações e bem como as finalidades de cada um dos ensaios estão apresentados no Quadro 2.1. Diversos autores relatam mais detalhadamente as técnicas dos ensaios, os equipamentos utilizados que envolvem a compressibilidade e resistência dos solos e podem ser consultados para maiores detalhes em referências como: Bishop e Henkel (1962); Bromhead (1979); Lambe e Whitman (1969).

Quadro 2.1 – Ensaios de determinação de tensão-deformação.

Ensaio	Compressão isotrópica	Adensamento	Compressão triaxial	Cisalhamento direto
Condições básicas	 $\sigma_1 = \sigma_3$	 Deformação horizontal nula	 σ_c constante aplicando $\Delta\sigma_a$	 V constante, aplicando H
Tipo de deformação	 Volumétrica	 Volumétrica principalmente, embora com alguma distorção	 Distorção e volumétrica	 Distorção principalmente com certa deformação volumétrica
Finalidade	Estudo de deformações volumétricas puras	Muito simples; aproxima-se das condições de campo	Ensaio para estudos tensão-deformação e propriedades de resistência	Ensaio simples para determinar a resistência ao cisalhamento

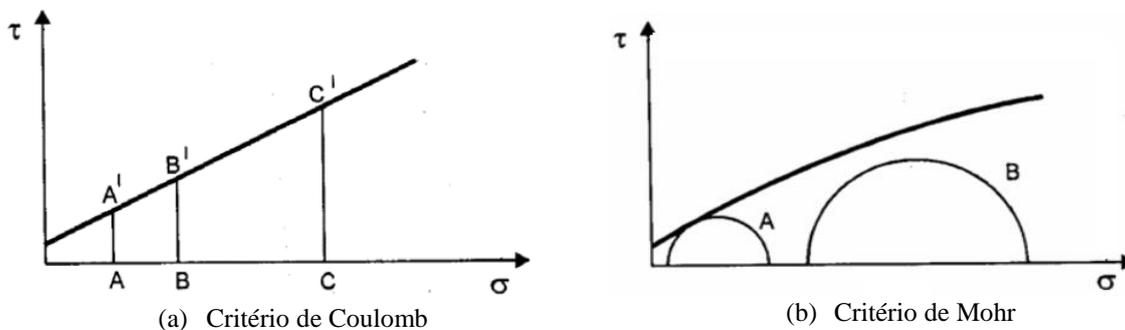
2.1.1 Critério de ruptura de Mohr-Coulomb

A análise do estado de tensões através de critérios de ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento de solos. Onde os critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorre a ruptura dos materiais, estabelecendo máximas tensões de compressão, tração ou de cisalhamento. Dentre os critérios de ruptura por cisalhamento que melhor representam o comportamento dos solos estão os critérios de Coulomb e de Mohr.

O critério de Coulomb define que não há ruptura se a tensão de cisalhamento não ultrapassar um valor dado pela expressão: $c + f \cdot \sigma$. Sendo c e f são denominados, respectivamente, coesão e coeficiente de atrito interno e σ a tensão normal existente no plano de cisalhamento.

O critério de Mohr expressa que não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material. A Figura 2.2 apresenta a representação gráfica dos critérios de ruptura de Coulomb e Mohr.

Figura 2.2 - Representação gráfica dos critérios de ruptura de Coulomb e Mohr.



Fonte: Pinto (2000).

Como envoltórias curvas são de difícil aplicação, as envoltórias de Mohr são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam à envoltória. Definida uma reta, seu coeficiente linear (c) não terá mais o sentido de coesão, pois esta parcela de resistência, conceitualmente, independe da tensão normal, razão pela qual o coeficiente c passa a ser chamado de intercepto de coesão. Dessa maneira, o critério de Mohr se assemelha ao de Coulomb, fazendo com que ele passasse a ser denominado critério de Mohr-Coulomb.

Considerando em um plano genérico no interior do subsolo, a tensão atuante não é necessariamente normal ao plano. Ela pode ser decomposta numa componente normal e em outra paralela ao plano. A componente normal é chamada de tensão normal (σ) e a componente tangencial, tensão cisalhante (τ). A análise do estado de tensões que provoca a ruptura é o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos. A resistência ao cisalhamento de solos é normalmente dada pelo critério de ruptura de Mohr-Coulomb de acordo com a Equação 2.1.

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (2.1)$$

Onde: τ = resistência ao cisalhamento; c = intercepto de coesão ou intercepto de coesão; σ = tensão normal no plano de ruptura; ϕ = ângulo de atrito interno ou ângulo de resistência ao cisalhamento.

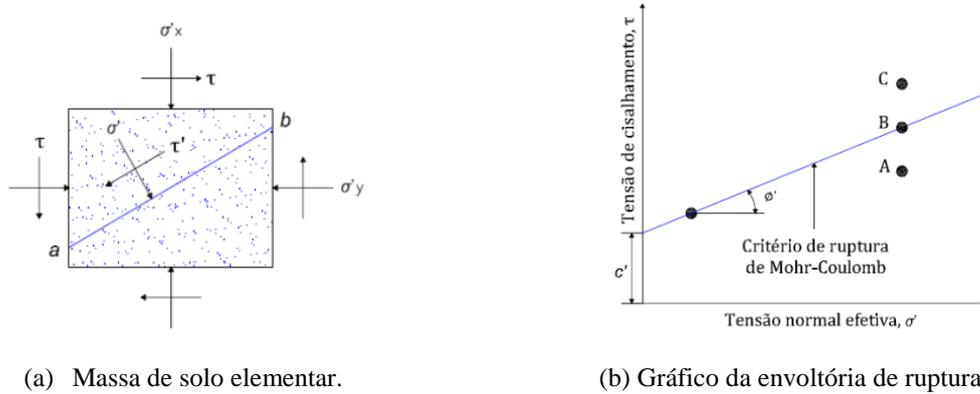
Em um solo saturado, a tensão normal total em um ponto é dada pela soma da tensão efetiva (σ') e a poropressão (u) ou seja, $\sigma = \sigma' + u$. Onde a tensão efetiva é suportada pelos sólidos do solo. Assim na Equação 2.2 o critério de ruptura de Mohr-Coulomb é expresso em termos de tensão efetiva.

$$\tau = c' + \sigma' \operatorname{tg} \phi' \quad (2.2)$$

Onde: c' = coesão e ϕ' = ângulo de atrito, com base na tensão efetiva.

Portanto, as Equações 2.1 e 2.2 são expressões da resistência ao cisalhamento com base na tensão total e na tensão efetiva, respectivamente. A Equação 2.2 pode ser explicada através da Figura 2.3, que mostra uma massa de solo elementar. No item (a) demonstra a tensão normal efetiva e a tensão de cisalhamento σ' e τ , respectivamente, no plano ab e o item (b) mostra o gráfico da envoltória de ruptura. Se as magnitudes de σ' e τ no plano ab são representadas graficamente como o ponto A na Figura 2.3 (b), a ruptura por cisalhamento não ocorrerá, o que caracteriza um estado de estabilidade. Se a tensão normal e a tensão de cisalhamento no plano ab são representadas como o ponto B (que se enquadra na envoltória de ruptura), a ruptura ocorrerá ao longo do plano. Um estado de tensão em um plano representado pelo ponto C não pode existir, pois ele é representado graficamente acima da envoltória de ruptura e a ruptura por cisalhamento já teria ocorrido (DAS, 2009).

Figura 2.3 - Critério de ruptura Mohr-Colomb.



Fonte: Das, 2009.

Conforme Gerscovich (2012) a ruptura é um estado de tensões arbitrário, definido pela curva tensão *versus* deformação e varia conforme o critério adotado. Além do critério de ruptura de Mohr-Colomb, existem os critérios de Rankine e Tresca que se assemelham no estabelecimento da curva tensão x deformação, mas diferem na definição dos estados de tensão possíveis. Para Rankine, as tensões são estáveis, desde que as tensões normais sejam inferiores a um valor máximo. Tresca estabelece a tensão cisalhante máxima como o limite de ruptura (Quadro 2.2).

Quadro 2.2 - Critérios de ruptura

Critério	Condição	Determinação experimental	Envoltória de ruptura.
Rankine	A ruptura ocorre quando a tensão de tração se iguala à tensão normal máxima ($\sigma_{m\acute{a}x}$) observada em ensaio de tração confinada.		
Tresca	A ruptura ocorre quando a tensão de cisalhamento se iguala à tensão cisalhamento máxima ($\tau_{m\acute{a}x}$) observada em ensaio de tração não confinada.		

Fonte: Gerscovich (2016)

2.1.2 Comportamento típico das areias

De acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995), o grupo de solos cujo diâmetro das partículas esteja entre 0,06 mm e 2,0 mm é definido como areia, e devido ao tamanho das partículas, também é tratado na geotecnia como materiais granulares.

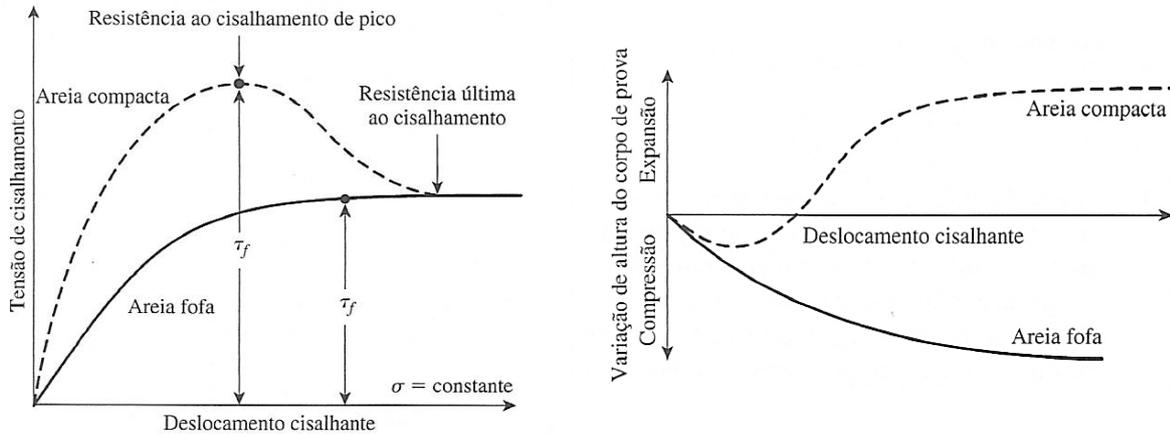
A principal característica das areias está relacionada a sua alta permeabilidade, permitindo que as pressões neutras se dissipem durante o próprio processo de carregamento. Por esse motivo, a análise do comportamento das areias é, em geral, realizada desconsiderando a presença de poropressão (VARGAS, 1977). Para os carregamentos comumente aplicados na área geotécnica, o comportamento das areias limpas pode ser considerado drenado, com rápida dissipação de poropressão, devido a alta permeabilidade que as mesmas apresentam.

Os materiais granulares, em seu estado puro, têm seu comportamento definido apenas pela resistência de atrito entre os grãos e ao grau de imbricamento, não havendo características de atração físico-química entre as partículas. Devido a isso, a parcela da resistência de atrito de areias é definida apenas pelo ângulo de atrito interno. A presença de coesão é observada, apenas, quando há mistura de material coesivo na amostra de areia, ou quando produzida pela tensão superficial d'água no contato entre as partículas do solo (LAMBE; WITHMAN, 1969).

Além do estado de compactação, a resistência ao cisalhamento das areias é influenciada pela distribuição granulométrica, formato dos grãos, tamanho dos grãos, composição mineralógica e anisotropia de resistência (VARGAS, 1977).

A Figura 2.4 demonstra um gráfico típico da tensão de cisalhamento e variação da altura do corpo de prova em função do deslocamento cisalhante para areias secas, fofas e compactas obtido a partir do ensaio de cisalhamento direto. Sendo possível evidenciar que na areia fofa, a tensão resistente de cisalhamento aumenta com o deslocamento cisalhante até que uma tensão de cisalhamento de ruptura de τ_f (resistência ao cisalhamento de pico) seja alcançada. Depois, a resistência ao cisalhamento permanece aproximadamente constante para qualquer aumento adicional no deslocamento cisalhante. Já para a areia compacta, a tensão resistente de cisalhamento aumenta com o deslocamento cisalhante até que alcance uma tensão de ruptura de τ_f . Após a tensão de ruptura ser alcançada, a tensão resistente de cisalhamento diminui gradualmente enquanto o deslocamento cisalhante aumenta até que finalmente alcance um valor constante chamado de resistência última de cisalhamento (DAS, 2007).

Figura 2.4 - Gráfico da tensão de cisalhamento e variação da altura do corpo de prova em função do deslocamento cisalhante para areia seca compacta e fofa no ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Das (2007).

Conforme Gerscovich (2016) o solo denso (areia compactada) apresenta um acréscimo de resistência, em razão da parcela de imbricamento. Após o pico, que corresponde à ascensão das partículas com relação aos grãos subjacentes, a parcela de imbricamento deixa de existir e o solo perde a resistência. Para grandes deformações, ambas as curvas tendem ao mesmo valor residual. Em termos de variação de volume, o solo fofo tende a comprimir, enquanto o denso dilata. O ganho de resistência ao cisalhamento decorrente da parcela de imbricamento também depende do valor de tensão normal, se a tensão normal aumenta, a tendência de movimento ascendente diminui; reduz o efeito de dilatância, assim como a sua contribuição para aumentar a resistência ao solo.

2.1.3 Fatores que influenciam nos parâmetros de cisalhamento

Muitos são os fatores que influenciam no valor de resistência de cisalhamento de um solo. Os principais fatores são as propriedades do solo, como a forma e tamanho do grão, distribuição do tamanho dos grãos, densidade, estrutura e o teor de água no solo (MCKYES et al., 1994; THERMANN et al., 2006).

A textura influi fortemente na resistência ao cisalhamento, a presença de grande quantidade de partículas finas afeta a intensidade da compactação, a qual tende a aumentar a resistência ao cisalhamento (HORN et al., 1994). De acordo Al-Shayea (2001), a coesão do

solo é fortemente influenciada pelo teor de argila do solo, devido a sua elevada área superficial específica. Ainda, segundo esse autor, analisando solos com diferentes teores de argila, constatou um aumento da coesão de 40 kPa para 360 kPa em solos, respectivamente, com 10% e 40% de argila, num teor de água de $0,10 \text{ kg kg}^{-1}$.

Considerando a granulometria de uma areia bem graduada, com uma melhor distribuição dos tamanhos de partículas e conseqüentemente apresenta melhor entrosamento dos grãos. Por essa razão, considerando-se esforços compatíveis comparáveis, essa forma granulométrica apresenta um menor índice de vazios e, conseqüentemente, um maior ângulo de atrito e um menor coeficiente de permeabilidade. Além disso, esse tipo de areia sofre menor redução no valor do ângulo de atrito com o aumento da tensão confinante (Lambe; Whitman, 1969).

De modo geral os solos com textura arenosa, a resistência ao cisalhamento depende basicamente do atrito entre as partículas e tendem a apresentar maior resistência ao cisalhamento, pois as partículas de areia, principalmente as de menor tamanho, quando submetidas a forças externas, ocupam mais facilmente os espaços vazios do solo, aumentando, assim, a área de contato entre os agregados (ORTIGÃO, 2007).

A resistência ao cisalhamento do solo pode também ser usada como um indicador de compactação do solo (AYERS; PERUMPRAL, 1982; SCHJONNING, 1991). Em geral, os solos mais compactados apresentam maior resistência ao cisalhamento, mediante a menor distância entre as partículas, o que lhes confere conseqüentemente, menor índice de vazios (ROCHA et al., 2002).

Outro fator que influencia a resistência ao cisalhamento do solo é a presença da vegetação. Como efeito positivo da vegetação podemos citar a diminuição da quantidade de água que alcança o solo, provocada pela interceptação da chuva por parte da folhagem; a remoção da umidade do solo pela transpiração das plantas, tendo como conseqüência, a diminuição da poro-pressão positiva ou a elevação da sucção, o que acarreta um aumento da resistência ao cisalhamento do solo. Além disso, o aumento da coesão do conjunto solo-raiz proporciona o incremento de resistência ao cisalhamento e aumenta substancialmente o coeficiente de segurança do talude (WU et al., 1979). A influência das raízes na resistência ao cisalhamento dos solos será melhor detalhada no item 2.3 (página 32).

A umidade e o teor de matéria orgânica também podem influenciar a resistência ao cisalhamento do solo, de forma que, em solos com baixos valores de umidade, a matéria orgânica tende a reduzir a resistência ao cisalhamento (EKWUE; STONE, 1995).

De acordo com Fredlund e Rahardjo (1993), a diminuição do teor de água no solo reduz a distância entre as partículas, havendo um consequente aumento da atração entre elas, resultando num acréscimo da coesão do solo. Braida, (2004) destaca que há um aumento da coesão e do ângulo de atrito interno do solo, conforme ocorre a redução do teor de água e consequentemente, um incremento da resistência do mesmo ao cisalhamento. Arvidsson et al. (2001) verificaram um incremento da coesão do solo de 87 kPa para 154 kPa em um solo franco-argilo-arenoso (textura média), quando o teor de água no solo diminui de 0,17 kg kg⁻¹ para 0,11 kg kg⁻¹, evidenciando o efeito da umidade na coesão do solo.

Desse modo, a sucção é uma importante variável na interferência do comportamento mecânico dos solos não saturados e está diretamente relacionada à sua resistência ao cisalhamento, uma vez que sua resistência é fortemente influenciadas pela pressão negativa da água intersticial. O estudo da variação em diferentes sucções fornece subsídios para o entendimento do comportamento dos solos em obras geotécnicas, tais como barragens, taludes e fundações, e em fenômenos naturais, como deslizamentos de terras (BENEVELI, 2002; VILAR; RODRIGUES, 2011).

2.1.3.1 *Sucção*

Os solos são encontrados na natureza como uma mistura de diversas fases. Quando os vazios do solo estão preenchidos pela mistura de ar e água afirma-se que o solo é não saturado. Dessa forma, um solo não saturado é normalmente definido como um sistema trifásico composto por partículas sólidas, água e ar. Entretanto, muitos autores consideram a interface ar-água como uma quarta fase independente (FREDLUND; MORGENSTERN, 1977).

Basicamente a sucção é uma quantidade energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender essa água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada por unidade de volume de água é a sucção (LEE E WRAY, 1995). Houston et al. (1994) destacam que a sucção também pode ser definida como a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo na fase de vapor.

Lee e Wray (1995), definem a sucção como uma grandeza energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender esta água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada para esta remoção por unidade de volume de água é

a sucção. A sucção total (S_t) é a soma da sucção mátrica (S_m) e da sucção osmótica (S_o), conforme mostra a Equação 3.6:

$$S_t = S_m + S_o \quad (2.3)$$

Onde: S_t : sucção total; S_m : sucção matricial, sendo igual a diferença entre a pressão do ar e a pressão da água ($u_a - u_w$); S_o : sucção osmótica.

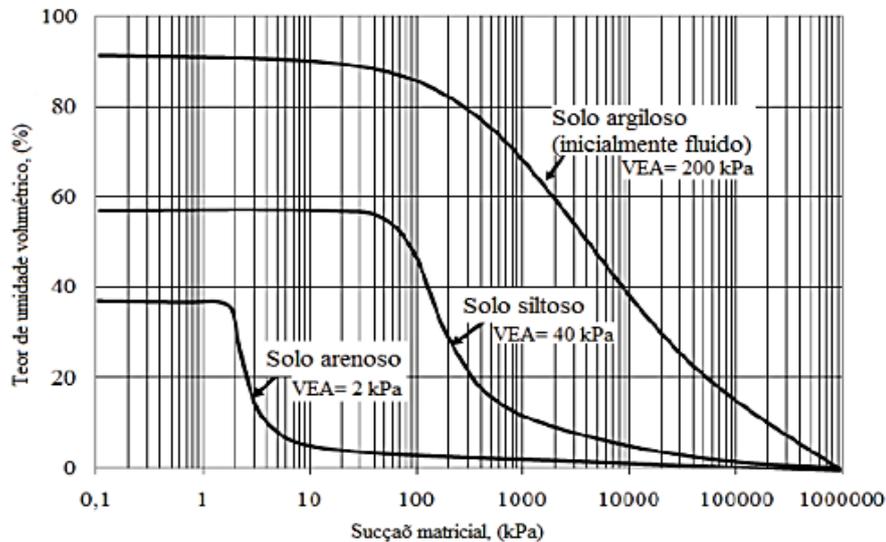
A sucção mátrica é quantitativamente definida pela diferença entre a poro-pressão de ar (u_a) e a poro-pressão de água (u_w). Houston et al. (1994) utilizam uma definição simples de sucção mátrica, como sendo a afinidade que o solo tem com a água na ausência de qualquer gradiente de teor de sal na mesma. A sucção mátrica é controlada por dois mecanismos distintos e experimentalmente inseparáveis: forças capilares e forças de adsorção. A parcela capilar está relacionada com a macroestrutura, aos poros interligados nos quais a água flui devido a gradientes de pressão capilar. Já a parcela de adsorção está associada com a microestrutura, com a hidratação dos argilominerais (MONCADA, 2004).

Ridley (1995) afirma que a sucção osmótica é definida como a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na fase água. Marinho (1997) destaca que a sucção osmótica é influenciada pelas condições químicas e térmicas do solo e pode ocorrer tanto em solos não saturados como em saturados. A diferença ou alteração na concentração de sal de um ponto a outro dentro do poro fluido ou a presença de vegetação e contaminantes no solo podem induzir um fluxo osmótico.

A curva característica de retenção de água no solo é definida como a relação entre o teor de água e a sucção. O teor de água pode ser expresso em termos de umidade volumétrica, umidade gravimétrica ou grau de saturação e é correspondente a quantidade de água que contém o poro do solo. A sucção é comumente referida como o estado de energia livre da água no solo e é composta pelas parcelas matricial, que dependem dos efeitos de adsorção e capilaridade, e pela osmótica que dependem da concentração de solutos na água.

Segundo Fredlund e Xing (1994), as propriedades peculiares da curva característica dependem de vários fatores tais como: estrutura e agregação, teor de umidade inicial, índice de vazios, tipo de solo, textura ou granulometria, mineralogia e método de compactação. A Figura 2.5 representa três características de retenção de água no solo típicas de secagem para diferentes tipos de solos e observa-se que o valor de entrada de ar (VEA) geralmente cresce com a plasticidade e quantidade de finos do solo.

Figura 2.5 – Curvas características de retenção de água no solo para três solos distintos.



Fonte: Fredlund; Xing, 1994 (adaptada por Feuerharmel, 2007).

A curva de retenção de água é de grande importância para o conhecimento do movimento de água no solo. É influenciada por diversos fatores, como a distribuição relativa do tamanho, da forma e do arranjo das partículas do solo, e possui a finalidade expressar o volume de água retido no solo em diferentes tensões, ou seja, em pontos diferentes da curva, representando a característica de retenção de água. Essa relação físico-hídrica permite uma estimativa rápida da disponibilidade de água no solo.

Conforme Oliveira (2004), os solos arenosos apresentam valor de sucção de entrada de ar menor que os solos siltoosos ou argilosos, devido à formação de poros de maiores dimensões. Ao se aplicar uma determinada pressão de confinamento estes poros de maiores dimensões podem diminuir, fazendo com que a entrada de ar corresponda a um valor maior de sucção. Diversos fatores interferem no formato da curva de retenção. Dentre estes fatores destacam-se a influência do tipo de solo, da umidade de moldagem e da história de tensão.

A vegetação influi na resistência do solo ao atuar sob os fluxos hídricos e modificar a distribuição da sucção matricial no solo (PORTOCARRERO et al., 2006). A extração de água pelas raízes gera um aumento da sucção matricial em solos não saturados, de modo que, na presença de vegetação são observados valores mais elevados de sucção do que em sua ausência (BRENNER, 1973; GREENWAY, 1987). Segundo dados apresentados por Vanapalli e Fredlund (2000) a resistência ao cisalhamento de solos não saturados aumenta com a sucção de

forma não linear, porém os acréscimos de resistência são menores a medida que os valores de sucção aumentam.

2.2 INFLUÊNCIA DA VEGETAÇÃO NA ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

A cobertura da vegetação pode produzir efeitos favoráveis ou desfavoráveis na estabilização dos solos, principalmente em encostas. De uma forma geral, a vegetação protege o solo de vários efeitos climáticos e as raízes podem reforçar o solo, aumentando a resistência do sistema solo-raiz. Portanto, há um consenso de que o desmatamento promove condições desfavoráveis para a estabilidade dos solos. Superfícies desmatadas podem ficar vulneráveis a processos erosivos, além de receberem maiores volumes de água precipitada sobre a superfície do solo (GERSCOVICH, 2016).

Uma das técnicas que pode ser empregada para a estabilização de solos é a de Engenharia Natural. Que consiste basicamente no emprego de vegetação, ou parte destas que são usadas como material vivo de construção. Sozinhas, ou combinadas com materiais inertes, tais vegetações devem proporcionar estabilidade às áreas em tratamento (SCHIECHTL; STERN, 1997). Durló e Sutili (2012) ressaltam ainda que o conhecimento das exigências e características biológicas da vegetação e, especialmente, de sua capacidade para a solução de problemas técnicos de estabilização de margens e encostas, combinado com a construção de obras de grande simplicidade caracteriza o que é chamado de Engenharia Natural. Nessas técnicas não só os materiais inertes como madeiras, pedras, geotêxteis, estruturas de metal e concreto, mas também a vegetação é entendida como componente construtivo, em obras que visam a perenização de cursos d'água, estabilização de encostas e taludes, tratamento de voçorocas e o controle da erosão do solo de modo geral.

Segundo Sousa (2015) as técnicas de Engenharia Natural proporcionam diversas vantagens devido ao uso de plantas como, por exemplo, a melhoria das características geopedológicas, hidrológicas, florísticas, faunísticas e paisagísticas do território. De modo geral, a Engenharia Natural utiliza conhecimentos biológicos para construção de estruturas hidráulicas e para estabilização de taludes e margens de cursos de água. No entanto, não substitui em todos os casos as tradicionais intervenções da Engenharia hidráulica e Geotécnica, mas em muitos projetos complementa e melhora outros métodos técnicos de engenharia (DONAT, 1995).

Conforme Schiechtl (1980) a Engenharia Natural pode ser classificada como um subdomínio da Engenharia Civil que tem objetivos técnicos, ecológicos, criativos, construtivos

e econômicos através, sobretudo, da utilização de materiais construtivos vivos, ou seja, sementes, plantas, parte de plantas e comunidades vegetais. A Engenharia Natural é utilizada por vezes como substituto, mas principalmente como complemento útil e necessário das técnicas clássicas da Engenharia Civil. O seu domínio de aplicação são todas as intervenções, quer em trabalhos de terra quer em trabalhos nos domínios fluviais e costeiros, com incidência particular na proteção de margens e taludes e encostas, assim como, no controle da erosão (STUDER; ZEH, 2014).

A vegetação utilizada em técnicas de Engenharia Natural exerce papel importante na estabilidade dos solos ao influenciar em seus aspectos hidrológicos e mecânicos. Tomando como foco principal os aspectos mecânicos, a vegetação gera efeitos na estabilidade de taludes e encostas naturais, como: redução da susceptibilidade do solo a erosão, alteração da poro-pressão, aumento da resistência ao cisalhamento do solo, transferência de tensões resultantes da ação do vento ao talude, suporte através da ancoragem das raízes em substratos mais resistentes e sobrecarga nos taludes (GRAY; LEISER, 1982; GREENWAY, 1987).

Apesar das influências negativas que a vegetação pode exercer sobre a estabilidade das encostas, existem poucos casos publicados em que o efeito negativo da vegetação prevaleça sobre seus efeitos positivos (GREENWAY, 1987). Em contrapartida, diversos estudos comprovam o potencial positivo da vegetação no reforço do solo através de seu sistema radicular (ABE; ZIEMER, 1991; GRAY; LEISER, 1982; GOLDSMITH, 2006; LAWRENCE et al., 1996; SILVA; MIELNICZUC, 1997).

Conforme Fiori e Carmignani (2009), apesar da dificuldade em se mensurar a real contribuição da vegetação na estabilidade de taludes de solo, pode-se afirmar que a ausência desta, por desmatamentos, deixa o solo exposto e mais susceptível aos processos erosivos e de movimentação. Alguns aspectos como a resistência do sistema solo-raiz, o peso da cobertura vegetal, força de arrasto do vento nas copas das árvores e o efeito de atirantamento das raízes com a profundidade são itens de extrema importância.

A vegetação pode contribuir para a estabilização de taludes fornecendo reforço extra pelo seu sistema de raízes e modificando o regime de saturação do solo. As raízes podem formar uma espécie de ancoragem através do solo, podendo ultrapassar camadas mais fracas e criar fixação em solos mais resistentes ou mesmo em fraturas do embasamento rochoso abaixo. As raízes podem também contribuir para o aumento do imbricamento, principalmente com raízes mais longas (ZIEMER, 1981).

Michel (2013) destaca que as raízes com maior diâmetro exercem papel mais relevante na ancoragem do solo. Algumas raízes podem penetrar até camadas mais profundas do solo e

até mesmo alcançar a rocha matriz. Estas raízes podem gerar um efeito de ancoragem (ou estaqueamento) no solo, evitando assim o processo de escorregamento. As raízes axiais agem da mesma maneira que estacas ou tirantes utilizadas pela engenharia. O quanto estas raízes contribuem para evitar processos de escorregamento depende de quanto elas podem penetrar no manto de solo. A Figura 2.6 mostra as possíveis disposições das raízes na camada de solo e o efeito gerado.

A morfologia das raízes é controlada pela genética e pelas condições ambientais. O desenvolvimento de uma determinada arquitetura radicular em resposta a esses dois fatores, dita sua contribuição à resistência do solo (Quadro 2.3). Em geral, sistemas radiculares com raízes fortes e profundas, que penetram potenciais planos de cisalhamento, tendem a aumentar a resistência ao cisalhamento dos solos (OROZCO, 2009). Os sistemas de raízes levam a um aumento da resistência do solo não só pelo aumento da coesão, por causa da ação de ligamento nas fibras que compõe o solo, como também pela adesão das partículas de solo nas raízes (FIORI; CARMIGNAMI, 2009). O reforço do solo através da vegetação, favorecendo a estabilidade, depende também do diâmetro da raiz. Onde, raízes com menor diâmetro são mais eficientes no aumento de resistência do solo. Assim, reconhecer o tipo de raiz é importante pois estas desempenham diferentes funções, além de possuírem diferentes espessuras, comprimentos e formas. Estas variações influenciam os efeitos do sistema de raízes nos parâmetros geomecânicos do solo.

Figura 2.6 - Processo de ancoragem pelas raízes.

Situação	Descrição	Efeito estabilizante
 <p>Solo</p> <p>Rocha</p>	A. Camada de solo relativamente fina, completamente reforçada pelas raízes, disposta sobre a rocha impenetrável	Superficial, plano de ruptura forma-se na interface solo rocha
 <p>Rocha</p>	B. Similar ao tipo A, porém a rocha contém discontinuidades que permitem a penetração das raízes; raízes e troncos agem como estacas	Alto
 <p>Camada de transição</p>	C. Manto de solo mais espesso com uma camada de transição com densidade e resistência ao cisalhamento aumentando com a profundidade; raízes penetram a camada de transição e elevam a resistência	Considerável
	D. Solo mais espesso que a profundidade de alcance das raízes, árvores sem contato com a rocha	Efeito pequeno para as superfícies de ruptura que formam-se a elevadas profundidades

Fonte: Tsukamoto; Kusakabe, 1984 (adaptada por Michel 2013).

Quadro 2.3 - Padrão de raízes.

Tipo	Característica	Função
	Tipo H: mais de 80 % das raízes se desenvolvem até uma profundidade de cerca de 60 cm; muitas se estendem horizontalmente.	Indicadas para a estabilização do talude.
	Tipo V-H: o desenvolvimento máximo se dá a profundidades maiores, mas a maioria situa-se até 60 cm de profundidade; a raiz central é forte e as laterais crescem horizontalmente, com comprimentos longos	
	Tipo R: o desenvolvimento máximo atinge grandes profundidades e somente 20 % situam-se nos 60 cm iniciais; muitas raízes se estendem obliquamente e sua abrangência lateral é extensa.	
	Tipo V: semelhante ao tipo V-H, mas as raízes horizontais são curtas.	Benéfica para resistir ao vento
	Tipo M: mais de 80 % das raízes ocorrem na faixa dos 30 cm de profundidade, com extensão lateral pequena.	Aumento de resistência superficial do talude.

Fonte: Yen, 1987; adaptado por Fiori e Carmignami, 2009.

A vegetação proporciona várias funções técnicas, que podem ser hidrológicas e mecânicas, além de funções adicionais que podem ser de natureza ecológico-ambientais, estéticas e socioeconômicas. A função global das plantas é o resultado do equilíbrio entre diversas funções e efeitos benéficos e adversos. A natureza do equilíbrio e, por conseguinte as funções de engenharia que cada planta individualmente desempenha irão depender da sua estrutura e arquitetura. Muitas destas propriedades são sazonais e mudam com a fase de crescimento, sendo ainda dependentes do tipo de espécie (SOUSA, 2015).

Entre os principais efeitos benéficos da vegetação conhecidos, destaca-se o seu aspecto regulador do regime hidrológico, além do incremento da resistência dos solos promovido por mecanismos como o reforço radicular. Por outro lado, a ação dos ventos sobre as copas das árvores, além de seu próprio peso, poderá gerar sobrecargas e instabilidade em taludes e encostas naturais (PORTOCARRERO et al, 2006). No Quadro 2.4 são demonstrados os principais efeitos benéficos e adversos que as plantas empregadas em técnicas de Engenharia Natural podem desempenhar quando analisados os efeitos hidrológicos e mecânicos do solo.

Quadro 2.4 - Resumo dos efeitos benéficos e adverso das plantas.

Efeitos Hidrológicos	
<i>As copas interceptam a precipitação causando:</i>	
○ Retenção e evaporação de parte do volume de água, reduzindo a precipitação disponível para a infiltração;	B
○ Redução da energia cinética das gotas da chuva e em consequência a erosão;	B
○ Aumento do tamanho das gotas através do gotejamento pelas folhas, o que resulta num aumento localizado da intensidade de precipitação.	A
<i>Caules e folhas interagem com o fluxo de água na superfície do solo, resultando em:</i>	
○ Maior armazenamento e maior volume de água para infiltração;	A/B
○ Maior rugosidade no fluxo de água e ar, reduzindo a sua velocidade;	B
○ Vegetação em tufos, pode causar maior erosão localizada, concentração do fluxo de água e aumento da velocidade.	A
<i>Raízes penetram o solo, causando:</i>	
○ Abertura de fissuras na superfície e aumento da infiltração;	A
○ Diminuição da umidade do solo através da evapotranspiração, reduzindo a pressão neutra e aumentando a sucção do solo, aumentando a resistência do solo;	B
○ Aumento do tamanho de fendas de tração, resultando em acréscimo da infiltração.	A
○ Retirada de umidade, a qual é perdida na atmosfera por transpiração	B
Efeitos Mecânicos	
<i>As raízes agregam as partículas do solo proporcionando:</i>	
○ Contenção dos movimentos de solo, redução da erodibilidade;	B
○ Aumento da resistência ao cisalhamento através de uma matriz de fibras vivas;	B
○ Criação de um efeito de malha através das raízes superficiais que contêm os estratos de solo.	B
<i>As raízes penetram estratos profundos, proporcionando:</i>	
○ Ancoragem em estratos firmes, ligando o solo superficial ao subsolo estável ou à rocha firme;	B
○ Suporte ao solo superficial através do efeito de escoramento e arqueamento.	B
<i>Alto crescimento das árvores, de modo que:</i>	
○ O seu peso pode causar sobrecarga no talude, aumentando as componentes da força normal e tangencial;	A/B
○ Quando expostas ao vento, forças dinâmicas são transmitidas para o talude.	A
<i>Caules e folhas cobrem a superfície do solo, de modo que:</i>	
○ Impacto do tráfego é absorvido, protegendo a superfície do solo de danos;	B
○ As copas são flexionadas, para altas velocidades de fluxo, cobrindo o solo protegendo-o da erosão.	B
Legenda: A – Efeito adverso (contrário à estabilidade) B – Efeito benéfico (a favor da estabilidade)	

Fonte: Coppin; Richards, 2007; Greenway, 1987; Sousa, 2015.

Os projetos de Engenharia Natural são realizados com a intenção de mitigar os impactos ocasionados por ações antrópicas ou acelerar a recuperação de um local degradado (SOUZA;

OLIVEIRA; MURASHI, 2009). As técnicas de Engenharia Natural podem trazer, em comparação com outros métodos, ganhos para a ecologia, para a economia e para os aspectos paisagísticos. Na dependência dos objetivos e do tipo de construção, pode-se dar mais ênfase a um ou a outro destes aspectos. As técnicas construtivas empregadas na Engenharia Natural visam solucionar problemas estruturais de estabilização geotécnica e hidráulica, controlam processos erosivos superficiais e colaboram para um ecossistema em equilíbrio dinâmico (DURLO; SUTILI 2012; SOUSA; SUTILI 2017).

2.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SISTEMA SOLO-RAÍZ

Conforme Fiori e Carmignani (2009), para avaliar a contribuição das raízes na resistência ao cisalhamento do solo é necessário considerar a interação solo-raiz. Nesse tipo de sistema, as raízes podem ser tratadas como elementos flexíveis e elásticos, que, ancorados no solo, ocasionam o aumento da sua resistência. As raízes se ancoram ao solo para dar suporte à parte aérea da planta e possibilitam ao solo ter sua matriz reforçada. Os solos são considerados fortes sob compressão, porém fracos sob tração e, inversamente, as raízes das plantas são fracas à compressão, mas fortes à tração. Portanto, quando o solo e raízes são combinados, a matriz solo-raiz resultante produz um conjunto que é muito mais forte do que qualquer um isoladamente. Este processo é análogo a sistemas artificiais de reforço do solo, onde uma massa de solo é estabilizada pela inclusão de materiais metálicos, sintéticos ou naturais (COPPIN, RICHARDS, 2007; MICHEL, 2013; MUNTOHAR 2012; ROCHA 2014).

O reforço pelas raízes pode ter significativo aumento da resistência do solo, mesmo se a densidade das raízes for baixa e em condições de baixa resistência do solo (TENGBETH, 1989; WALDRON, 1977). Contudo, para Fiori e Carmignani (2009), o incremento da coesão é proporcional ao aumento da densidade das raízes, ou seja, o maior reforço das raízes encontra-se próximo à superfície do solo, onde a densidade das raízes geralmente é mais elevada e o solo, por outro lado, é relativamente mais fraco.

Coppin e Richards (2007) destacam que a magnitude do reforço gerado no solo depende de diversas condições relacionadas às raízes, são elas: densidade, resistência à tração, elasticidade, comprimento, diâmetro, rugosidade, alinhamento (angulação) e orientação. Evidentemente há uma grande variabilidade destas condições em situações reais e a quantificação do reforço gerado pelas raízes depende de algumas condições de contorno.

Coelho e Pereira (2006) consideram que o aumento da resistência ao cisalhamento do solo está vinculado diretamente à transferência das tensões de cisalhamento para a resistência

das raízes à tração, com conseqüente redução da erodibilidade e aumento da estabilidade do solo. Segundo os autores, esse reforço radicular pode variar de acordo com alguns fatores, tais como: 1) valores de resistência à tração das raízes; 2) propriedades da interface entre as raízes e o solo; 3) concentração, características de ramificação e distribuição das raízes no solo; 4) espaçamento, diâmetro e massa de solo explorada pelas raízes; 5) espessura e declividade do perfil do solo do talude e parâmetros geotécnicos relativos à resistência ao cisalhamento do solo. Já estes fatores podem ser influenciados pela espécie da planta, pelas variações ambientais nas condições de crescimento e pela época do ano.

As fibras radiculares aumentam a resistência ao cisalhamento do solo, primariamente pela transferência das tensões cisalhantes que se desenvolvem na matriz do solo para as fibras, através do atrito na interface ao longo da extensão das fibras que estão fixas. Quando o cisalhamento ocorre, a fibra é deformada. Essa deformação causa um alongamento da fibra, desde que haja atrito suficiente na interface raiz-solo e uma tensão limitada para manter as fibras no lugar e evitar deslizamento ou o arrancamento das raízes. Esse alongamento mobiliza a resistência da fibra. O componente dessa força tangencial à zona de cisalhamento resiste diretamente à ruptura, enquanto que a componente normal aumenta a tensão normal no plano de cisalhamento (GRAY; SOTIR, 1996).

A Figura 2.7 mostra o efeito da presença das raízes no solo em relação à sua resistência ao cisalhamento. O efeito mecânico das raízes consiste no aumento da resistência pela ligação das fibras das raízes com o solo, gerando a chamada coesão do solo devido à presença de raízes (c_r). Neste caso, portanto o reforço originado pela presença das raízes (ΔS) é igual a c_r (coesão das raízes), já que o ângulo de atrito interno (ϕ) é igual nas parcelas de solo com e sem presença de raízes.

A interação entre raízes e solos pode ser quantificada usando o modelo de raiz perpendicular (WU *et al.*, 1979). Através do esquema representado pela Figura 2.8 é possível quantificar o aumento na resistência ao cisalhamento devido à presença das raízes. Inicialmente a raiz está em uma posição vertical e posteriormente sofre uma deformação. A tensão T_r atuando na raiz pode ser decomposta em componente perpendicular e paralela à superfície de ruptura. Considerando que t_r é a tensão média da raiz por unidade de área do solo têm-se:

$$t_r = T_r \left(\frac{A_r}{A} \right) \quad (2.4)$$

$$\sigma_r = t_r \cdot \cos \alpha \quad (2.5)$$

$$\tau_r = t_r \cdot \text{sen } \alpha \quad (2.6)$$

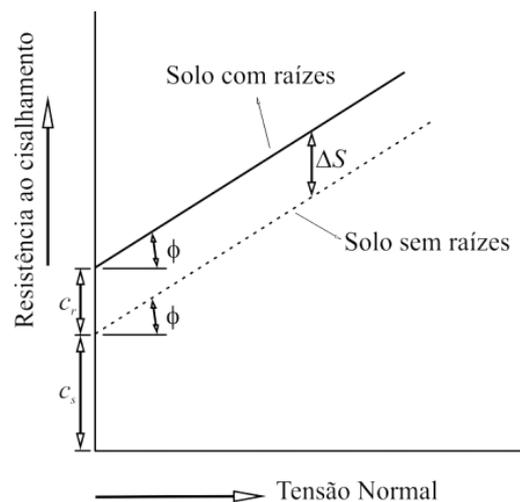
Onde: A_r/A , (RAR) é a razão entre a área ocupada pelas raízes (A_r) e a área do solo (A); σ_r e τ_r são a tensão normal e cisalhante, respectivamente, aplicadas no solo por T_r ; e α é o ângulo de rotação do movimento. Portanto, a contribuição das raízes para a resistência ao cisalhamento (ΔS) pode ser descrita como:

$$\Delta S = \sigma_r \cdot \tan \phi + \tau_r = t_r \cdot (\cos \alpha \cdot \tan \phi + \text{sen } \alpha) \quad (2.7)$$

O valor de α depende da espessura da zona de ruptura e da extensão da raiz na ruptura. Wu et al. (1979) comentaram que o valor de α pode variar de 48° a 72° , porém a porção entre parênteses da Equação (2.7) é insensível à variação de α . Desta maneira, esta parcela quase sempre se assemelha a 1,2. Portanto, a Equação (2.7) pode ser expressa por:

$$\Delta S = c_r = 1,2 \cdot t_r \quad (2.8)$$

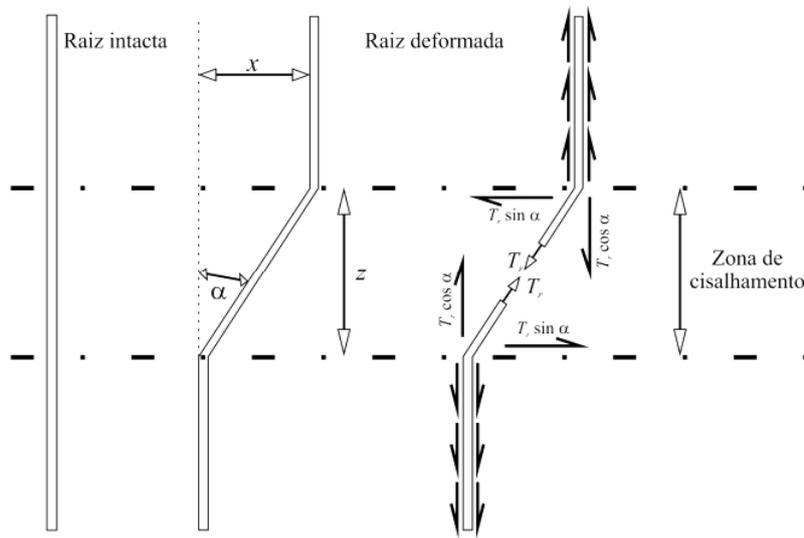
Figura 2.7 - Efeito do reforço do solo originado pelas raízes.



Obs.: ϕ : ângulo de atrito interno do solo; ΔS : acréscimo na resistência ao cisalhamento do solo devido ao reforço das raízes; c_r : acréscimo na coesão do solo.

Fonte: Coppin; Richards (2007).

Figura 2.8 - Modelo de raiz perpendicular no reforço do solo.



Fonte: Coppin; Richards (2007).

O modelo de raiz perpendicular no reforço do solo (Figura 2.8) considera que as raízes se encontram fixadas a substratos firmes, tanto acima quanto abaixo da zona de ruptura, de modo que as raízes não se desprendem do solo ao longo da ruptura. Considera-se também que as raízes não alteram o ângulo de atrito interno do solo e que sua resistência à tração é totalmente mobilizada no cisalhamento. Porém, a mobilização total da resistência à tração das raízes pressupõe a ruptura das mesmas ao longo do teste de cisalhamento, o que dificilmente acontece em testes de cisalhamento em solos com raízes encontrados na literatura. Além disso, neste modelo assume-se que todas as raízes são verticais, perpendiculares ao plano de ruptura, o que não ocorre em termos práticos, já que as raízes podem apresentar diversas orientações e angulações em relação ao plano de ruptura. (GRAY; LEISER, 1982; GREENWAY, 1987).

Como demonstrado pela Equação (2.4), a resistência ao cisalhamento aumenta com o aumento da concentração de raízes presentes no solo (WU *et al.*, 1979). Esta relação, entre a área ocupada pelas raízes (A_r) e a área total (A), é frequentemente denominada Razão de Área de Raízes (RAR). A RAR proporciona uma medida da concentração das raízes dentro do solo e, como consequência, é fortemente influenciada pelo solo local, pelas características climáticas, pelo manejo e uso do solo e principalmente pelas espécies vegetais. Em geral, a RAR decresce com o aumento da profundidade do solo e da distância até o tronco da árvore (BISCHETTI *et al.*, 2005; GREENWAY, 1987). Essa relação é de extrema importância, pois estabelece que a máxima contribuição das raízes à resistência do solo depende da resistência a

tração das raízes e da fração da seção transversal do solo, ao longo da superfície potencial de ruptura, ocupada por raízes (GREENWAY, 1987).

A RAR apresenta grande variabilidade espacial tanto no plano vertical quanto no plano horizontal. Enquanto as raízes de gramíneas encontram-se em sua grande maioria nos centímetros mais superficiais do solo, as raízes de arbustos de árvores estendem-se normalmente até uma profundidade de 3 metros (COPPIN; RICHARDS, 2007). Williams e Pidgeon (1983) relataram que as raízes de eucaliptos podem alcançar profundidades de até 30 metros. Diversos autores relatam que a RAR pode atingir valores próximos de 1% da área total do solo (ABERNETHY; RUTHERFURD, 2001; BISCHETTI et al., 2005; JI et al., 2012). Baets et al. (2008) relataram que a RAR é mais importante, até mesmo, que a resistência à tração individual de cada raiz para o aumento da resistência do solo ao cisalhamento.

Conforme estudos desenvolvidos por O'Loughlin (1984) a morfologia raízes finas, com diâmetro entre 1 e 20 mm, contribuem muito para o aumento da resistência ao solo, ao contrário das raízes maiores, que não desempenham um papel muito importante nesse sentido. Gramíneas, legumes e pequenos arbustos podem exercer um efeito positivo de reforço no solo até uma profundidade de 0,75 a 1,5 metros, enquanto que arvores podem aumentar a resistência do solo a profundidades de 3 metros ou mais, dependendo da morfologia das raízes.

O efeito das raízes na estabilidade de solos tem sido estudado por muitos autores. Que ao compararem os valores de resistência do solo com raízes e compararam com solos sem raízes e afirmam que, em geral, a resistência ao cisalhamento aumenta com o acréscimo do número de raízes (GRAY, 1974; GRAY; SOTIR, 1996; TABALIPA; FIORI, 2008; WU, 1979).

Algumas pesquisas realizadas com o objetivo de estudar as propriedades mecânicas das raízes das plantas e o reforço do solo derivado da ação das mesmas tem utilizado resultados empíricos ou bases qualitativas ou quantitativas, para avaliar o potencial das plantas para aplicação em Engenharia Natural. Esses estudos incluem ensaios em campo, testes de laboratório e aplicação de modelos de simulação. Ao mesmo tempo, esses estudos produzem dados que mostram o incremento na resistência ao cisalhamento devido à interação solo-raiz e descrevem a relação e as características que influenciam o fenômeno (GOLDSMITH, 2006).

Os estudos pioneiros da contribuição de coesão pelas raízes para a estabilidade das encostas indicavam que o valor deste parâmetro se encontrava em torno de 5 kPa (WU et al., 1979; WALDRON, 1977). Atualmente, acredita-se que essa coesão pode alcançar valores muito mais significativos, próximos de 100 kPa e em alguns casos ultrapassando 300 kPa, sob determinadas circunstâncias (BAETS et al., 2008; BISCHETTI et al., 2009; JI et al., 2012).

Lawrance et al. (1996), observou nos resultados de testes de cisalhamento em campo, que a presença de raízes pode aumentar a resistência ao cisalhamento do solo na ordem de 5 a 8 kPa. Maffra (2018), também realizou testes de cisalhamento em campo e observou que as raízes contribuem consideravelmente para o reforço do solo. O autor analisando as envoltórias de resistência de pico, a contribuição das plantas para o aumento da resistência ao cisalhamento chegou a 15,6%, enquanto nas envoltórias elaboradas para a resistência pós-pico obteve resultados entre 6% e 12% e a deformação horizontal do corpo de prova a contribuição das raízes aumentou para 83,1%.

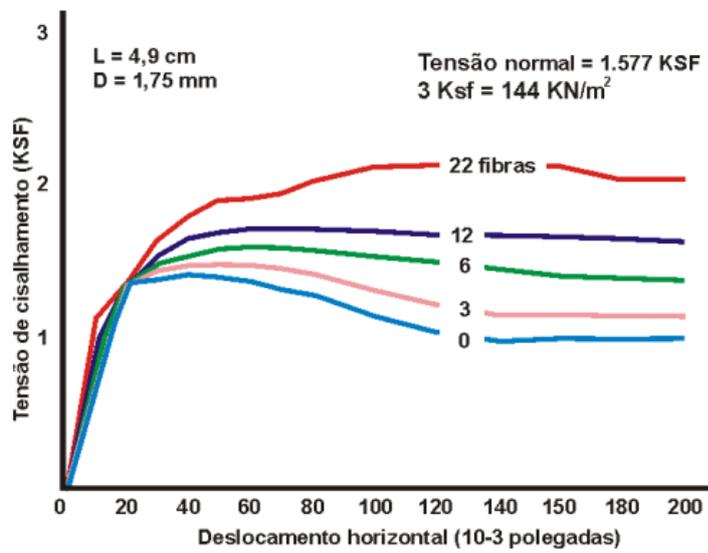
Já Goldsmith (2006), em ensaios de cisalhamento direto em blocos de solo permeados com raízes de espécies arbóreas e herbáceas, comprovou que a resistência ao cisalhamento do solo na presença de raízes pode chegar a um valor 5 vezes mais elevado que a resistência ao cisalhamento do solo na ausência de raízes. Além disso, a resistência residual na presença de raízes também é relativamente mais elevada, o que indica que as raízes, mesmo após a ruptura do solo, continuam mobilizando tensões de tração.

Estudos de Tengbeth (1989); Waldron (1997) e Ziemer (1981) mostram que o reforço do solo pelas raízes pode ter um expressivo aumento da resistência do solo, mesmo se a densidade das raízes é baixa e em condições de baixa resistência do solo.

Gray e Ohashi (1983) realizaram ensaios de cisalhamento direto, onde foram analisadas areias, no estado fofo e denso, sem reforço e reforçadas com fibras naturais, fibras sintéticas e de cobre. Observaram que a relação tensão-deformação é afetada pela RAR. Verificaram que aumentando o número de fibras de junco de 3 para 22, correspondendo a uma razão de área de 0,25% e 1,67%, respectivamente, ocorreu um progressivo incremento na resistência ao cisalhamento de pico com redução cada vez menor na resistência pós-pico a altos deslocamentos. Os autores evidenciaram que, em geral, a adição da fibra no solo proporcionou o aumento da resistência ao cisalhamento de pico e reduziu a queda pós-pico. (Figura 2.9). Também foram analisadas as inclinações das fibras nos corpos de prova e Gray e Ohashi (1983) indicam que fibras orientadas a 60° da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento na resistência ao cisalhamento, enquanto que as fibras orientadas à 120° reduzem a resistência ao cisalhamento do solo.

De modo geral, o sistema solo-raiz proporciona um acréscimo na resistência ao cisalhamento do solo, devido ao fato que as raízes formam uma rede dentro do solo, tornando-se assim o principal elemento de resistência (HUAT; KAZEMIAN, 2010). Dessa forma, os tipos e as propriedades das raízes são fundamentais para determinar seu reforço no cisalhamento em solos.

Figura 2.9 - Influência do reforço de raízes na resistência ao cisalhamento de areias densas.

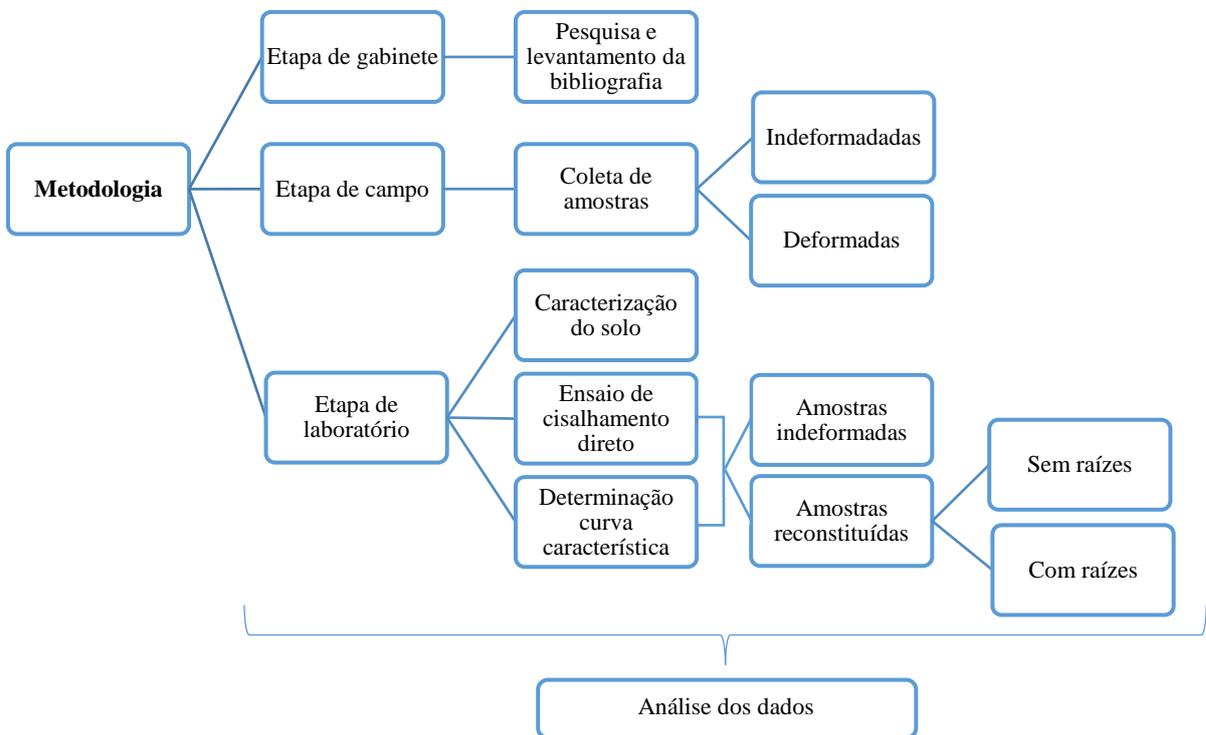


Fonte: Gray; Ohashi (1983), adaptado por Lemes (2001).

3 MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia desenvolvida neste estudo, apresentada pela Figura 3.1 é constituída por três etapas principais, a primeira parte compreende a etapa de gabinete, a qual se configurou como a base da pesquisa, na qual foi realizada o levantamento dos materiais disponíveis (livros, teses, dissertações, artigos, entre outros). Seguida pela etapa de campo onde foram realizadas as coletas das amostras deformadas e indeformadas para a posterior realização dos ensaios geotécnicos. Por fim, a etapa de laboratório no qual foram realizados os ensaios de caracterização, determinação da curva característica de retenção de água (sucção) e ensaios para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em amostras indeformadas, reconstituídas sem e com a presença de raízes. Após concluída todas as etapas foi então realizada a análise dos resultados obtidos.

Figura 3.1 - Metodologia da pesquisa.



3.1 ETAPA DE GABINETE

Esta etapa consiste no levantamento bibliográfico de livros, artigos, teses, dissertações e publicações em revistas, congressos e simpósios de temas relacionados com parâmetros de

resistência ao cisalhamento de solos na presença de material vegetativo. As principais abordagens foram relacionadas a resistência de solos utilizando o ensaio de cisalhamento direto, emprego da Engenharia Natural na contenção de solos, a utilização das raízes no incremento de resistência, ao conceito de sucção e aos ensaios de caracterização geotécnica.

3.2 ETAPA DE CAMPO

Durante essa etapa foram coletadas as amostras de solo utilizadas nos ensaios. Estas foram obtidas no distrito de Vale Vêneto pertencente ao Município de São João do Polêsine, Estado do Rio Grande do Sul, localizado nas coordenadas: 29°39'08,51"S e 53°31'40,14"W (Figura 3.2). O local constitui-se de uma área destinada para a realização de experimentos do Laboratório de Engenharia Natural da Universidade Federal de Santa Maria.

Figura 3.2 - Local da coleta de solo no distrito de Vale Vêneto - RS.



Fonte: Google Earth (2017).

Para realizar a caracterização do solo e os ensaios laboratoriais pertinentes ao trabalho foram coletadas amostras deformadas e indeformadas. Para a realização das coletas das amostras primeiramente foi necessário limpar o local da coleta e retirar a primeira camada do solo que continha maiores concentrações de matéria orgânica.

Na coleta das amostras indeformadas teve-se o cuidado para que as amostras fossem representativas da estrutura e teor de umidade do solo, bem como da sua textura e composição mineral. Foi necessário realizar a construção de uma bancada para a retirada das amostras, que foram moldadas utilizando os anéis metálicos quadrados utilizados no ensaio de cisalhamento direto. Estes anéis possuem altura de 2 cm e largura de 5 cm. As amostras foram parafinadas de modo a evitar a perda da umidade natural e acondicionadas em local adequado. A Figura 3.3 apresenta as etapas de coleta das amostras indeformadas.

As amostras deformadas do solo foram coletadas com auxílio de pás e foram representativas do solo em estudo, quanto à textura e constituição mineral. As amostras deformadas e indeformadas foram coletadas e acondicionadas em sacos devidamente identificados. Após serem transportados adequadamente até o Laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC foram guardados em local seco e protegido das intempéries.

Figura 3.3 - Procedimento de coleta de amostras indeformadas.



(a) Terreno original



(b) Limpeza e realização da bancada para coleta das amostras



(c) Coleta do solo utilizando os anéis de cisalhamento direto



(d) Amostra parafinada

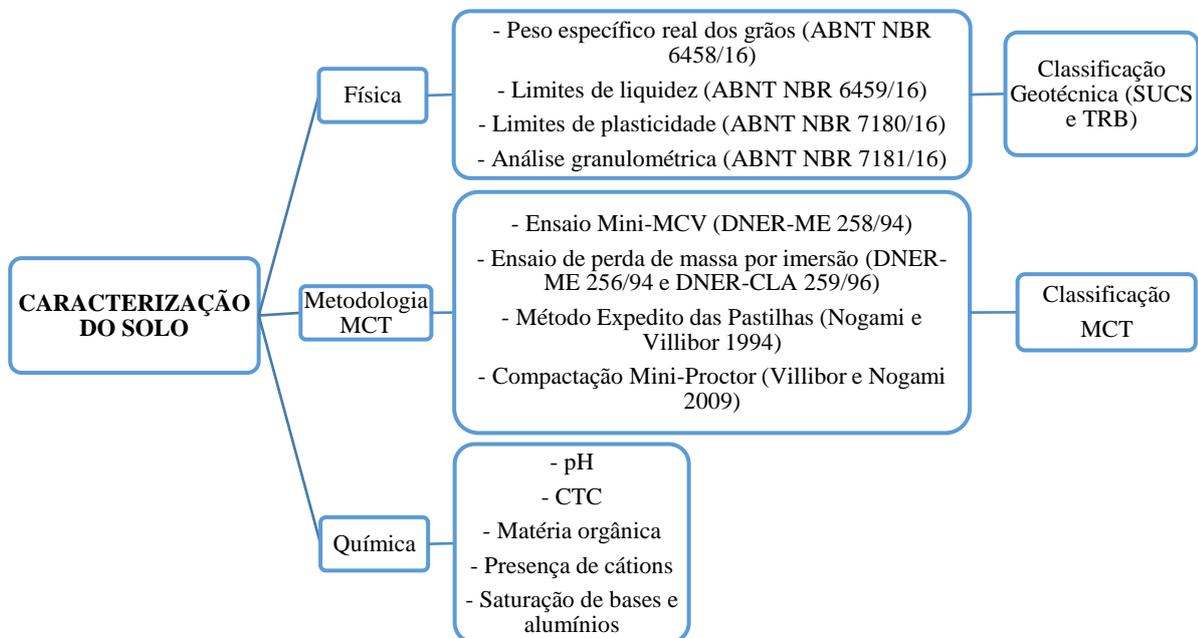
3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

Nesta seção são apresentados os ensaios realizados em laboratório, bem como a descrição dos procedimentos adotados incluindo as diretrizes seguidas, preparação e moldagem dos corpos de prova, detalhe dos equipamentos utilizados.

3.3.1 Ensaio de caracterização física e química

Para realizar a caracterização do solo utilizado no estudo foram realizados ensaios de análise física e química. A caracterização física dos materiais teve como base os ensaios clássicos da Mecânica dos Solos: análise granulométrica; limites de Atterberg e peso específico real dos grãos, que possibilitaram a classificação dos solos através da classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) e conforme a TRB (*Transportation Research Board*). Além disso, o solo foi classificado por meio da metodologia MCT. O fluxograma da Figura 3.4 apresenta as fases que constituíram na caracterização do material.

Figura 3.4 - Fluxograma das etapas da caracterização do solo.



A preparação das amostras para os ensaios de caracterização foi realizada conforme descrito na norma ABNT NBR 6457/16 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de

compactação e ensaios de caracterização). A amostra de solo deformada coletada em campo foi seca ao ar, até atingir valor de umidade próximo à higroscópica. Após a secagem o material foi peneirado e acondicionado em sacos para posterior realização dos ensaios.

A análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foi baseada nas diretrizes da normativa ABNT NBR 7181/16 (Solo – Análise granulométrica). Os ensaios foram realizados em duas condições: com e sem uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio), sendo a classificação realizada através da escala ABNT NBR 6502/95 (Rochas e Solos).

Os limites de Atterberg, constituído pelo Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade, foram obtidos conforme orientações das normas ABNT NBR 6459/16 (Solo – Determinação do limite de liquidez) e NBR 7180/16 (Solo – Determinação do limite de plasticidade). O ensaio de peso específico real dos grãos seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 6458/16 (Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água), utilizando o método do picnômetro.

Para os ensaios de caracterização química foram utilizados 200 g de solo, passantes na peneira de nº 10 (2,0 mm). A análise química da amostra de solo deformada foi realizada pelo Laboratório de Análise de Solo, do Centro de Ciências Rurais da Universidade Federal de Santa Maria. Tendo por finalidade a determinação do pH, da capacidade de troca catiônica (CTC), da percentagem de matéria orgânica, da saturação de bases e alumínio e outros cátions presentes no material em estudo.

3.3.2 Metodologia MCT

A classificação MCT, produto da Metodologia MCT desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), tem por objetivo classificar adequadamente os solos tropicais, apresentando as propriedades mecânicas e hidráulicas dos mesmos, muitas vezes considerados inapropriados para aplicação em obras viárias por classificações tradicionais como SUCS e TRB.

A Metodologia MCT classifica os solos de acordo com seu comportamento, laterítico (L) ou não laterítico (N), através de dois índices (c' e e'), determinados a partir do ensaio de compactação Mini-MCV e do ensaio de perda de massa por imersão. O coeficiente c' é dado pela inclinação das curvas de deformabilidade e o índice e' é obtido através da fórmula apresentada na Equação 3.1.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (3.1)$$

Onde: e' = índice de laterização; Pi = perda de massa por imersão (%); d' = coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes.

Neste trabalho os ensaios para a classificação MCT foram realizados atendendo as seguintes normas do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER-ME 256/94 (Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão), DNER-CLA 259/96 (Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura), método de ensaio DNER-ME 258/94 (Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV (*Moisture Conduction Value*)).

Também foi realizada a classificação do solo através do Método Expedito das Pastilhas adotando como procedimento a proposta de Nogami e Villibor (1994). Além disso, foi realizado o ensaio de compactação mini-proctor, como ensaio complementar da classificação MCT afim de gerar a curva de compactação que permite determinar a massa específica aparente seca máxima (MEAS_{máx}), a umidade ótima (w_{ot}) e está detalhadamente descrito no anexo 2 do livro Pavimentos Econômicos, escrito por Villibor e Nogami, publicado em 2009. A Figura 3.5 ilustra os equipamentos utilizados para a classificação MCT.

Figura 3.5 - Equipamentos utilizados para a classificação MCT.



(a) Equipamento para a compactação miniatura.



(b) Perda de massa por imersão.



(c) Penetrômetro.

3.3.3 Determinação da curva característica

A determinação da curva característica do solo em estudo foi realizada pelo Laboratório de Física do Solo, do Departamento de Solos do Centro de Ciências Rurais da Universidade Federal de Santa Maria. Para a obtenção da curva nas tensões de 1, 6 e 10 kPa as amostras foram saturadas por capilaridade em uma coluna de areia, para 100 kPa foi utilizado o aparelho extrator de Richards e para a tensão de 1500 kPa foi utilizado um psicrômetro de termopar, modelo WP4-T (DECAGON DEVICES, 2000). Este equipamento permite medir a sucção total do solo de forma rápida e confiável para sucções entre 100 e 10^6 kPa, entre 0 e 100 kPa tem-se leituras com baixa precisão.

Assim, os valores de umidade foram obtidos em base de massa, ou seja, umidade gravimétrica, sendo posteriormente transformados em umidade volumétrica. Através do programa SWRC (DOURADO NETO et al., 2001) foram obtidos os parâmetros empíricos α , n e m , que foram usados para o ajuste das curvas de retenção de água, realizado segundo modelo proposto por Van Genuchten (1980) (Equação 3.2).

$$U_V = U_r + \frac{U_{sat} - U_r}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m}, \quad m = 1 - \left(\frac{1}{n}\right) \quad (3.2)$$

Onde: U_V : umidade volumétrica (cm^3/cm^3); U_r : umidade residual (cm^3/cm^3); U_{sat} : umidade de saturação; ψ : sucção mátrica ou potencial matricial (kPa); α , n e m são os parâmetros de ajuste da equação obtidos por regressão.

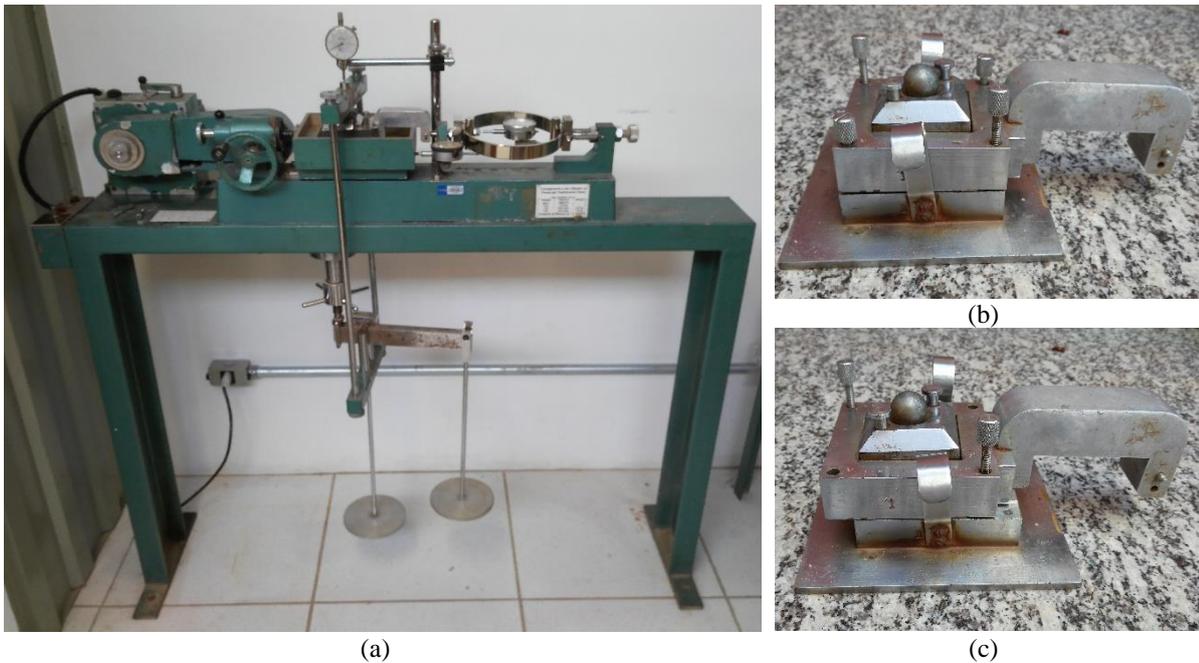
Foram utilizadas amostras indeformadas, amostras reconstituídas em laboratório e amostras reconstituídas com adição de raízes na concentração mais alta (191 raízes). Foram realizadas duas repetições para cada condição de amostra.

3.3.4 Ensaio de cisalhamento direto

Para a execução do ensaio de cisalhamento direto foram seguidos os procedimentos da normativa americana ASTM (*American Society for Testing and Materials*) D3080/11. No ensaio de cisalhamento direto foi utilizado uma caixa bipartida, com corpos de provas na dimensão de 5x5x2 cm, que foi colocada na prensa de cisalhamento onde a metade superior do corpo de prova deslizava em relação a inferior, mantendo-se um certo espaçamento entre as metades superior e inferior da caixa. Nas partes superior e inferior da amostra de solo foram colocadas placas metálicas ranhuradas no sentido perpendicular ao deslocamento, afim de evitar o deslizamento da amostra e após as pedras porosas. O equipamento utilizado para a

execução dos ensaios foi uma prensa de cisalhamento direto produzida pela Ronald Top S/A apresentada na Figura 3.6.

Figura 3.6 - Equipamento para a realização do ensaio de cisalhamento direto (a); caixa de cisalhamento bipartida: início do ensaio (b) e no fim do ensaio (c).

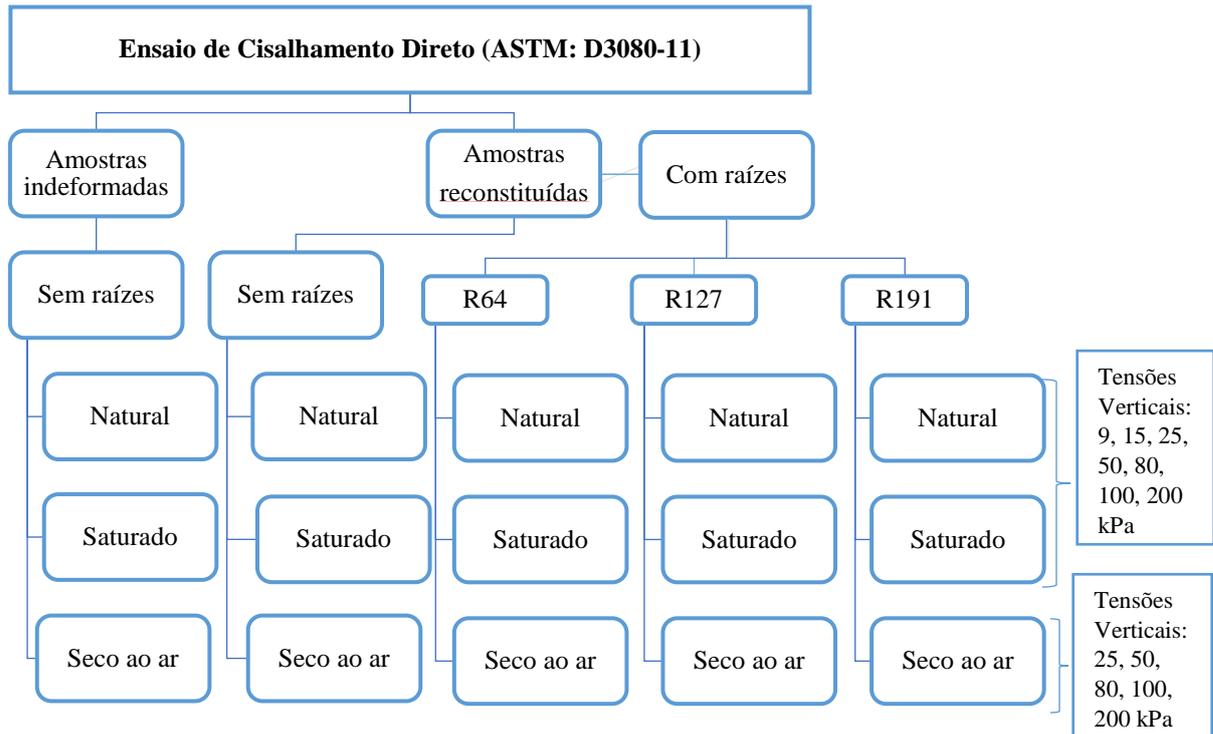


Em todos os ensaios o corpo de prova foi inicialmente submetido a uma força normal, esperava estabilizar as deformações verticais e posteriormente aplicava uma força cisalhante que impõe um deslocamento horizontal à amostra até a ruptura do corpo de prova. A tensão vertical foi atribuída através de pesos colocados em um pendural simples ou com braço de alavanca. O deslocamento vertical durante o ensaio também foi registrado, indicando se houve diminuição ou aumento de volume durante o cisalhamento. A força resistente de cisalhamento do solo foi medida por um anel dinamométrico horizontal. As leituras foram realizadas manualmente com o auxílio de extensômetros.

Foram utilizadas amostras de solo indeformadas, reconstituídas e reconstituídas com adição de raízes em laboratório em três diferentes proporções de raízes, amostras com 64, 127 e 191 raízes, denominadas respectivamente R64, R127 e R191. As condições das amostras utilizadas nos ensaios foram a natural e saturado nas tensões normais de 9 kPa, 15 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 80 kPa, 100 kPa e 200 kPa e na condição da amostra seca ao ar para as tensões de 25 kPa, 50 kPa, 80 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Para cada condição foram realizadas três repetições do ensaio de cisalhamento direto, a fim de obter os resultados através de uma média, com maior

precisão. Desse modo, foram realizados no total 285 ensaios de cisalhamento direto. A Figura 3.7 apresenta o fluxograma das condições do ensaio de cisalhamento direto utilizados na elaboração deste trabalho.

Figura 3.7 - Condições previstas para o ensaio de cisalhamento direto.



Na fase de cisalhamento, o corpo de prova foi cisalhado com velocidade constante de 0,034 mm/min até atingir o deslocamento horizontal de 1,0 cm (20%). Quando este deslocamento era alcançado, a máquina era desligada. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos (intercepto de coesão e ângulo de atrito interno) foram obtidos pelo critério de Mohr – Coulomb considerando uma envoltória de ruptura linear.

Para a realização dos ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade inundado primeiramente a caixa de cisalhamento era inundada e após iniciava-se a fase de adensamento. Essa fase durava 30 minutos, tempo suficiente para que os deslocamentos verticais do corpo de prova fossem estabilizados. Para as amostras secas ao ar foi estabelecido um tempo mínimo de 72 horas secando no ambiente do laboratório.

3.3.4.1 *Preparação dos corpos de prova*

As amostras indeformadas foram moldadas no local de coleta diretamente nos anéis metálicos utilizados no ensaio de cisalhamento direto e logo após parafinadas para que conservassem a umidade do solo. Foram necessárias duas coletas de amostras indeformadas, a primeira ocorreu em agosto de 2016 e a segunda em outubro de 2017. A segunda coleta de amostras indeformadas foi necessária porque a primeira não supriu a necessidade total de amostras.

Os corpos de prova reconstituídos em laboratório foram recriados a partir das características dos corpos de provas indeformados. Para isso foi realizada uma análise em todas as amostras indeformadas coletadas na primeira fase, correspondente a 54 amostras, verificando a umidade, peso específico real dos grãos, peso específico natural, peso específico aparente seco, índice de vazios, saturação e porosidade do solo. Após a determinação de todos os índices físicos mencionados foi realizada uma análise e média desses valores. Essa média foi utilizada para a confecção dos corpos de prova reconstituídos em laboratório, sendo considerado aceitável um desvio de 2% acima ou abaixo do valor médio de peso específico natural.

A Figura 3.8 apresenta as etapas para a confecção dos corpos de prova reconstituídos em laboratório: para moldar as amostras reconstituídas inicialmente a amostra de solo foi colocada na umidade natural. Para isso o solo foi devidamente umedecido misturado com o auxílio de uma espátula e ensacado por no mínimo 24 horas, para a homogeneização do teor de umidade, como demonstrado nos itens (a) e (b). Após com o auxílio de uma balança pesava-se a quantidade de solo correspondente à média de solo existente em cada anel de cisalhamento (92,12 g). Nesta etapa, para as amostras reconstituídas com raízes também eram adicionadas as raízes e misturadas de forma manual e aleatoriamente com o solo, itens (c), (d) e (e), respectivamente.

Posteriormente os corpos de prova foram compactados manualmente com auxílio de um soquete de madeira, garantindo dessa maneira que os corpos de prova reconstituídos em laboratório possuíssem as mesmas características físicas das amostras indeformadas. Para realizar a compactação nos corpos de prova foi preenchido com solo o anel metálico e após compactado, em seguida foi realizada ranhuras na amostra de modo a haver a agregação das duas camadas e finalizada a compactação, itens (f), (g) e (h). No item (i) da Figura 3.8 é demonstrado o corpo de prova reconstituído e após a realização do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 3.8 - Etapas para a confecção dos corpos de prova reconstituídos em laboratório.



(a) Colocar amostra de solo na umidade natural



(b) Deixar homogeneizar a umidade por 24 h



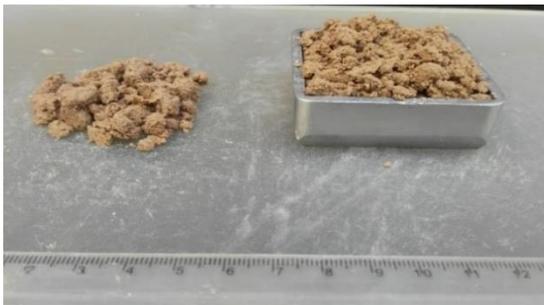
(c) Separação da quantidade de solo para cada amostra



(d) Quantidade de solo necessária para a confecção da amostra reconstituída sem raízes



(e) Quantidade de solo necessária para a confecção da amostra reconstituída com raízes



(f) Preenchimento do anel metálico com solo.



(g) Após a compactação da primeira camada realização de ranhuras para compactar próxima camada



(h) Corpo de prova reconstituído finalizado



(i) Corpo de prova reconstituído antes (esquerda) e após a realização do ensaio de cisalhamento direto (direita).

Para as amostras reconstituídas com raízes foram empregadas raízes da gramínea esmeralda (*Zoysia japonica* Steud.) com comprimento médio de 2 cm, igual à altura do corpo de prova (Figura 3.9, c), e diâmetro médio de 0,5 mm. Foram consideradas nos ensaios três taxas de raízes, que foram obtidas a partir a área de seção transversal dos corpos de prova (25 cm²), foi utilizada a relação entre a área de raízes e área transversal total, definidas taxas que correspondem a 0,5%, 1,0% e 1,5% de RAR, ou seja 64, 127 e 191 raízes, respectivamente. Essas taxas valeriam se todas as raízes estivessem distribuídas na seção horizontal (ruptura) do corpo de prova, imposta pelo ensaio de cisalhamento direto. Após a ruptura do corpo de prova foi verificada a quantidade de raízes na seção horizontal e determinada a RAR equivalente.

Para preparar cada corpo de prova reconstituído com raízes eram contadas a quantidade de raízes necessárias e misturadas manualmente e aleatoriamente. A escolha pela gramínea esmeralda deu-se por essa espécie ser amplamente utilizada para revegetação de taludes em obras de engenharia e de modo a propiciar fácil acesso para a retirada das raízes, uma vez que foi mantida em laboratório uma leiva da gramínea (Figura 3.9, a), o item (b) demonstra o detalhamento do tipo de raízes utilizadas nos ensaios para determinação da resistência ao cisalhamento. A Figura 3.10 exhibe a quantidade de raízes empregas em cada corpo de prova, que foram RAR 0,5%: 64 raízes, RAR 1,0%: 127 raízes e RAR 1,5%: 191 raízes, sendo as amostras denominadas respectivamente R64, R127 e R191.

Figura 3.9 - Detalhamento das raízes da gramínea esmeralda utilizadas nos ensaios.



(a) Leiva da gramínea (*Zoysia japonica* Steud.) acondicionada em laboratório.

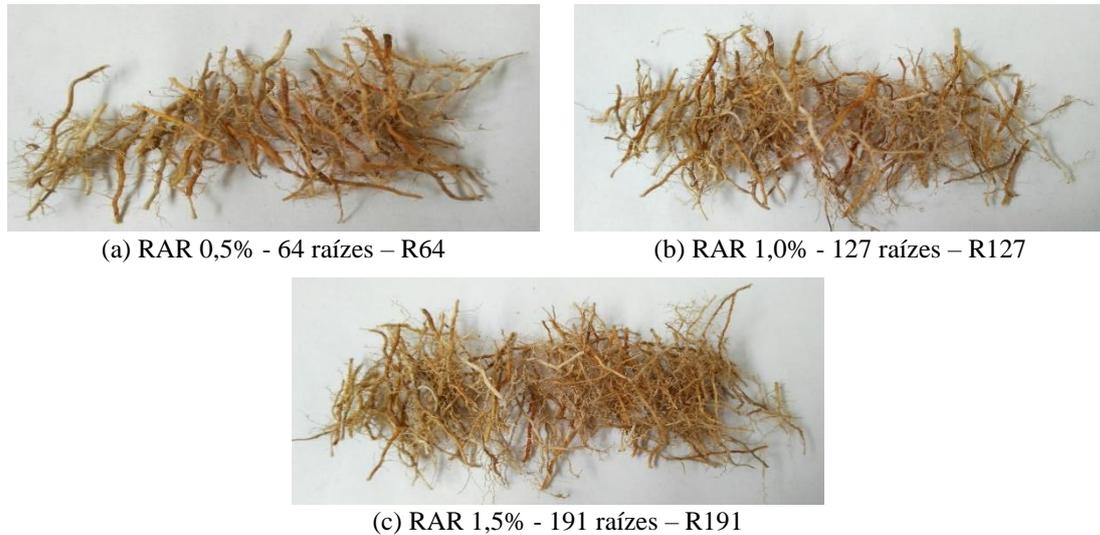


(b) Detalhe das raízes da gramínea.



(c) Comprimento médio das raízes

Figura 3.10 – Quantidade de raízes equivalente à RAR 0,5%, 1,0% e 1,5%.



3.4 ANÁLISE DOS DADOS

Para a análise da resistência ao cisalhamento do solo foram considerados os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do solo, por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb. Também foram analisados os gráficos entre tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal, tensão normalizada *versus* deslocamento horizontal; variação volumétrica *versus* deslocamento horizontal e envoltórias de resistência (tensão cisalhantes *versus* tensão vertical).

Os dados nesta pesquisa foram analisados através de estatística descritiva como base para a para verificação da homogeneidade de características físicas dos corpos de prova e das superfícies de cisalhamento. Para isso, foram utilizados os valores médios, mínimos e máximos, bem como o desvio padrão e coeficiente de variação.

Para as análises dos parâmetros de resistência foram realizados testes de efeito matriz por meio de comparação entre curvas: igualdade entre interceptos: que corresponde à coesão; paralelismo: correspondente ao coeficiente angular ou ângulo de atrito interno e coincidência: avaliando os dois parâmetros, coesão e ângulo de atrito interno. O teste de comparação de retas levou em consideração seu nível descritivo dado por P-valor, sendo que quando foi obtido valor maior ou igual que 0,05 ($P\text{-valor} \geq 0,05$) considerou-se que os parâmetros analisados foram iguais, já quando o resultado foi menor que 0,05 ($P\text{-valor} < 0,05$) os parâmetros analisados foram considerados diferentes. Os testes de distribuição de frequência usam o conceito de variável Dummy, com nível de significância $\alpha = 5\%$. Todas as análises foram realizadas usando o MS Excel e o software Action Stat (ESTATCAMP, 2014).

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

No presente capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios laboratoriais descritos na metodologia apresentada no Capítulo 3. Em um primeiro momento são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física, classificação MCT, análise química e a curva característica para retenção de água do solo em estudo. Posteriormente são apresentados os resultados dos ensaios de cisalhamento direto, fazendo um comparativo entre as amostras indeformadas, reconstituídas sem e com adição de raízes nas três condições de taxas de raízes R64, R127 e R191.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO – CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA

Os ensaios de caracterização física e determinação dos índices físicos que foram realizados de acordo com a metodologia empregada neste trabalho, compreendem os ensaios de peso específico real dos grãos, limites de liquidez, limites de plasticidade e análise granulométrica com e sem o uso do agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). Na Tabela 4.1 estão especificados os resultados das três repetições dos ensaios de peso específico real dos grãos e limites de Atterberg.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de peso específico real dos grãos e limite de consistência.

Identificação	γ_s (kN/m ³)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Ensaio 1	26,12	25	16	9
Ensaio 2	26,11	28	17	11
Ensaio 3	25,93	29	16	12
Média	26,06	27	17	11

Obs.: γ_s = Peso específico real dos grãos; LL = Limite de Liquidez; LP = Limite de Plasticidade; IP = Índice de Plasticidade.

O peso específico real dos grãos apresentou pouca variabilidade, tendo como resultado médio de 26,06 kN/m³, valor consistente com a mineralogia de solos arenosos. O índice de plasticidade variou de 9% a 12% o que caracteriza o material como medianamente plástico.

Os resultados dos ensaios granulométricos com e sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) estão apresentados na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Resultados do ensaio de granulometria com e sem o uso de defloculante.

Identificação		Fração granulométrica					
		Pedregulho	Areia Grossa	Areia Média	Areia Fina	Silte	Argila
Ensaio 1	C/D	0	0	13	51	22	14
	S/D	0	0	12	57	30	0
Ensaio 2	C/D	0	0	12	54	18	17
	S/D	0	0	11	60	27	2
Ensaio 3	C/D	0	0	13	56	13	17
	S/D	0	0	12	63	23	2
Média	C/D	0	0	13	54	17	16
	S/D	0	0	13	61	24	1

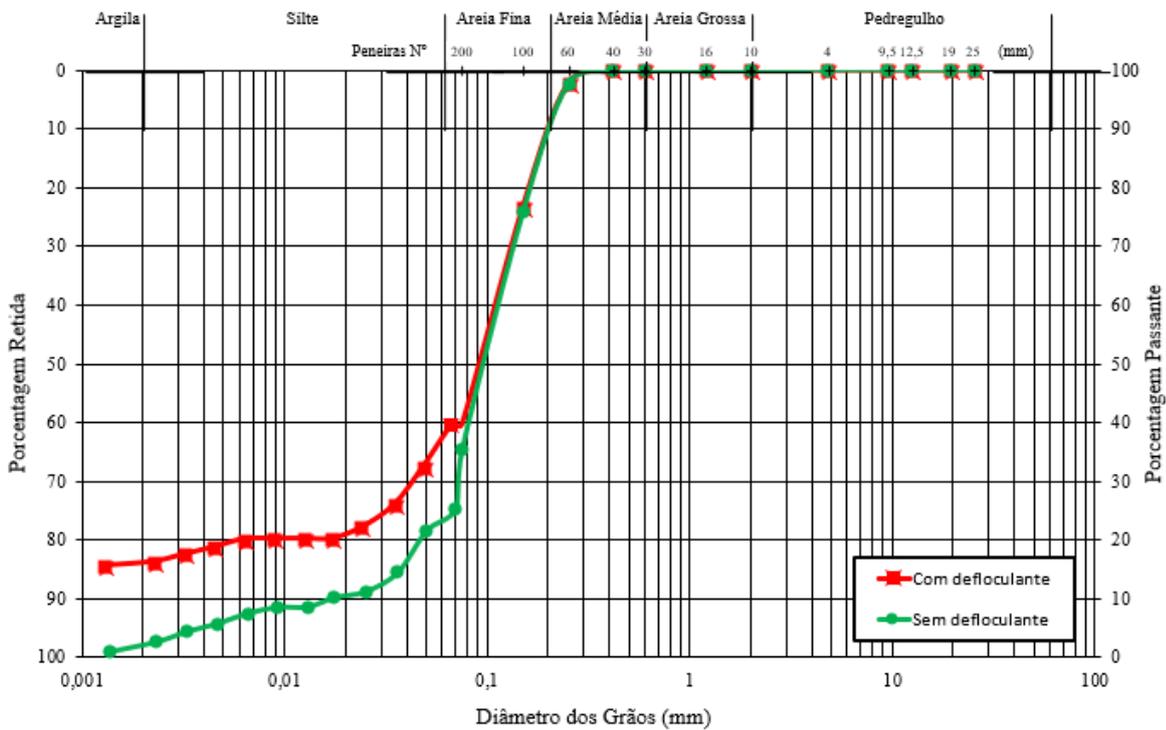
Obs.: C/D = com defloculante; S/D = sem defloculante.

Observa-se que o solo estudado não apresenta partículas do tamanho pedregulho e areia grossa, predominando a fração de areia composta por areia média e areia fina, correspondente a 67% com o uso do defloculante e 74% sem utiliza-lo. É possível verificar que nos ensaios com o uso de defloculante houve maior fração de argila, que teve como resultado um valor médio de 16%, enquanto que sem o uso de defloculante a média para argila foi de 1% da fração total do solo. Portanto, o grau de floculação foi de 93,75%, conforme a NBR 13602/1996 porcentagens de dispersão igual a 100% indica uma fração de argila completamente dispersiva.

A diferença no teor de argila com e sem defloculante ocorre devido à formação de grumos (partículas menores aderidas) nos ensaios realizados sem o uso de agente defloculante. A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas do solo com e sem uso de defloculante, obtidas a partir do valor médio.

Baseado nos parâmetros da classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos) o solo possui a classificação SC – areia argilosa e conforme a TRB (Transportation Research Board) o solo é descrito como A-4 – solo siltoso com pequena quantidade de material grosso e de argila.

Figura 4.1 - Curvas granulométricas médias para o solo com (C/D) e sem (S/D) defloculante.



4.2 CLASSIFICAÇÃO MCT

Os ensaios denominados Mini-MCV, Ensaio de Perda de Massa Por Imersão e o Método Expedito das Pastilhas são os principais ensaios para a caracterização de solos tropicais adotados pela Classificação MCT para solos tropicais.

A Tabela 4.3 apresenta os índices de classificação obtidos nos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, bem como a classificação MCT do solo e a Figura 4.2 apresenta o ábaco de classificação MCT com a indicação do solo em estudo.

Analisando-se os resultados, a amostra do solo é classificada como LA – areia laterítica, porém com valores muito próximo dos limites dos grupos NA' (solo arenoso não lateríticos) e LA' (solo arenoso laterítico).

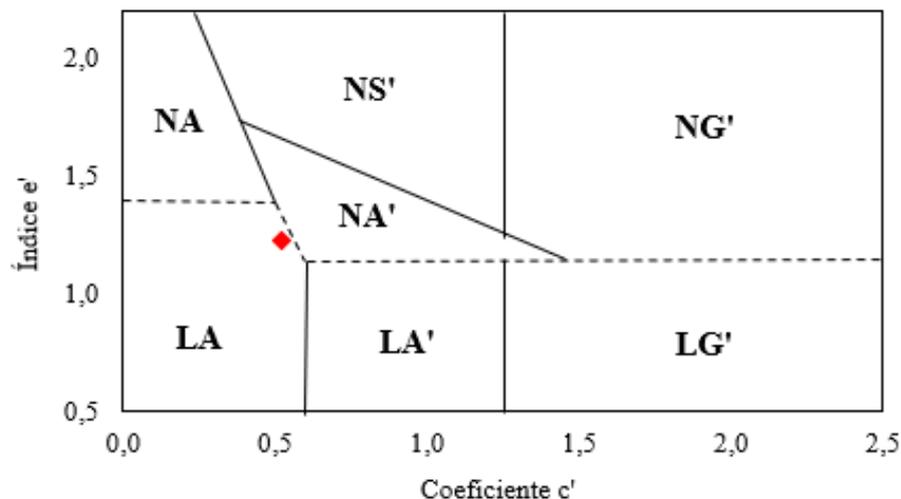
A areia laterítica possui como característica a presença de poucos finos, de comportamento laterítico, típicas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como areias quartzosas e regossolos. Solos classificados como LA' são tipicamente arenosos, e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente no Brasil por latossolos arenosos e solos podzolizados arenosos (textura média). Estes solos, além da presença dos matizes vermelho e amarelo, dão cortes firmes (pouco ou não erodíveis), nitidamente trincados,

quando expostos as intempéries. Já os solos do grupo NA' são compostos granulometricamente por misturas de areias quartzosas (ou de minerais de propriedades similares), com finos passando na peneira 0,075 mm e têm comportamento não laterítico. Os tipos mais representativos são solos saprolíticos originados de rochas ricas em quartzo tais como os granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros.

Tabela 4.3 - Índices para a classificação MCT.

c'	Índices Classificatórios			Classificação MCT
	d'	Pi (%)	e'	
0,51	25,00	108,93	1,24	LA

Figura 4.2 - Ábaco da classificação MCT.



Para a classificação dos solos conforme o Método Expedito das Pastilhas são necessários os parâmetros de contração e penetração das amostras. A Tabela 4.4 apresenta os valores de contração e penetração resultantes das três repetições do ensaio conforme a metodologia apresentada por Nogami e Villibor (1994). Enquanto que a Figura 4.3 ilustra o ábaco de classificação do método das pastilhas. Através da análise dos índices fornecidos em conjunto com o ábaco conclui-se que o solo estudado é classificado como LA', ou seja, solo arenoso laterítico.

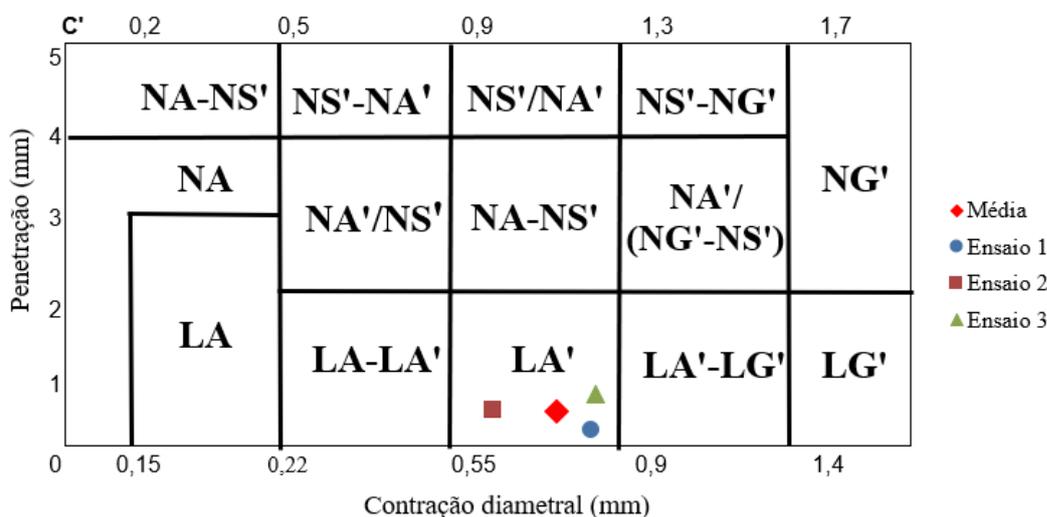
A partir dos resultados da classificação MCT e pelo método das pastilhas é possível verificar que os dois métodos apresentam concordância no que diz respeito ao caráter laterítico

do material, sendo o ensaio das pastilhas o método mais simplificado de determinar o comportamento dos materiais.

Tabela 4.4 - Resultados do Método Expedito das Pastilhas.

Identificação	Contração (Cd)	c'	Penetração	Classificação
Ensaio 1	0,84	1,24	0,23	LA'
Ensaio 2	0,65	1,01	0,48	
Ensaio 3	0,84	1,25	0,68	
Média	0,77	1,16	0,46	

Figura 4.3 - Ábaco de classificação Método Expedito das Pastilhas.

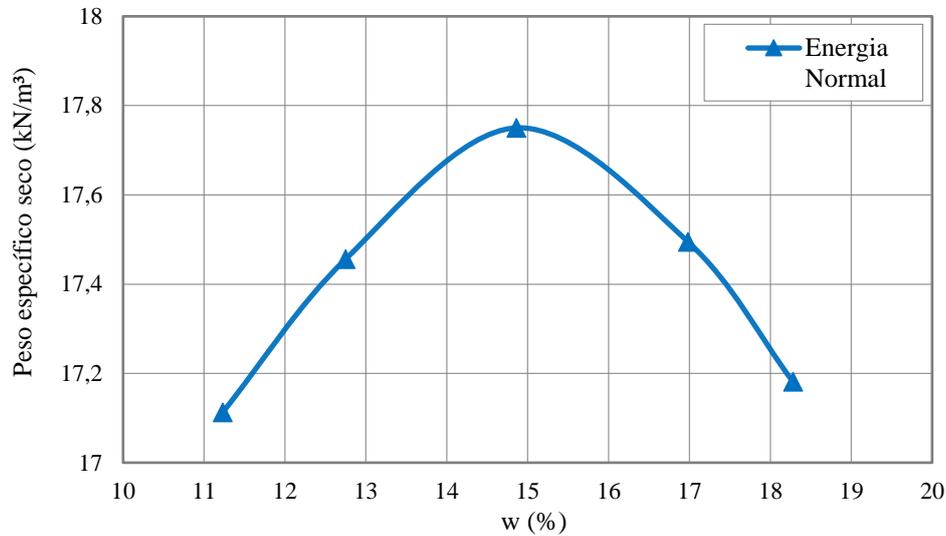


Como ensaio complementar da classificação MCT foi realizado o ensaio de compactação Mini-Proctor com energia normal. Foi obtido um valor máximo da massa específica aparente seca de 17,75 kN/m³ para uma umidade ótima de 14,9%, os demais resultados estão expressos na Tabela 4.5 e a curva de compactação na Figura 4.4.

Tabela 4.5 - Resultados compactação Mini-Proctor.

	Ponto 1	Ponto 2	Ponto 3	Ponto 4	Ponto 4
Umidade - w (%)	11,2	12,8	14,9	17,0	18,3
Peso específico seco máximo (kN/m ³)	17,11	17,46	17,75	17,50	17,18

Figura 4.4 - Curva de compactação.



Portando, a partir da classificação SUCS o solo possui a classificação SC – areia argilosa e conforme a TRB o solo é classificado como A-4 – solo siltoso com pequena quantidade de material grosso e de argila. Baseado na classificação MCT obtido do ensaio Mini-MCV o solo é classificado como LA – areia laterítica, já por meio do Método Expedido das Pastilhas como LA' – solo arenoso laterítico.

4.3 ANÁLISE QUÍMICA

A caracterização química dos solos foi realizada pelo Laboratório de Análise de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM, avaliando a presença de matéria orgânica (MO), argila (Arg), o potencial hidrogeniônico (pH), a capacidade de troca catiônica (CTC), a saturação de bases e alumínio e a presença de elementos químicos, como por exemplo cálcio (Ca), potássio (K) e magnésio (Mg). O resumo dos resultados da análise química é apresentado na Tabela 4.6. O laudo completo da análise química encontra-se no Anexo A.

Tabela 4.6 - Resumo dos resultados da análise química.

Cátions Básicos			Acidez Potencial		CTC efet.	Saturação		MO	Arg	pH
Ca	K	Mg	Al	H+Al		Bases	Al			
(cmol _c /dm ³)						(%)				
10,9	0,164	1,9	1,3	3,5	14,2	78,7	9,2	0,3	12	4,8

O solo apresentou mais de 50% de saturação por bases, característico de solos eutróficos ou férteis. A saturação por alumínio é inferior a 50%, indicando uma quantidade de alumínio à níveis não tóxicos para plantas, se tratando de um solo não álico (EMBRAPA, 2009). O solo apresentou CTC efetiva de 14,2 $\text{cmol}_e/\text{dm}^3$, CTC com valores entre 3 cmol_e/d^3 e 15 $\text{cmol}_e/\text{dm}^3$ indicam a presença do argilomineral caulinita, característico de solos não expansíveis.

Quanto à matéria orgânica, o valor apresentando foi de 0,3%, considerado muito baixo. O escasso conteúdo de matéria orgânica torna o solo suscetível à erosão. O valor de pH foi obtido um valor de 4,8 indicando um solo com acidez elevada (EMBRAPA, 2009). O percentual de argila encontrado através da análise química foi de 12%, valor bastante próximo ao encontrado através da análise granulométrica com o uso de defloculante (16%).

4.4 CURVA CARACTERÍSTICA

A curva característica é a medida da capacidade de retenção de água no solo conforme a variação do seu teor de umidade quando sujeito a vários níveis de sucção. Ou seja, a curva característica ou curva de retenção, relaciona a quantidade de fluido presente nos poros do solo e sua correspondente sucção, podendo ser expressa pelo teor de umidade gravimétrico, teor de umidade volumétrico ou grau de saturação. O laudo completo da análise encontra-se no Anexo B.

A Tabela 4.7 apresenta os dados para a determinação da curva característica, tanto para amostras indeformadas, reconstituídas e reconstituídas com a taxa mais alta de raízes (R191). Confirmou-se que os valores de umidade do solo vão diminuindo conforme aumenta a tensão aplicada, devido à saída de água dos poros e assim aumentando o espaço aéreo, ou seja, o aumento da umidade volumétrica é inversamente proporcional ao efeito da sucção matricial. Para a tensão mais alta ensaiada (1500 kPa), as amostras tiveram o mesmo teor residual de umidade.

As amostras reconstituídas com raízes apresentaram umidade volumétrica e porosidade total maiores do que as amostras reconstituídas sem raízes, fato que provavelmente ocorreu devido à presença de raízes. Já para as amostras indeformadas os índices de umidade volumétrica e porosidade foram maiores do que as amostras reconstituídas. A média da densidade foi igual para todas as amostras.

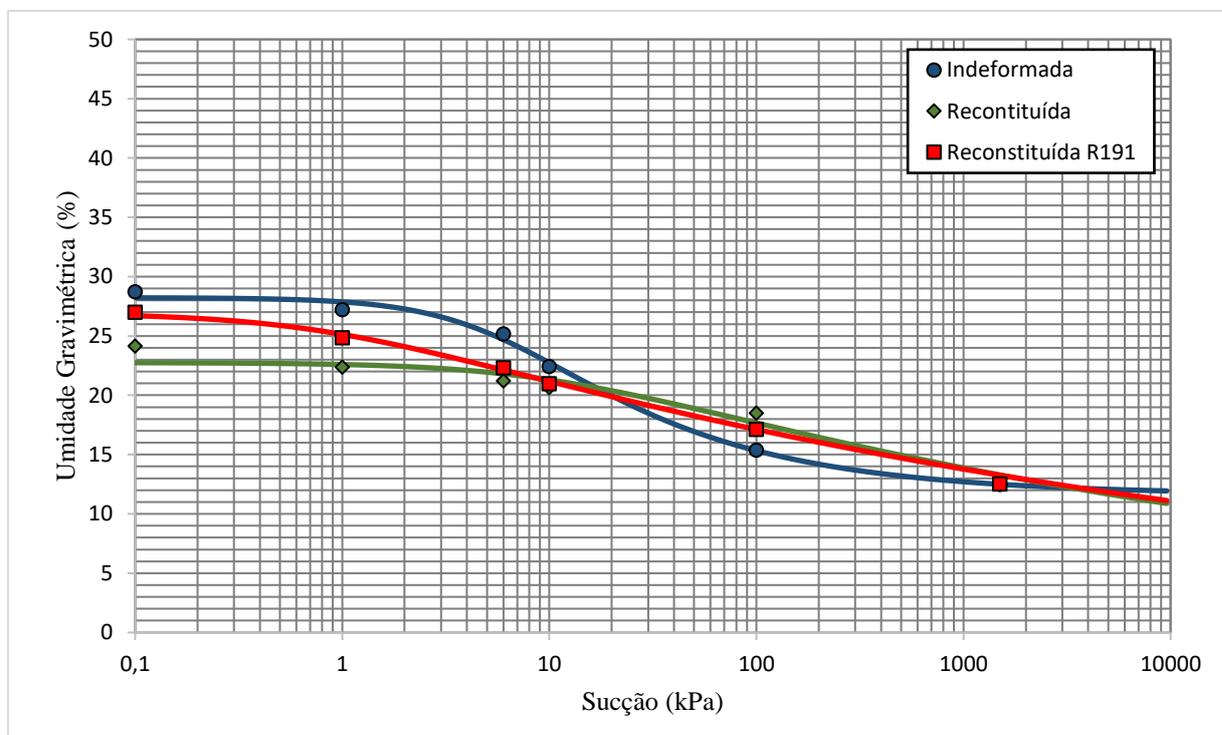
Tabela 4.7 - Dados da curva característica.

Amostra	w	d	Porosidade (cm ³ cm ⁻³)			Umidade Gravimétrica (% (kPa))					
			Macro	Micro	Total	Saturado	1	6	10	100	1500
Indeformada	21,9	1,52	6,00	39,58	45,58	30,0	28,1	26,0	23,3	15,9	12,5
	21,5	1,57	5,01	38,15	43,16	27,5	26,3	24,3	21,5	14,8	12,5
Média	21,7	1,55	5,51	38,87	44,37	28,7	27,2	25,2	22,4	15,4	12,5
Reconstituída	21,4	1,55	4,50	32,51	37,01	23,9	22,0	21,0	20,4	18,6	12,5
	21,2	1,55	4,63	33,25	37,88	24,4	22,8	21,5	20,9	18,4	12,5
Média	21,3	1,55	4,57	32,88	37,45	24,2	22,4	21,2	20,7	18,5	12,5
Reconstituída R191	21,8	1,54	8,54	34,71	43,24	28,1	25,2	22,5	21,2	16,5	12,5
R191	21,5	1,56	5,97	34,53	40,50	26,0	24,5	22,1	20,7	17,7	12,5
Média	21,7	1,55	7,26	34,62	41,87	27,0	24,8	22,3	21,0	17,1	12,5

Obs.: w = umidade (%); d = densidade (g/cm³)

As curvas características do solo em estudo foram ajustadas a partir do modelo apresentado por Van Genuchten (1980), de modo a evidenciar os dados apresentados (Figura 4.5).

Figura 4.5 - Curva característica - Modelo de Van Genuchten (1980).



Analisando a umidade gravimétrica de 22%, a amostra reconstituída apresenta a sucção matricial de 1 kPa, entretanto para a amostra reconstituída com raízes é possível evidenciar um

aumento da sucção matricial passando para 6 kPa. Já para a amostra indeformada para a mesma umidade volumétrica a sucção é equivalente a 10 kPa.

As curvas de Van Genuchten para as amostras reconstituídas e indeformadas foram distintas. Mas realizando a comparação entre a amostra reconstituída com e sem raízes é perceptível que as raízes proporcionam maiores valores de sucção até aproximadamente 10 kPa., para altas tensões as três curvas tendem a convergir. Conforme Maffra (2018) a taxa de contribuição das plantas para a resistência ao cisalhamento de um solo aumenta conforme aumenta a sua umidade, visto que o solo perde gradativamente o efeito da sucção matricial, enquanto as raízes mantêm os efeitos mecânicos intrínsecos à sua resistência à tração.

4.5 CISALHAMENTO DIRETO

A resistência ao cisalhamento do solo estudado foi avaliada em laboratório através de ensaios de cisalhamento direto convencionais, em amostras indeformadas, reconstituídas em laboratório sem e com adição de raízes nas condições de ensaio natural, inundada e seca ao ar.

Tanto a moldagem dos corpos de prova quanto a preparação das amostras para os ensaios de cisalhamento direto seguiram os procedimentos descrito na metodologia apresentada no item 3.3.4.1. A Tabela 4.8 apresenta os valores médios dos índices físicos, correspondentes a 54 amostras coletadas na primeira etapa, a partir desses parâmetros foram moldados os corpos de provas reconstituídos em laboratório.

Tabela 4.8 - Índices físicos das amostras indeformadas, utilizados para moldar os corpos de prova reconstituídos.

Valores	w (%)	γ (kN/m ³)	$\gamma +2\%$ (kN/m ³)	$\gamma -2\%$ (kN/m ³)	γd (kN/m ³)	e	η (%)	S (%)
Média	17,25	16,87	17,20	16,53	14,36	0,82	44,29	57,34
Mínimo	12,77	14,75	-	-	10,89	0,43	51,83	41,80
Máximo	23,02	21,45	-	-	18,24	1,08	29,97	75,21
D. Padrão	2,33	0,13	-	-	0,12	0,13	4,34	9,15
C.V.	13,15	7,28	-	-	8,39	16,62	9,79	15,86

Obs.: w = teor de umidade; γ = peso específico natural; γd = peso específico aparente seco; e = índice de vazios; η = porosidade; S = grau de saturação; D. Padrão = desvio padrão; C.V. = coeficiente de variação (%).

O teor de umidade médio do solo proveniente das amostras indeformadas foi de 17,25%, o peso específico natural foi de 16,87 kN/m³. Para os corpos de prova reconstituídos foi considerado aceitável a variação de 2% no valor do peso específico natural ($\gamma \pm 2\%$).

O índice de vazios que tem por finalidade indicar a variação volumétrica do solo ao longo do tempo foi de 0,82, enquanto a porosidade que indica a relação entre o volume dos vazios e o volume total da amostra foi de 44,29%, sendo classificados respectivamente como alto e média conforme a Associação Internacional de Geologia de Engenharia - IAEG (1979). Para o solo em estudo o grau de saturação, que tem por objetivo indicar a porcentagem do volume total de vazios contem água na amostra, apresentou um valor de 57,34%, sendo classificado como muito úmido (IAEG, 1979).

4.5.1 Ensaio na condição de umidade natural

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto para as tensões normais de 9, 15, 25, 50, 80, 100 e 200 kPa, com três repetições para cada tensão. Desse modo, um total de 21 ensaios foram realizados para cada tipo de amostra: amostras indeformadas, reconstituídas e reconstituídas com adição de raízes (R64, R127 e R191) totalizando, portanto, 105 ensaios de cisalhamento direto para a condição de umidade natural. A Tabela 4.9 apresenta os índices físicos médios das amostras ensaiadas para a condições de umidade natural, bem como os valores mínimos, máximos, desvio padrão (D. Padrão) e coeficiente de variação (C.V.).

É possível evidenciar na Tabela 4.9 que a média da umidade inicial das amostras reconstituídas foi representativa das amostras indeformadas da primeira amostragem. A média de umidade das amostras indeformadas da segunda amostragem foi superior a média da primeira, pois no momento da coleta o solo estava mais úmido. Devido a isso, o grau de saturação também foi maior. Lembrando que as médias dos índices físicos das amostras provenientes da 1º amostragem foram utilizadas para a moldagem dos corpos de prova reconstituídos em laboratório para todas as condições de umidade ensaiadas.

Ainda na Tabela 4.9, percebe-se que os valores do peso específico natural do solo para as amostras reconstituídas ficaram dentro da faixa de variação de 2% estabelecidos. De modo geral, é possível afirmar que os índices físicos das amostras reconstituídas em laboratório foram bastante representativos das amostras indeformadas. Pela análise estatística apresentada pode-se observar os pequenos valores de desvio padrão e de coeficiente de variação em todas as análises estatísticas das amostras reconstituídas (C.V.<4%), o que representa a pequena variação dos valores.

Tabela 4.9 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade natural.

Tipo de amostra	Valores	w (%)	γ (kN/m ³)	γd (kN/m ³)	e	S (%)
1 ^a amostragem	Média	17,25	16,87	14,36	0,82	57,34
	Indeformado	Mínimo	12,77	14,75	10,89	41,80
	Natural	Máximo	23,02	21,45	18,24	75,21
	D. Padrão	2,33	0,13	0,12	0,13	9,15
	C.V.	13,15	7,28	8,39	16,62	15,86
2 ^a amostragem	Média	20,54	17,17	14,26	0,83	65,56
	Indeformado	Mínimo	12,81	15,01	12,55	45,87
	Natural	Máximo	24,46	17,85	15,30	78,11
	D. Padrão	3,90	0,06	0,07	0,09	10,05
	C.V.	19,00	3,50	4,63	10,53	15,33
Reconstituído Natural	Média	17,36	17,11	14,58	0,79	58,61
	Mínimo	16,74	16,73	14,22	0,74	55,94
	Máximo	17,80	17,19	15,00	0,83	62,40
	D. Padrão	0,34	0,02	0,02	0,02	1,85
	C.V.	1,96	1,22	1,28	2,87	3,15
Reconstituído Natural R64	Média	17,25	17,09	14,57	0,79	58,15
	Mínimo	16,84	16,94	14,42	0,76	56,31
	Máximo	17,65	17,11	14,81	0,81	60,75
	D. Padrão	0,24	0,02	0,01	0,02	1,15
	C.V.	1,38	0,90	0,92	2,03	1,99
Reconstituído Natural R127	Média	17,31	17,02	14,50	0,80	57,76
	Mínimo	16,91	16,75	14,22	0,76	55,63
	Máximo	17,54	17,16	14,81	0,83	59,39
	D. Padrão	0,16	0,01	0,01	0,01	0,79
	C.V.	0,91	0,66	0,74	1,65	1,36
Reconstituído Natural R191	Média	17,26	17,04	14,54	0,79	57,93
	Mínimo	16,93	16,64	14,22	0,78	55,34
	Máximo	17,48	17,13	14,61	0,83	59,21
	D. Padrão	0,19	0,01	0,01	0,01	0,98
	C.V.	1,10	0,72	0,80	1,84	1,70

Obs.: w_i = teor de umidade inicial; γ = peso específico natural; γd = peso específico aparente seco; e = índice de vazios; S = grau de saturação; D. Padrão = desvio padrão; C.V. = coeficiente de variação (%).

Nos ensaios de cisalhamento direto com a presença de raízes de forma manual, quantificava-se a quantidade de raízes na superfície de ruptura do corpo de prova afim de se obter o valor de RAR equivalente de cada amostra, conforme apresentado na Figura 4.6. No item (a) é apresentado uma amostra contendo 64 raízes (RAR 0,5%), sendo que na sua superfície de ruptura foram evidenciadas 19 raízes portanto, a RAR foi de 0,15%. No item (b) a amostra com 127 raízes (RAR 1,0%), na superfície de ruptura haviam 43 raízes obtendo a RAR de 0,34%. Já no item (c) a amostra com 191 raízes (RAR 1,5%) haviam 60 raízes resultando na RAR de 0,31%.

Figura 4.6 - Amostras de solo na condição de umidade natural reconstituídas com raízes após o ensaio de cisalhamento direto.



(a) Amostra com 64 raízes no corpo de prova: 19 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,15%)



(b) Amostra com 127 raízes no corpo de prova: 43 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,34%)



(c) Amostra com 191 raízes no corpo de prova: 60 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,31%)

A partir da Figura 4.7 até a Figura 4.11 são apresentados os gráficos do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade natural, o item (a) refere-se ao gráfico da tensão cisalhante (kPa) *versus* o deslocamento (mm). Sendo possível verificar que a tensão cisalhante cresce com o aumento da tensão normal aplicada, estabilizando-se ao longo do deslocamento da amostra e não apresentando uma tensão de pico.

No item (b) são apresentados os gráficos para a tensão normalizada *versus* o deslocamento, para a tensão normalizada considerou-se a divisão da tensão cisalhante pela tensão normal aplicada. Através desses gráficos é possível verificar uma tensão de pico para as

baixas tensões normais de 9, 15 e 25 kPa, sendo mais expressivo nas amostras com adição de raízes, significando como um indicio da influência das raízes. Para as tensões normais de 50, 80, 100 e 200 kPa apresentam o mesmo comportamento, um crescimento da tensão normalizada até o deslocamento de aproximadamente 4 mm e após se estabilizam e tendem a convergir. Além disso, para as amostras com incremento de raízes é possível evidenciar que a tensão normalizada atinge maior índices quando comparada com as amostras indeformadas e remoldadas sem raízes.

No item (c) estão apresentados os gráficos da variação volumétrica pelo deslocamento. É possível verificar que para as tensões normais de 9, 15 e 25 kPa ocorreram um leve aumento da dilatação das amostras com o aumento de raízes, enquanto que para tensões normais mais elevadas ocorre uma redução do volume. Nos materiais tradicionais, a compressão do solo é característica de areias fofas enquanto que a expansão é de areias compactadas.

O item (d) apresenta as envoltórias de ruptura das amostras, sendo que foram realizadas envoltórias para as baixas tensões (9, 15 e 25 kPa) e a envoltória para altas tensões, abrangendo todas as tensões normais ensaiadas. Analisando as envoltórias para as altas tensões o intercepto coesivo é nulo havendo apenas a influência do ângulo de atrito interno, as amostras com raízes possuem maior valor de ângulo de atrito interno. Já para as baixas tensões houve a contribuição do intercepto coesivo e do ângulo atrito interno do solo, como pode ser observado na Tabela 4.10. Ressaltando que esta análise ficou prejudicada pela dificuldade de realizar ensaios de laboratório de cisalhamento direto com baixas tensões.

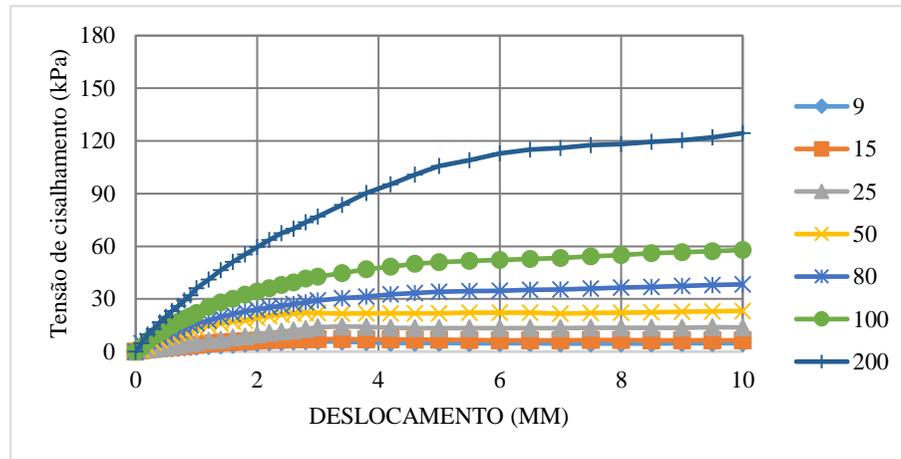
Além disso, no item (d) são apresentados os limites de confiança dos pontos correspondentes aos corpos de prova ensaiados, para uma margem de erro de 5 %, ou seja, as linhas tracejadas delimitam a faixa onde é de 95% a probabilidade de que os pontos individuais do ensaio de cisalhamento direto se agrupem, conforme a NBR 11682/2009 – Estabilidade de Taludes.

Tabela 4.10 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas e baixas tensões dos ensaios na condição de umidade natural.

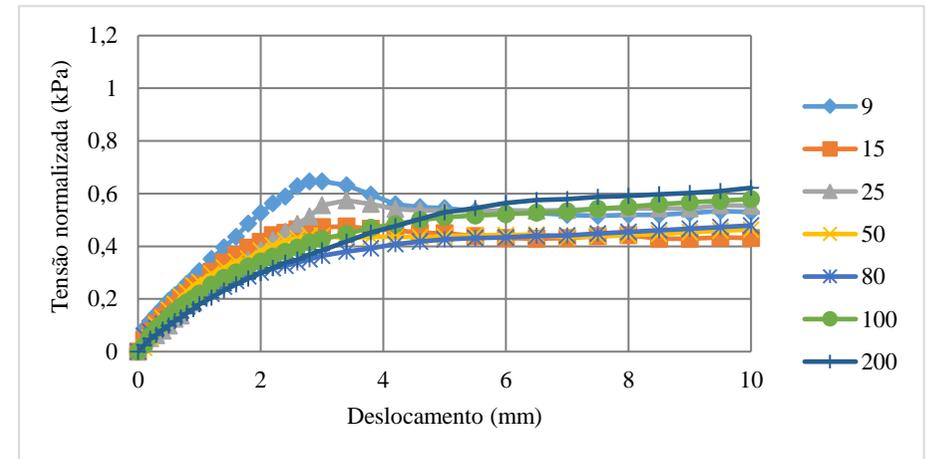
Amostras	Altas tensões		Baixas tensões	
	ϕ (graus)	c (kPa)	ϕ (graus)	c (kPa)
Indeformada	30,66	-	29,08	0,19
Reconstituída	27,72	-	19,92	3,60
Reconstituída R64	40,36	-	11,80	8,05
Reconstituída R127	40,36	-	22,73	5,59
Reconstituída R191	42,20	-	13,13	8,45

Obs.: ϕ = ângulo de atrito interno do solo; c = intercepto de coesão.

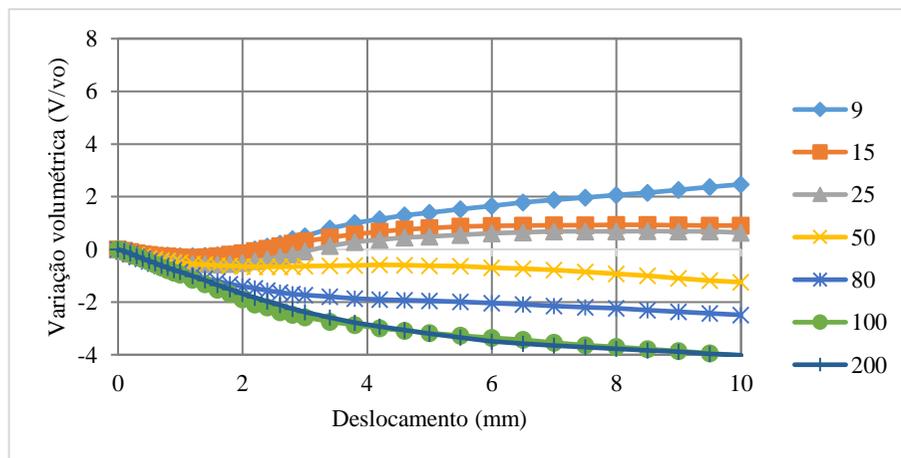
Figura 4.7 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras indeformadas -umidade natural.



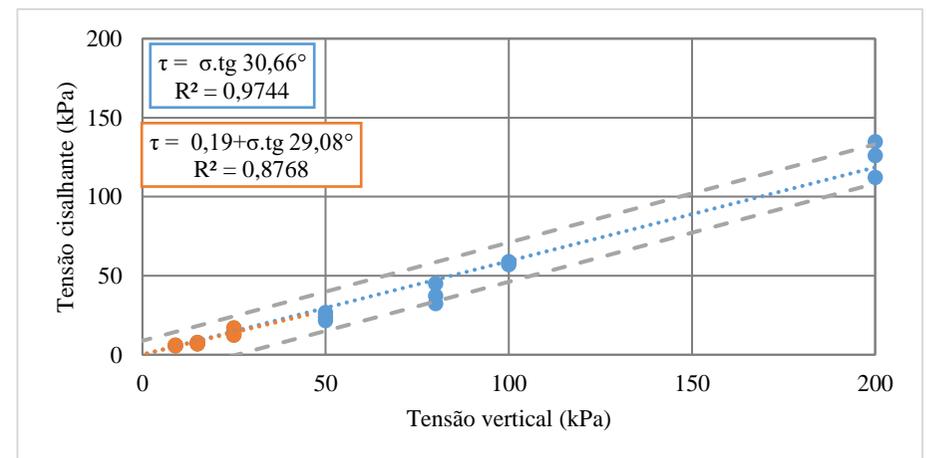
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

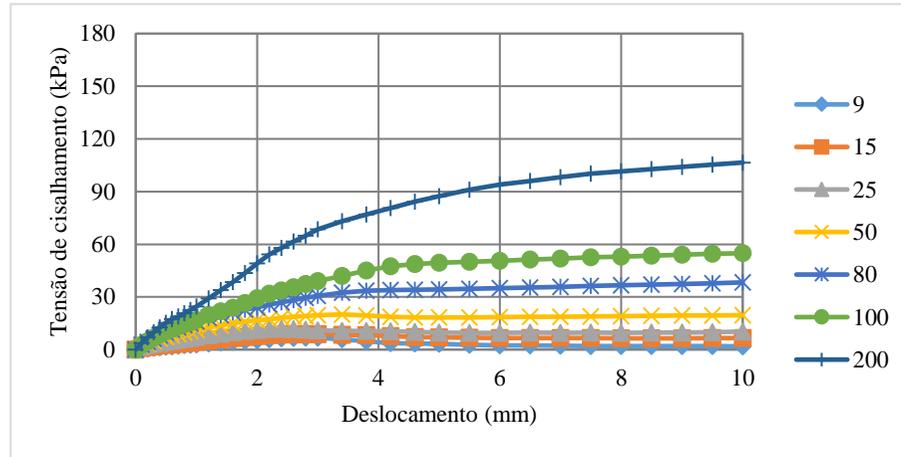


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

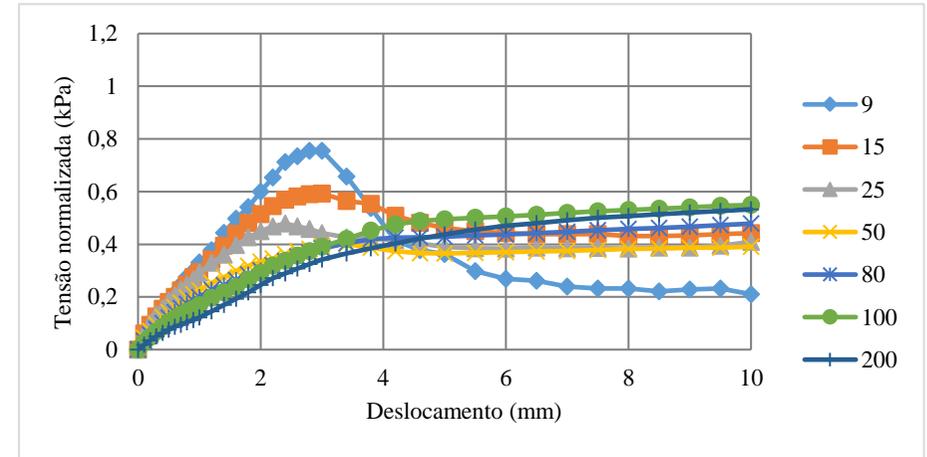


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

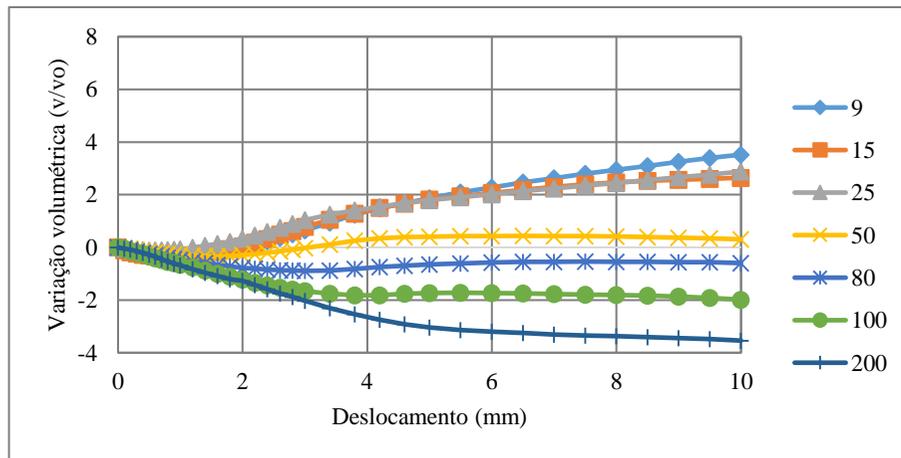
Figura 4.8 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural.



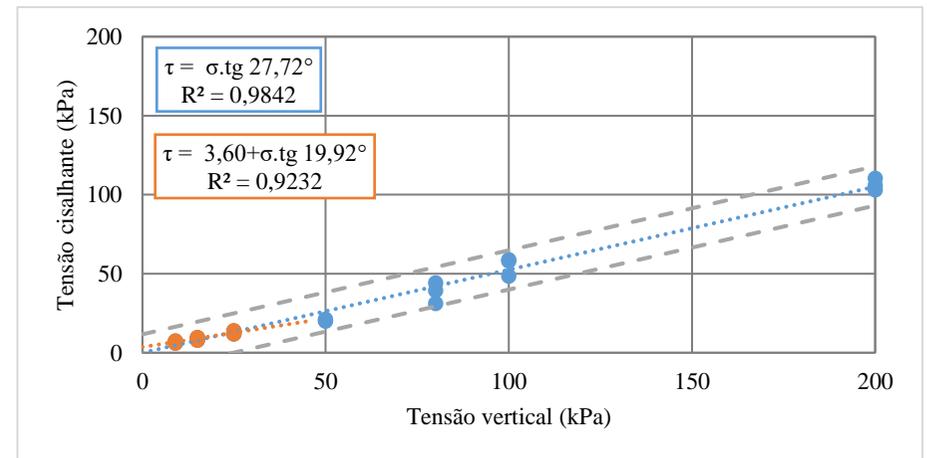
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

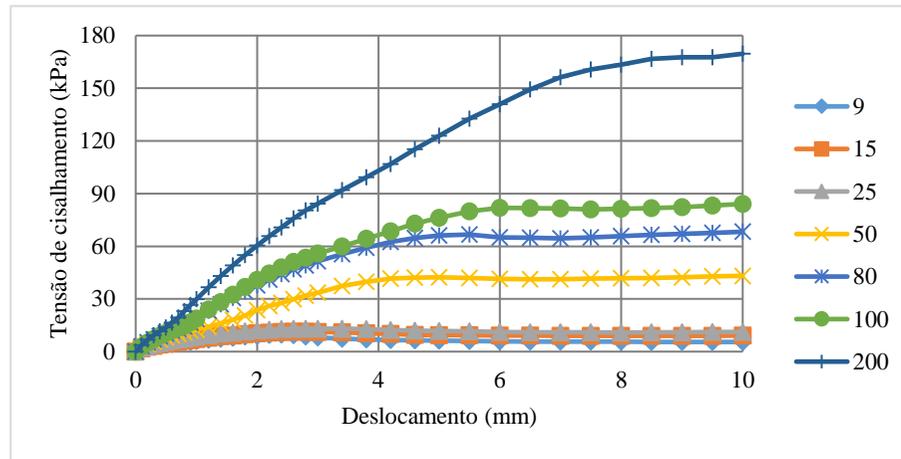


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

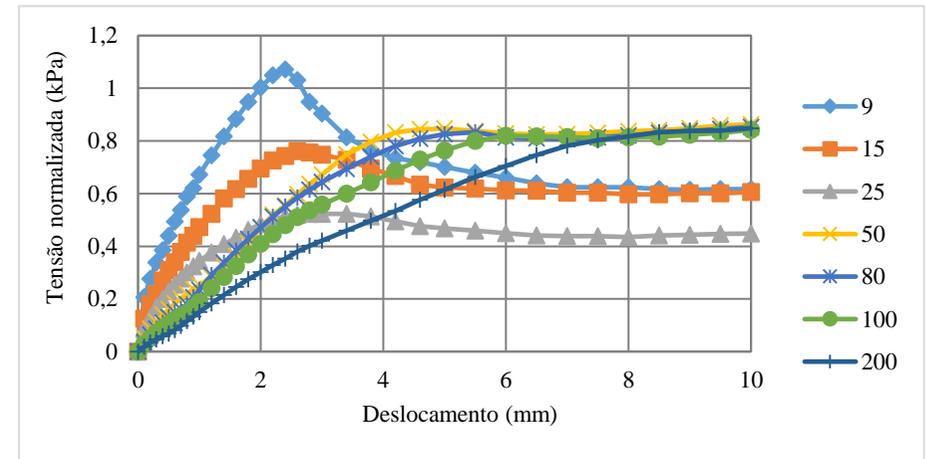


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

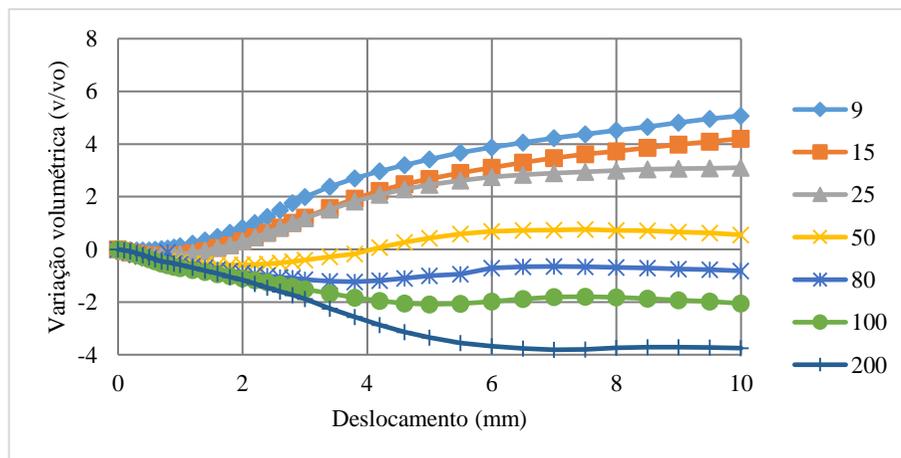
Figura 4.9 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural – R64.



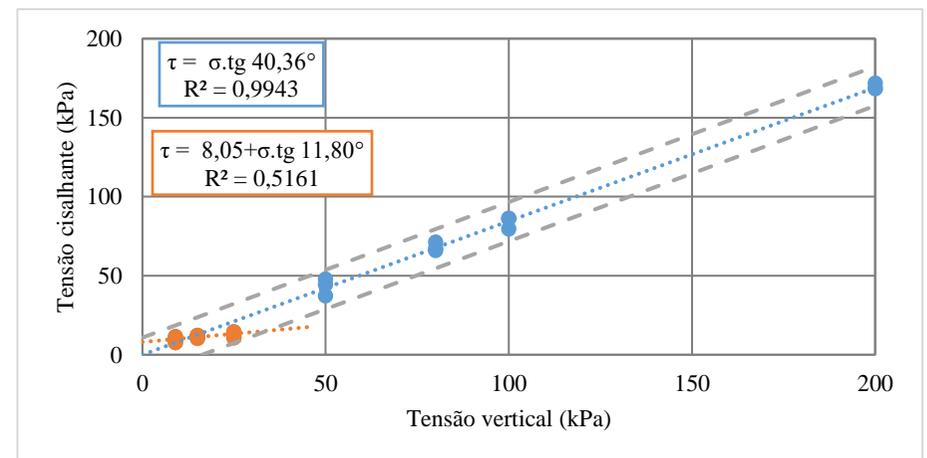
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

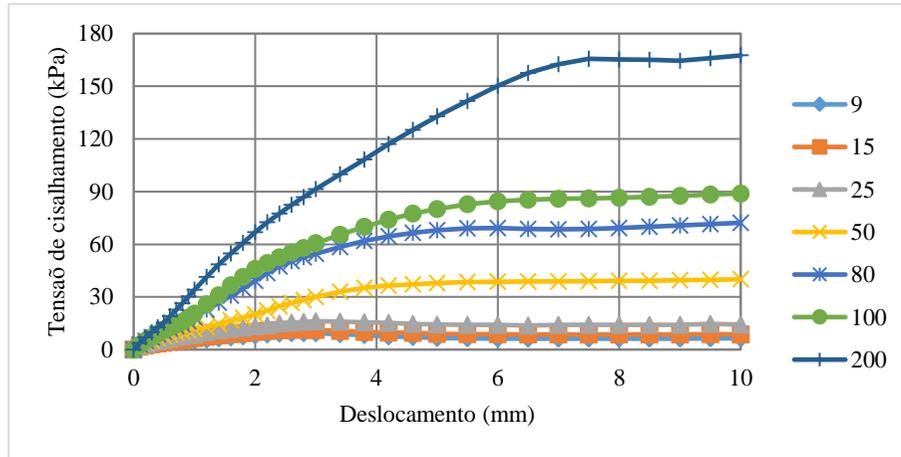


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

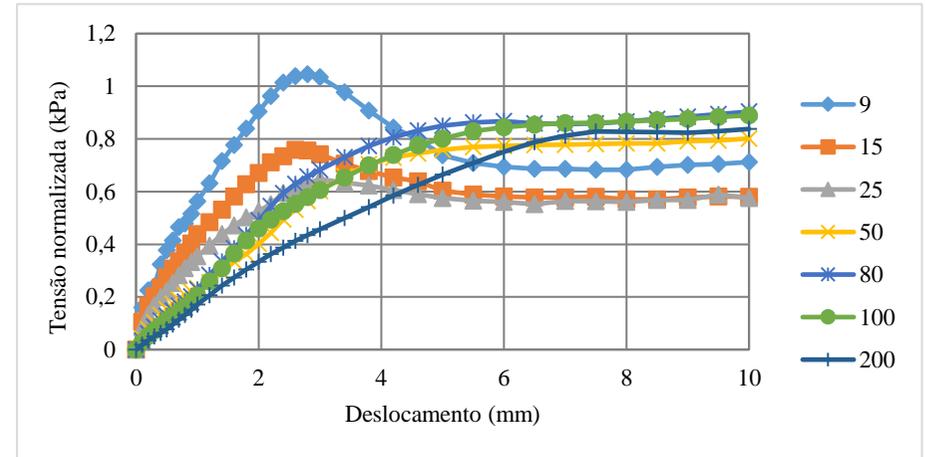


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

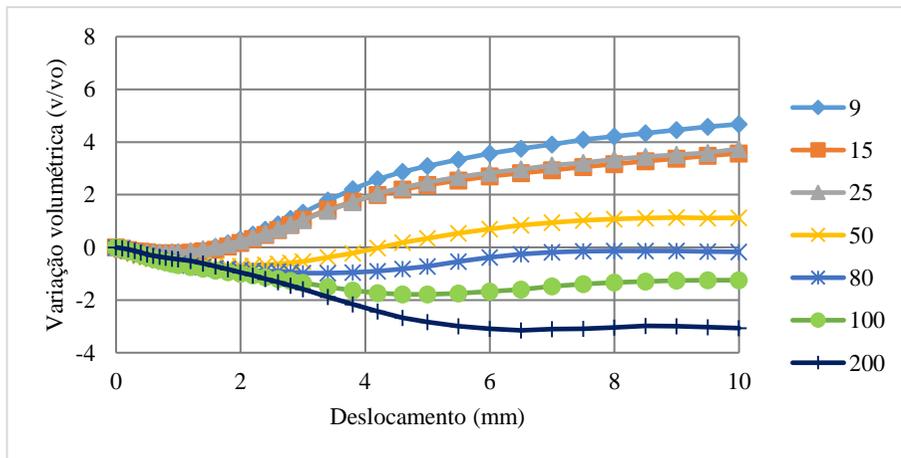
Figura 4.10 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas- umidade natural – R127.



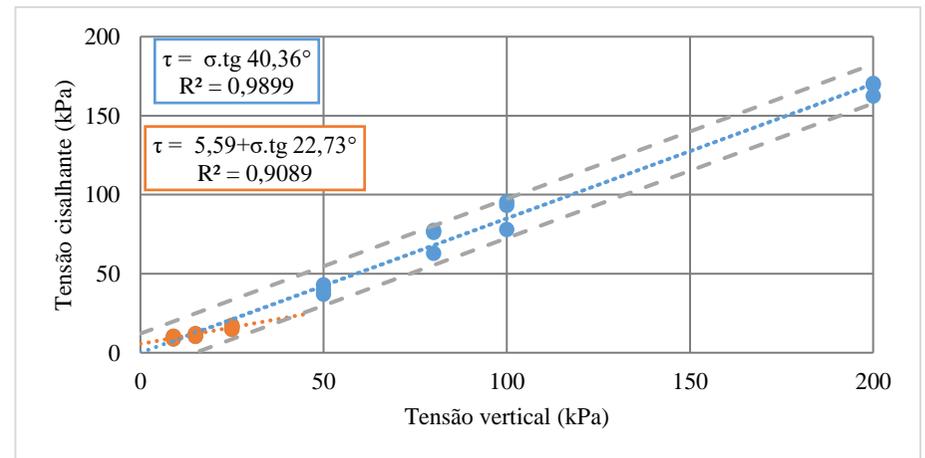
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

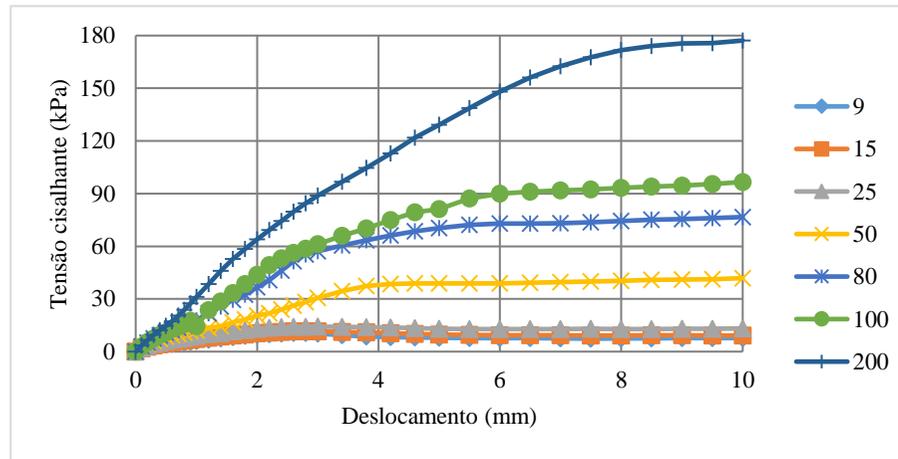


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

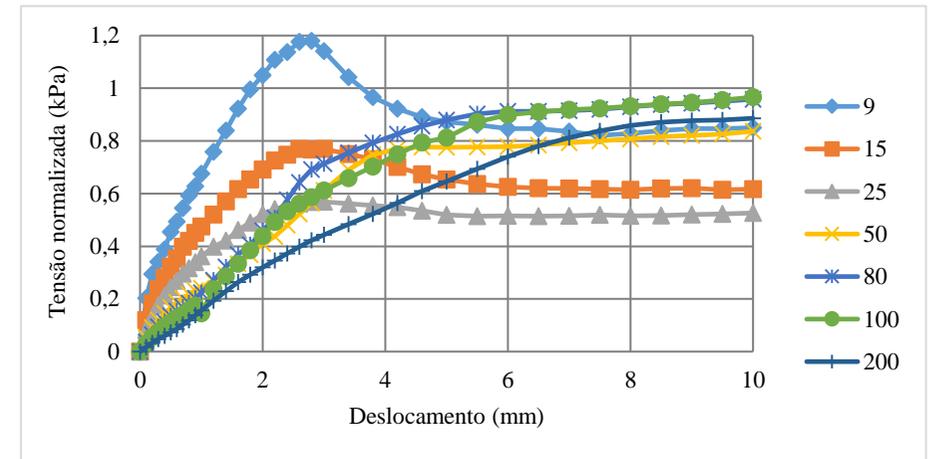


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

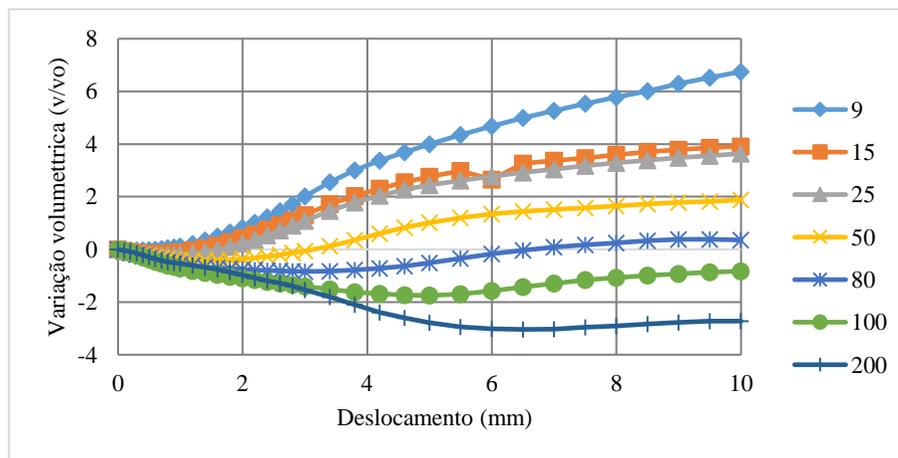
Figura 4.11 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas - umidade natural – R191.



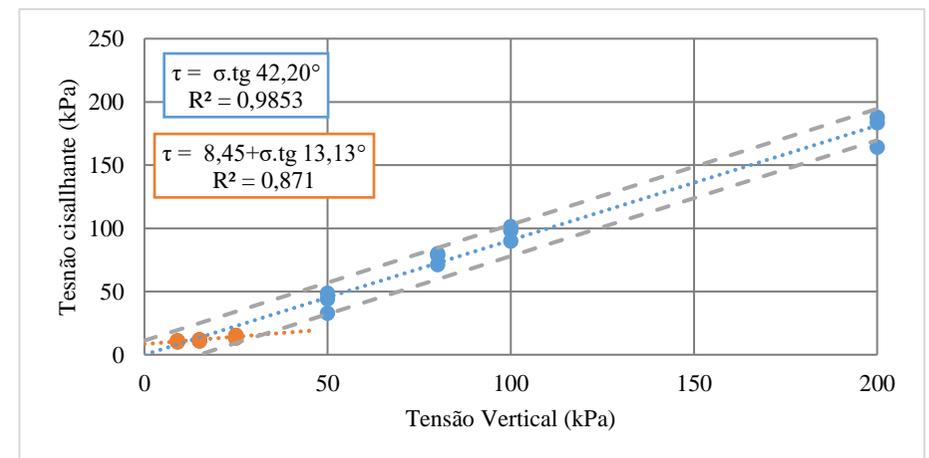
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal



(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal



(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

A Tabela 4.11 apresenta os valores médios da tensão cisalhante máxima (τ), a porcentagem do aumento ou diminuição das tensões cisalhantes máximas encontradas da tensão cisalhante, seja a partir das amostras indeformadas ou reconstituídas e a porcentagem de RAR na superfície de ruptura.

Tabela 4.11 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a umidade natural.

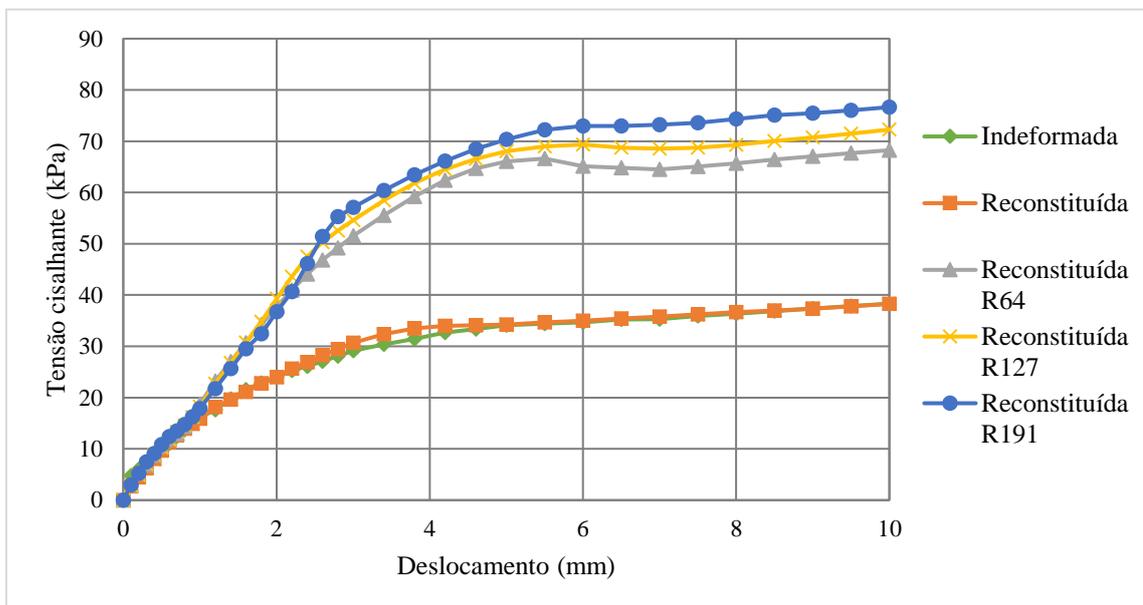
Condição	σ (kPa)	T (kPa)	ϕ (graus)	Diferença amostra indeformada	Diferença amostra reconstituída	RAR médio na sup. de ruptura	% raízes na sup. de ruptura
Indeformada Natural	9	5,95	30,66°	-	-	-	-
	15	7,32		-	-	-	
	25	14,55		-	-	-	
	50	24,22		-	-	-	
	80	38,31		-	-	-	
	100	57,96		-	-	-	
	200	124,38		-	-	-	
Reconstituída Natural	9	6,90	27,72°	15,9%	-	-	-
	15	8,99		22,8%	-	-	
	25	12,68		-12,8%	-	-	
	50	20,66		-14,7%	-	-	
	80	38,28		-0,1%	-	-	
	100	55,21		-4,7%	-	-	
	200	106,53		-14,3%	-	-	
Reconstituída Natural R64	9	9,71	40,36°	63,2%	40,8%	0,13%	28,20%
	15	11,54		57,6%	28,4%	0,17%	
	25	13,14		-9,7%	3,6%	0,13%	
	50	43,28		78,7%	109,5%	0,13%	
	80	68,35		78,4%	78,6%	0,13%	
	100	84,14		45,2%	52,4%	0,15%	
	200	169,66		36,4%	59,3%	0,15%	
média						0,14%	
Reconstituída Natural R127	9	9,61	40,36°	61,5%	39,3%	0,29%	25,72%
	15	11,47		56,7%	27,6%	0,23%	
	25	16,21		11,5%	27,8%	0,29%	
	50	40,08		65,5%	94,0%	0,25%	
	80	72,28		88,7%	88,8%	0,23%	
	100	88,95		53,5%	61,1%	0,26%	
	200	167,56		34,7%	57,3%	0,25%	
média						0,26%	
Reconstituída Natural R191	9	10,72	42,20°	80,2%	55,5%	0,51%	29,29%
	15	11,67		59,4%	29,8%	0,42%	
	25	14,38		-1,1%	13,4%	0,43%	
	50	41,84		72,7%	102,5%	0,46%	
	80	76,66		100,1%	100,3%	0,42%	
	100	96,60		66,7%	75,0%	0,42%	
	200	178,68		43,7%	67,7%	0,42%	
média						0,44%	

Obs.: σ = tensão normal (kPa); τ = Tensão cisalhante (kPa); ϕ = ângulo de atrito interno do solo (em graus).

Realizando a análise entre as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes (Tabela 4.11) é possível verificar que as tensões cisalhantes médias não sofreram grandes variações. O ensaio na tensão normal de 80 kPa obteve o melhor índice, o resultado médio da tensão cisalhante máxima das amostras reconstituídas variou apenas 0,1% da amostra indeformada. O ângulo de atrito interno do solo foi diferente, entretanto bastante próximo, sendo de $30,54^\circ$ para a amostra indeformada e de $27,92^\circ$ para amostra reconstituída sem raízes.

Analisando a tensão de 80 kPa para a amostra com 64 raízes houve um acréscimo de 78% comparado com as amostras sem raízes, sendo que na superfície de ruptura havia o correspondente de RAR 0,13%, para a amostra com 127 raízes houve o acréscimo de 88% na tensão cisalhante máxima e a RAR foi de 0,23%. Já para a amostra com 191 raízes analisando ainda a tensão normal de 80 kPa, houve um acréscimo de 100% na resistência do solo com adição das raízes, sendo que na área de ruptura do corpo de prova havia o RAR corresponde de 0,42%. Neste caso, é evidenciado o incremento da resistência de pico que as raízes proporcionam, sendo crescente com a quantidade de raízes na superfície de ruptura e pode ser evidenciado a Figura 4.12.

Figura 4.12 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento para a tensão normal de 80 kPa.

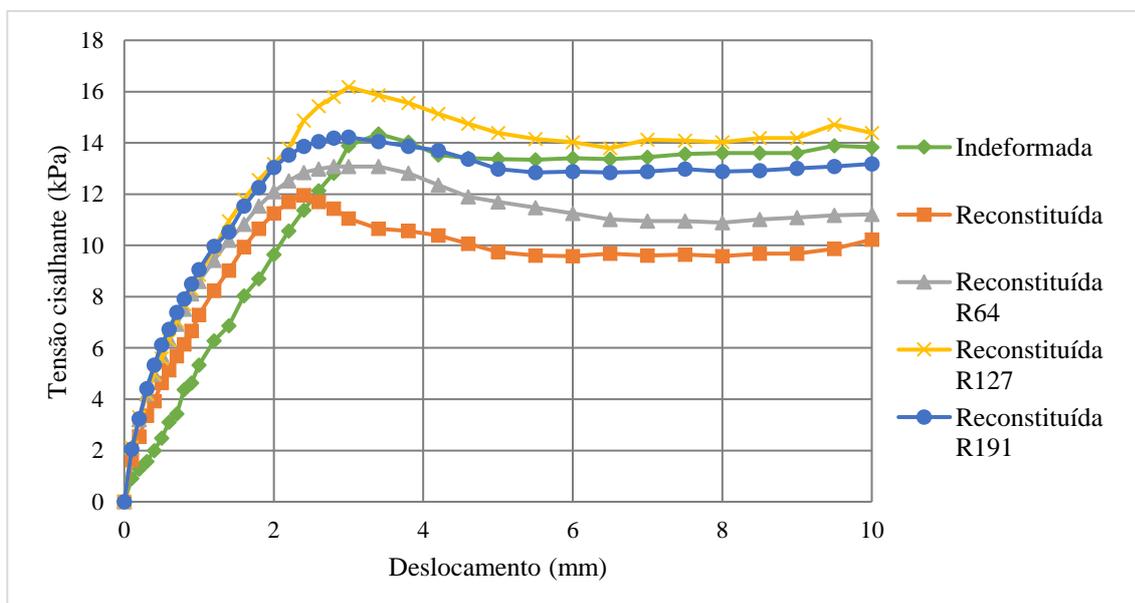


Praticamente todas as amostras reconstituídas na condição natural com adição de raízes tiveram um aumento na resistência ao cisalhamento. Para as tensões normais de 9, 15, 50, 80, 100 e 200 kPa a tensão cisalhante teve um incremento que variou de 27 a 100%. Por mais que

as raízes foram adicionadas nos corpos de prova de modo aleatório, elas formaram uma malha dentro do mesmo e as raízes que não estavam na superfície de ruptura certamente influenciaram no acréscimo da tensão cisalhante. Em torno de 30% das raízes inseridas nos corpos de prova estavam na superfície de ruptura, como pode ser evidenciado na última coluna da Tabela 4.11.

As amostras com raízes R64 e R191 na tensão normal de 25 kPa não obtiveram ganho na resistência se comparado com as amostras indeformadas. Comparando-se com a amostra reconstituída houve um incremento, sendo de 3,6% na amostra R64; 27,8% para R127 e de 13,4% com R191. Desse modo, percebe-se que as amostras reconstituídas seguiram um padrão diferente da amostra indeformada para a tensão normal de 25 kPa. Mesmo assim é possível evidenciar a partir da amostra reconstituída sem raízes que as amostras reconstituídas com raízes proporcionaram incremento nos parâmetros de resistência do solo. A média da tensão de pico para as amostras com R127 (RAR na superfície de ruptura = 0,29%) foi maior do que o obtido com as amostras com R191 (RAR na superfície de ruptura = 0,43%), a Figura 4.13 evidencia o descrito. Fato pode ter sido ocasionado pela inclinação das raízes, Gray e Ohashi (1983) realizaram ensaios de cisalhamento direto e demonstraram que fibras orientadas a 60° da superfície de ruptura são mais efetivas para o aumento da resistência ao cisalhamento e as orientadas à 120° reduzem a resistência ao cisalhamento do solo. Neste trabalho as raízes foram adicionadas de forma aleatória no corpo de prova e não foram consideradas as inclinações das mesmas.

Figura 4.13 - Gráfico tensão cisalhante versus deslocamento para a tensão normal de 25 kPa.



Para complementar e confirmar as informações apresentadas, testes estatísticos foram conduzidos para verificar a igualdade dos interceptos (coesão), o paralelismo das curvas (coeficiente angular e ângulo de atrito interno) e a coincidência (intercepto e coeficiente angular) utilizando os dados para as tensões normais de 9 a 200 kPa. Os resultados dessas análises são apresentados na Tabela 4.12, a hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05 (P-valor>0,05).

A primeira hipótese foi verificar a igualdade entre as amostras indeformadas e reconstituídas. Os testes estatísticos indicaram que o intercepto coesivo das amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes e com raízes são iguais, uma vez que hipótese de paralelismo entre curvas não foi rejeitada (P-valor>0,05). De fato, o intercepto coesivo foi nulo em todas as amostras, sendo atribuída a resistência ao ângulo de atrito interno. O teste de paralelismo e coincidência entre as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes foram diferentes (P-valor<0,05), confirmando a diferença do ângulo de atrito mencionada anteriormente. Entretanto, esse valor foi menor quando comparadas com as amostras reconstituídas com adição de raízes. Para as amostras reconstituídas sem raízes ficou na ordem de 10^{-3} , enquanto que para as amostras reconstituídas com raízes variou de 10^{-9} a 10^{-20} , o que pode ser atrelado devido ao fato do incremento de resistência proporcionado pelas raízes através do ângulo de atrito. As amostras reconstituídas foram moldadas respeitando os mesmos índices físicos das amostras indeformadas (Tabela 4.9), o que se pode concluir que a estrutura influenciou na diferença dos parâmetros de resistência na condição de umidade natural.

Quando comparado os mesmos testes para as amostras reconstituídas com RAR 0,5% e RAR 1,0% é possível evidenciar que possuem igualdade em todos os parâmetros, não sendo evidenciadas diferenças no incremento de resistência para as duas taxas de raízes. Entretanto, quando comparadas com as amostras reconstituídas com RAR 1,5% há aumento da resistência proporcionado pelo ângulo de atrito interno (coincidência: P-valor < 0,05).

Tabela 4.12 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de umidade natural.

(continua)					
Amostras Analisadas		G.L.	Soma de Quadrados	Estat. F	P-valor
Indeformada x Reconstituída	Igualdade do Intercepto	1	37,454	1,342	0,254
	Paralelismo	1	328,531	11,773	0,001
	Coincidência	2	446,245	7,996	0,001
Indeformada x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	18,856	0,706	0,406
	Paralelismo	1	2265,491	84,861	3,18E-11
	Coincidência	2	5728,614	107,291	2,35E-16

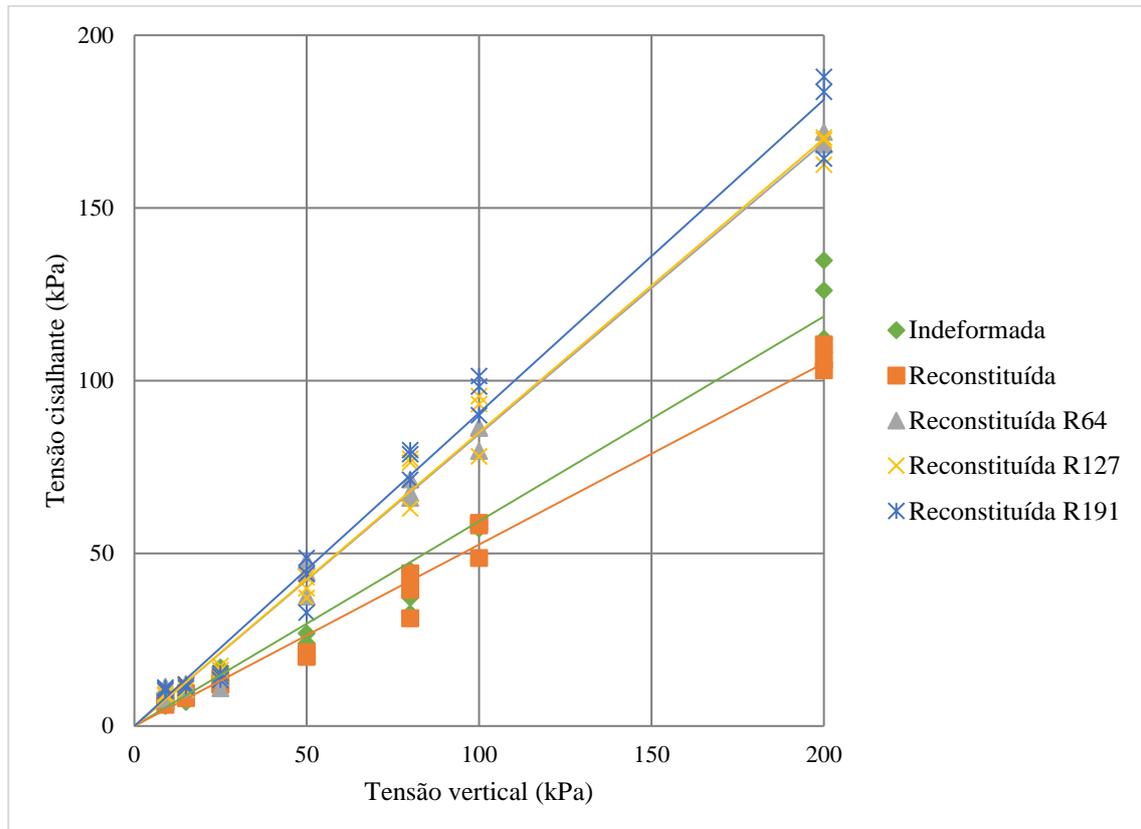
Tabela 4.12 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de umidade natural.

Amostras Analisadas		(conclusão)			
		G.L.	Soma de Quadrados	Estat. F	P-valor
Indeformada x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	50,492	1,480	0,231
	Paralelismo	1	2165,091	63,476	1,26E-09
	Coincidência	2	5982,342	87,695	5,78E-15
Indeformada x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	26,935	0,602	0,443
	Paralelismo	1	3525,350	78,817	8,37E-11
	Coincidência	2	8864,923	99,098	8,39E-16
Reconstituída x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	3,160	0,177	0,677
	Paralelismo	1	4319,459	241,578	4,69E-18
	Coincidência	2	9177,262	256,632	8,51E-23
Reconstituída x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	0,972	0,038	0,846
	Paralelismo	1	4180,392	165,283	2,06E-15
	Coincidência	2	9456,024	186,935	2,16E-20
Reconstituída x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	0,865	0,024	0,877
	Paralelismo	1	6006,262	167,250	1,71E-15
	Coincidência	2	13049,166	181,684	3,54E-20
Reconstituída R64 x R127	Igualdade do Intercepto	1	7,637	0,317	0,577
	Paralelismo	1	1,138	0,047	0,829
	Coincidência	2	9,756	0,203	0,818
Reconstituída R64 x R191	Igualdade do Intercepto	1	0,718	0,021	0,886
	Paralelismo	1	138,709	3,997	0,053
	Coincidência	2	341,033	4,914	0,013
Reconstituída R127 x R191	Igualdade do Intercepto	1	3,671	0,087	0,769
	Paralelismo	1	164,972	3,917	0,055
	Coincidência	2	292,401	3,471	0,041

A Figura 4.14 apresenta as envoltórias de resistência do solo para as amostras na condição natural para as amostras indeformadas, reconstituída e reconstituídas com adição de raízes. É possível verificar que as amostras reconstituídas sem raízes tiveram a envoltória um pouco inferior quando comparadas com as amostras indeformadas, essa diferença foi comprovada a partir dos testes estatísticos mencionados anteriormente. Por não se tratar de uma diferença muito significativa é possível realizar comparações nos seus parâmetros de resistência.

Além disso, fica evidente o incremento da resistência ao cisalhamento na adição de raízes nos corpos de prova, sendo mais expressivo para as amostras com 191 raízes. É possível verificar também que o incremento da resistência ao cisalhamento provocado a partir das amostras com adição de raízes, as amostras contendo 64 e 127 raízes não tiveram significativas discrepâncias das suas tensões cisalhantes, como também confirmado nos testes estatísticos de igualdade do intercepto, coincidência e paralelismo.

Figura 4.14 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio natural.



4.5.2 Ensaios na condição de umidade inundado

Para os ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade inundado foram seguidos os mesmos parâmetros do que os ensaios na condição natural. Ou seja, as tensões normais empregadas foram de 9, 15, 25, 50, 80, 100 e 200 kPa, para cada tensão normal foi realizado três repetições do ensaio. Portanto, 21 ensaios para amostras indeformadas, reconstituídas e reconstituídas com adição de raízes (64, 127 e 191 raízes) totalizando 105 ensaios de cisalhamento direto na condição de amostras inundadas. A Tabela 4.13 apresenta os índices físicos médios, mínimos, máximos, desvio padrão e coeficiente de variação das amostras ensaiadas na condição de umidade inundado

Para a moldar os corpos de prova reconstituídos na condição de umidade inundado também utilizou como base os índices físicos provenientes da primeira amostragem de material. Percebe-se que os valores do peso específico natural do solo para as amostras reconstituídas não ultrapassaram a variação de 2 % estabelecida. A média do peso específico aparente seco das amostras reconstituídas foi de 14,55 kN/m³ para as amostras sem raízes e de 14,62 kN/m³ para as amostras com raízes. O índice de vazios também ficou bastante próximo do valor de

0,82. Desse modo, é possível afirmar que os índices físicos das amostras reconstituídas em laboratório foram bastante representativos das amostras indeformadas.

Tabela 4.13 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade inundado.

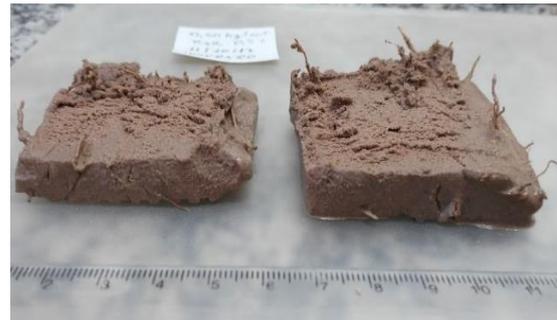
Tipo da amostra	Valores	w_i (%)	w_f (%)	γ (kN/m ³)	γd (kN/m ³)	e	S (%)
Indeformado Natural 1ª amostragem	Média	17,25	-	16,87	14,36	0,82	57,34
	Mínimo	12,77	-	14,75	10,89	0,43	41,80
	Máximo	23,02	-	21,45	18,24	1,08	75,21
	D. Padrão	2,33	-	0,13	0,12	0,13	9,15
	C.V.	13,15	-	7,28	8,39	16,62	15,86
Indeformado Natural 2ª amostragem	Média	21,73	30,63	17,16	14,13	0,86	68,28
	Mínimo	17,08	21,83	15,67	13,24	0,71	47,57
	Máximo	28,74	41,30	18,06	15,20	0,97	83,95
	D. Padrão	3,14	5,47	0,06	0,05	0,08	8,90
	C.V.	14,43	17,87	3,52	3,77	9,12	12,96
Reconstituído Inundado	Média	17,40	23,76	17,09	14,55	0,79	58,49
	Mínimo	17,06	20,75	16,86	14,32	0,76	56,53
	Máximo	17,72	26,52	17,20	14,81	0,79	61,30
	D. Padrão	0,19	1,31	0,02	0,01	0,02	1,48
	C.V.	1,09	5,54	0,93	0,96	2,15	2,53
Reconstituído Inundado R64	Média	17,25	24,54	17,15	14,62	0,78	58,57
	Mínimo	16,96	20,45	16,95	14,42	0,74	56,76
	Máximo	17,56	27,47	17,18	15,00	0,81	62,45
	D. Padrão	0,19	2,29	0,02	0,02	0,02	1,49
	C.V.	1,12	9,31	1,18	1,15	2,56	2,55
Reconstituído Inundado R127	Média	17,25	25,53	17,15	14,62	0,78	58,60
	Mínimo	16,90	22,10	16,98	14,42	0,74	56,93
	Máximo	17,79	28,09	17,16	15,00	0,81	63,32
	D. Padrão	0,20	1,43	0,02	0,02	0,02	1,57
	C.V.	1,16	5,60	1,02	1,09	2,43	2,68
Reconstituído Inundado R191	Média	17,30	24,33	17,15	14,62	0,78	58,78
	Mínimo	16,96	22,03	16,93	14,42	0,75	56,35
	Máximo	17,76	27,72	17,17	14,91	0,81	61,97
	D. Padrão	0,21	1,47	0,02	0,01	0,02	1,47
	C.V.	1,23	6,04	0,93	0,89	1,99	2,49

Obs.: w_i = teor de umidade inicial; w_f = teor de umidade final γ = peso específico natural; γd = peso específico aparente seco; e = índice de vazios; S = grau de saturação; D. Padrão = desvio padrão; C.V.= coeficiente de variação (%).

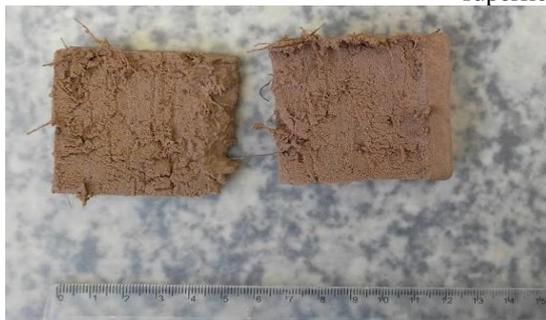
As amostras inundadas reconstituídas com raízes também seguiram a mesma metodologia para a sua confecção e após a realização do ensaio de cisalhamento direto era analisado e contado de forma manual a quantidade de raízes que estavam inseridas na área de ruptura do corpo de prova, como pode ser verificado na Figura 4.15. No item (a) apresenta uma amostra onde foram adicionadas 64 raízes que corresponde ao RAR de 0,5%, na superfície de ruptura foram encontradas 16 raízes, portanto o RAR equivalente da amostra é de 0,13%. O

item (b) apresenta uma amostra com 127 raízes (RAR 1,0%) na superfície de ruptura foram encontradas 38 raízes, ou seja, RAR 0,30%, o item (c) apresenta a amostra na taxa mais alta de raízes (191 raízes = RAR 1,5%), na superfície de ruptura a RAR foi de 0,32%.

Figura 4.15 - Amostras reconstituídas com raízes na condição inundada após o ensaio de cisalhamento direto.



(a) Amostra com 64 raízes no corpo de prova: 16 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,13%)



(b) Amostra com 127 raízes no corpo de prova: 38 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,30%)



(c) Amostra com 191 raízes no corpo de prova: 61 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,32%)

No item (a), da Figura 4.16 até Figura 4.20, estão apresentados os gráficos da tensão cisalhante *versus* o deslocamento horizontal das amostras, sendo possível evidenciar que conforme o aumento da tensão normal há o aumento da tensão cisalhante e apresentam formato de uma curva crescente. Este formato caracteriza um comportamento de ruptura plástica da amostra, onde a tensão cisalhante se mantém constante com o acréscimo do deslocamento. Além disso, as amostras sem raízes tendem a estabilizar a tensão de cisalhamento a partir do

deslocamento de 6 mm e para as amostras com raízes a partir de 8 mm, como pode ser observado claramente para a tensão normal de 200 kPa. Mostrando desse modo que as amostras com raízes tendem a suportar uma tensão cisalhante maior conforme o deslocamento.

No item (b) estão apresentados os gráficos da tensão normalizada (tensão cisalhante dividida pela tensão vertical) pelo deslocamento. Verifica-se que as amostras seguem comportamentos diferentes para as baixas tensões (9, 15, 25 kPa) e para as altas tensões (50 a 200 kPa). Para as baixas tensões as amostras apresentaram um pico na tensão normalizada, mas menos brusco do que nas amostras na condição de umidade natural apresentados anteriormente.

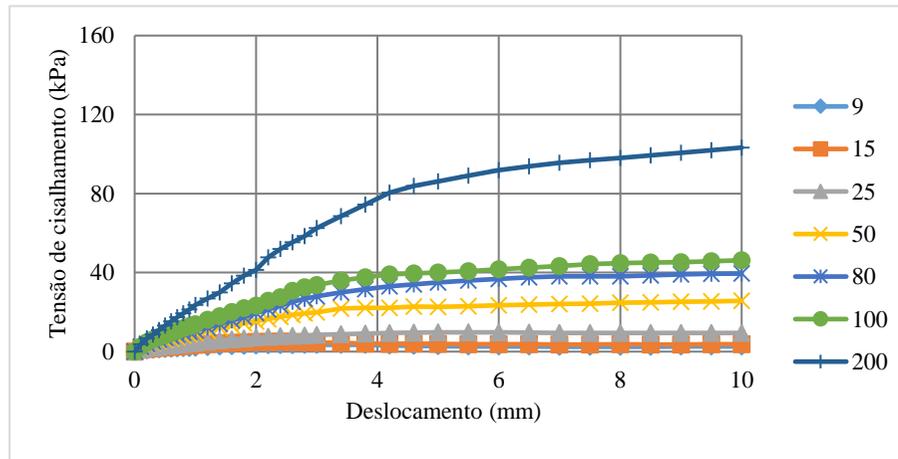
Os gráficos da variação volumétrica pelo deslocamento estão apresentados no item (c), onde observa-se que as amostras inundadas tiveram uma compressão para todas as tensões normais aplicadas. Para a amostra indeformada evidencia-se uma leve dilatação da amostra para a tensão de 9 kPa. As envoltórias para a determinação dos parâmetros de resistência a partir dos ensaios de cisalhamento direto estão apresentadas no item (d), nos gráficos estão os pontos das três repetições para cada tensão, além disso a análise conforme a ABNT 11682/2009 onde as linhas tracejadas delimitam a faixa onde é de 95 % a probabilidade dos pontos se agruparem. Também foi analisado a envoltória de ruptura para baixas tensões normais (9, 15, 25 kPa) e foi encontrado o intercepto de coesão apenas para as amostras reconstituídas sem raízes e a amostra reconstituída com 64 raízes obtendo um resultado de 1,15 kPa e 0,07 kPa, respectivamente. Para as altas tensões, assim como nas amostras na condição de umidade natural, também não houve resistência devido ao intercepto de coesão sendo, portanto nulo (Tabela 4.14).

Tabela 4.14 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas e baixas tensões dos ensaios na condição de umidade inundado.

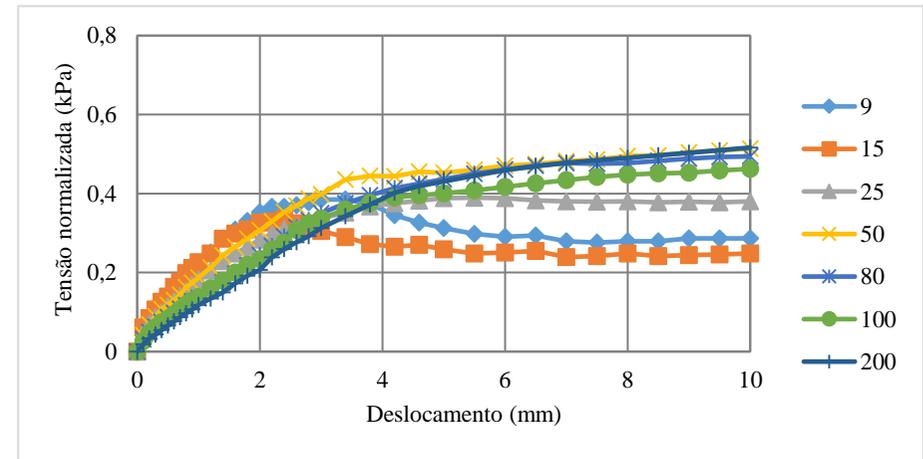
Amostras	Altas tensões		Baixas tensões	
	ϕ (graus)	c (kPa)	ϕ (graus)	c (kPa)
Indeformada	26,71	-	21,23	-
Reconstituída	27,08	-	11,60	1,15
Reconstituída R64	33,70	-	17,34	0,07
Reconstituída R127	34,92	-	17,66	-
Reconstituída R191	35,98	-	19,70	-

Obs.: ϕ = ângulo de atrito interno do solo; c = intercepto de coesão.

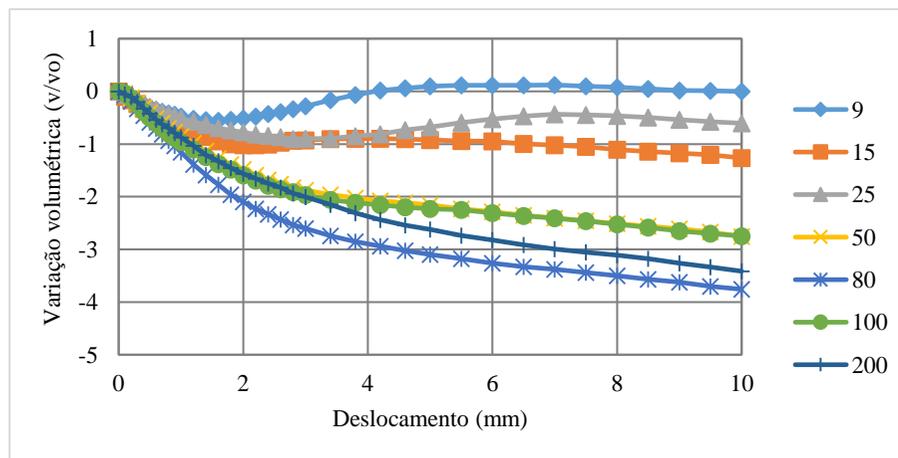
Figura 4.16 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras indeformadas – condição de umidade inundada.



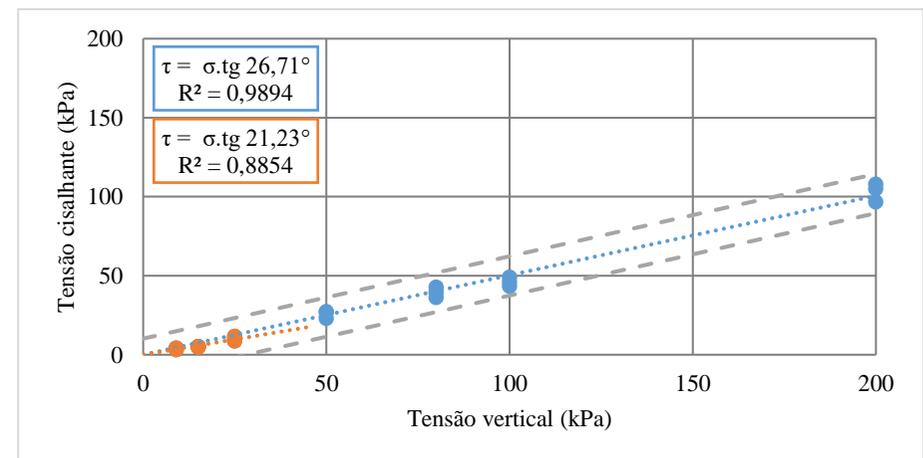
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

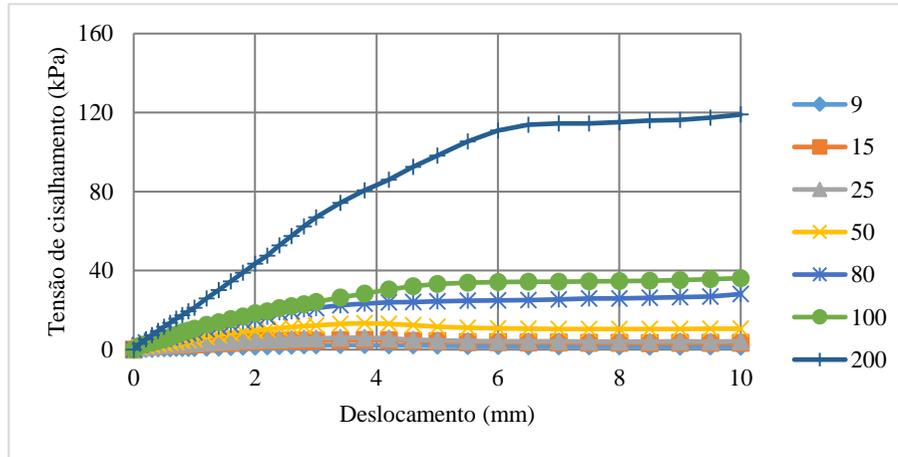


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

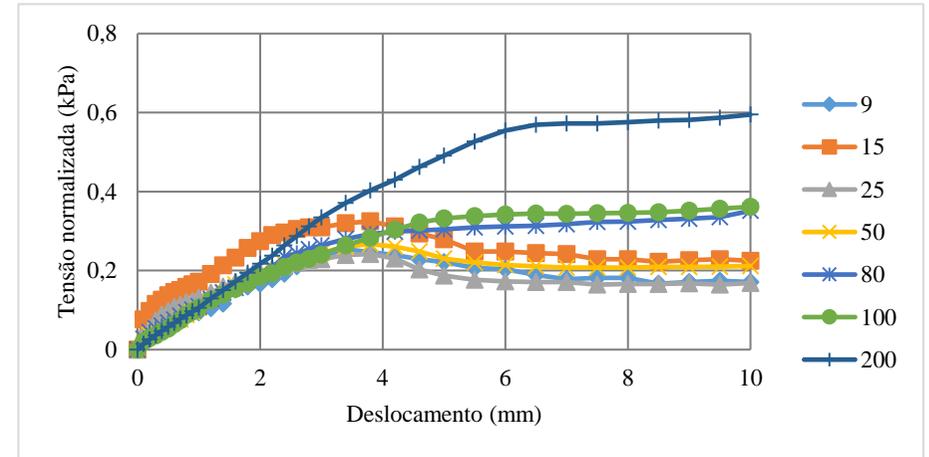


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

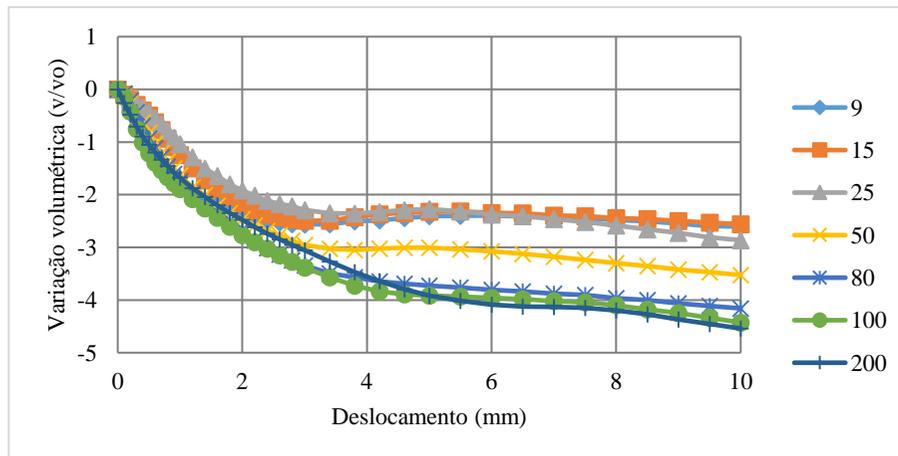
Figura 4.17 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada.



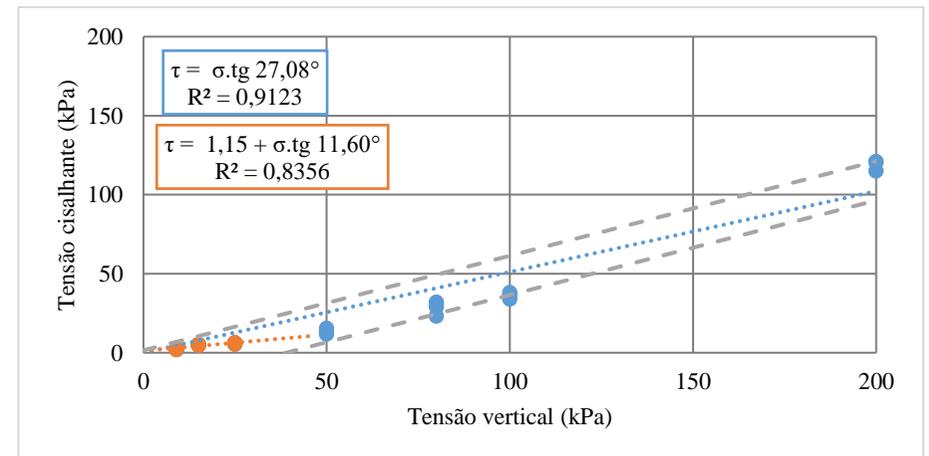
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

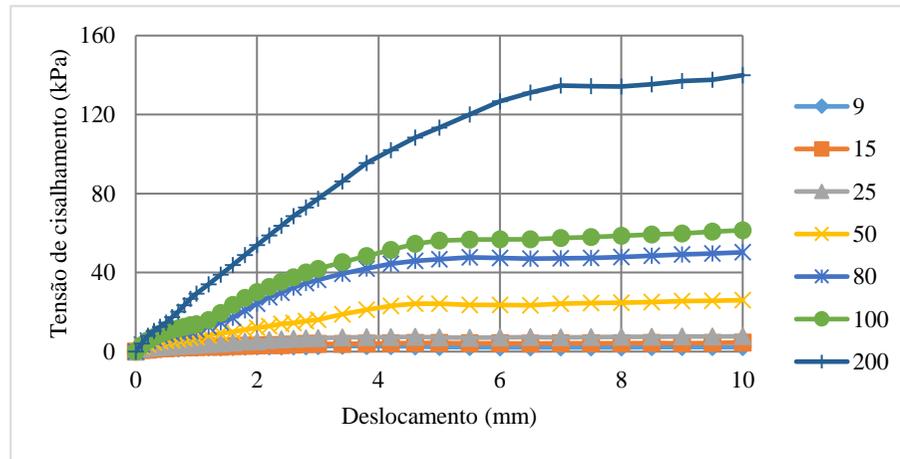


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

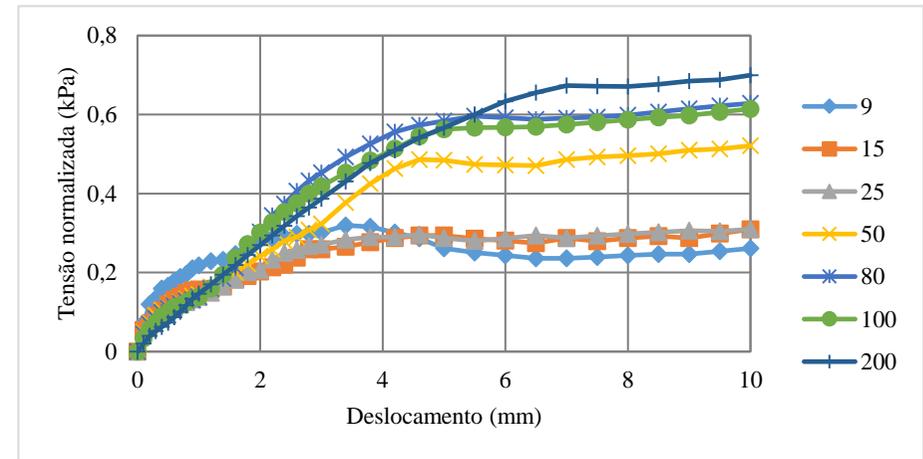


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

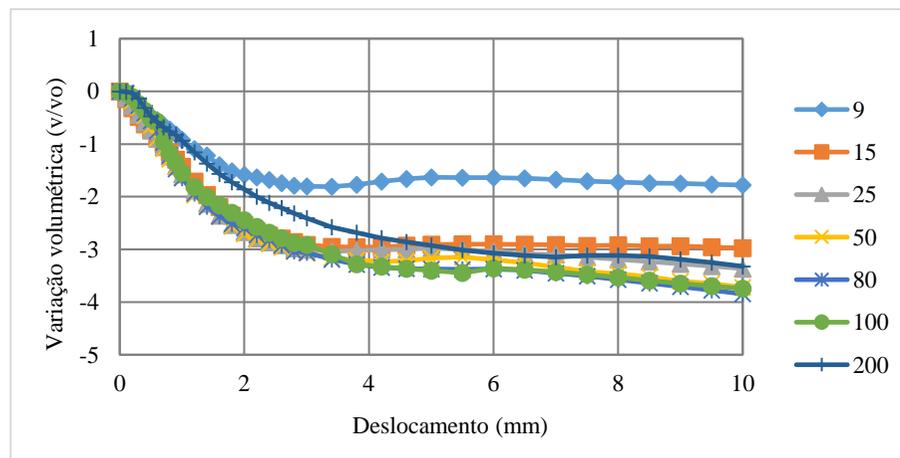
Figura 4.18 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R64.



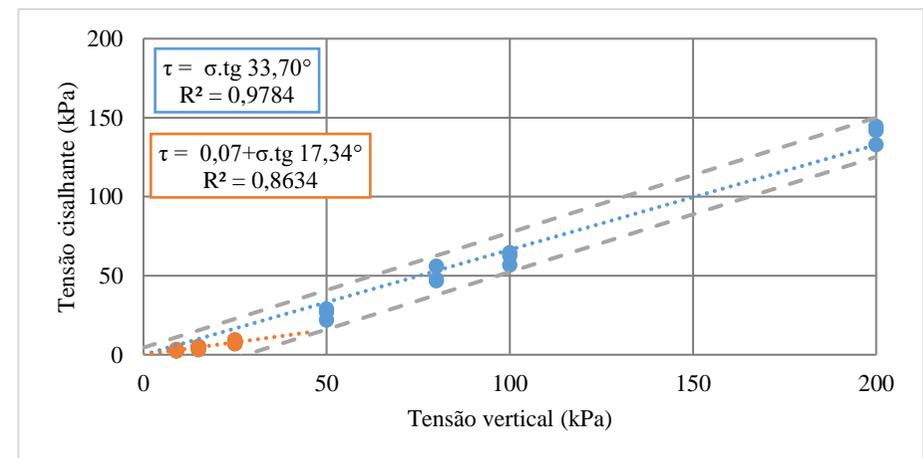
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

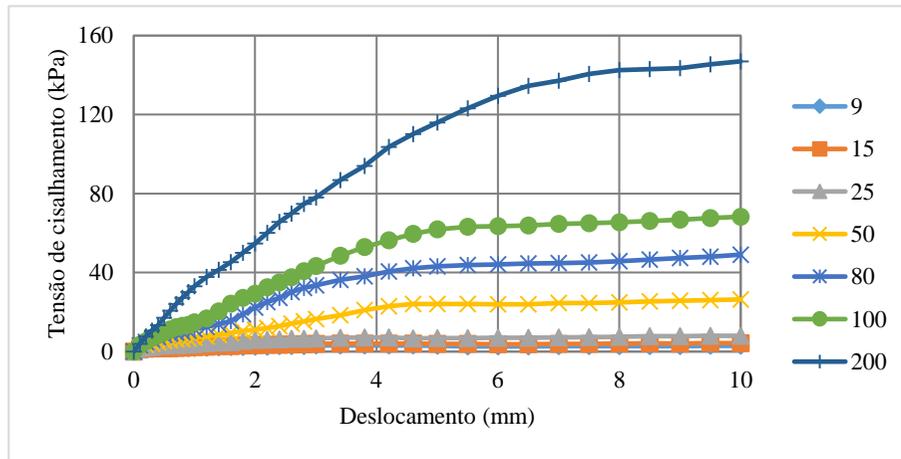


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

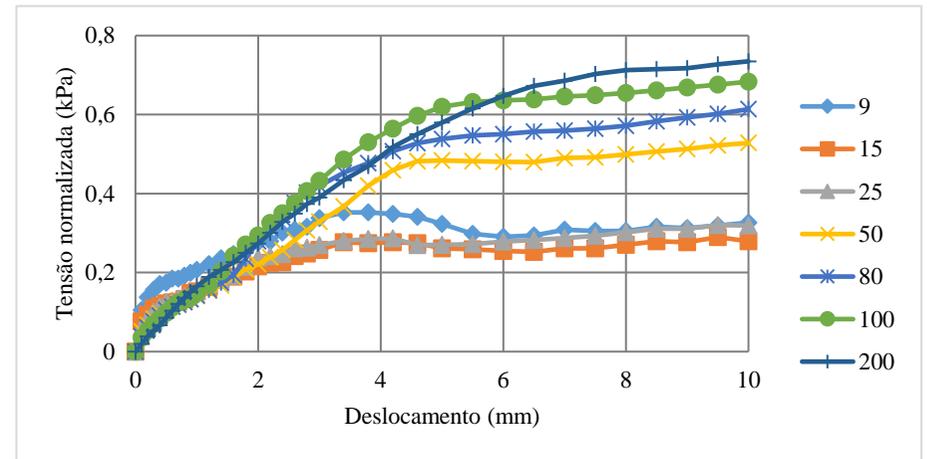


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

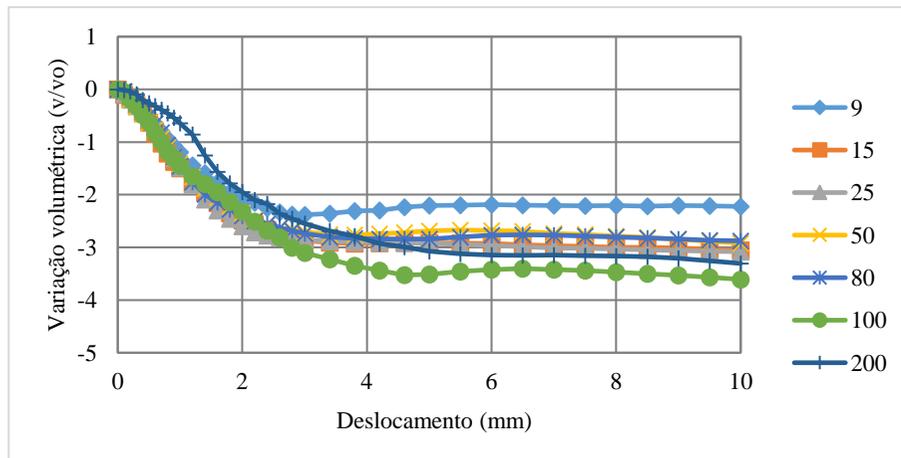
Figura 4.19 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R127.



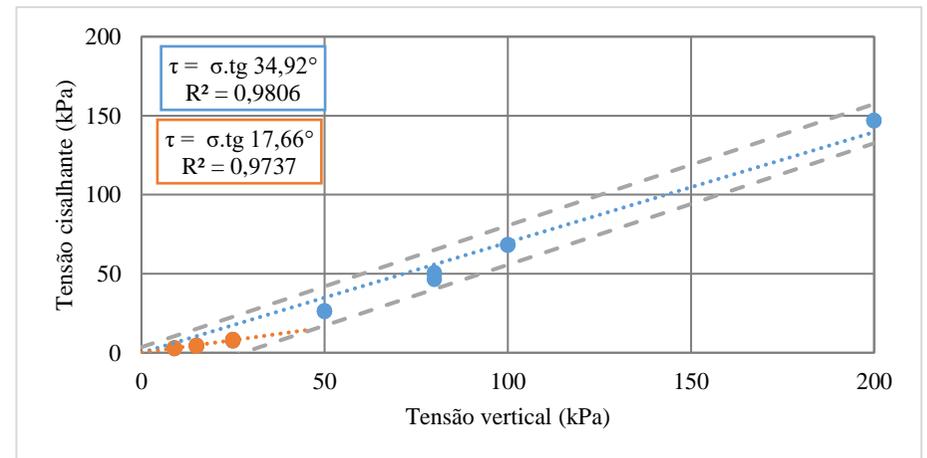
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

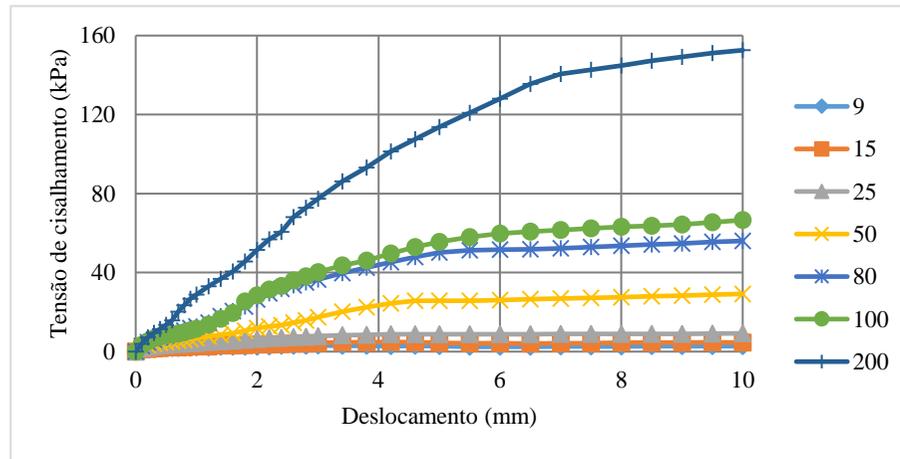


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

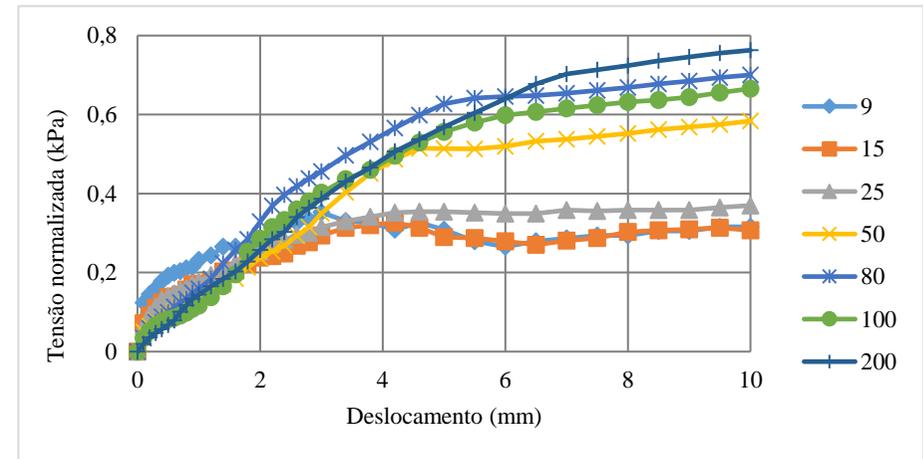


(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

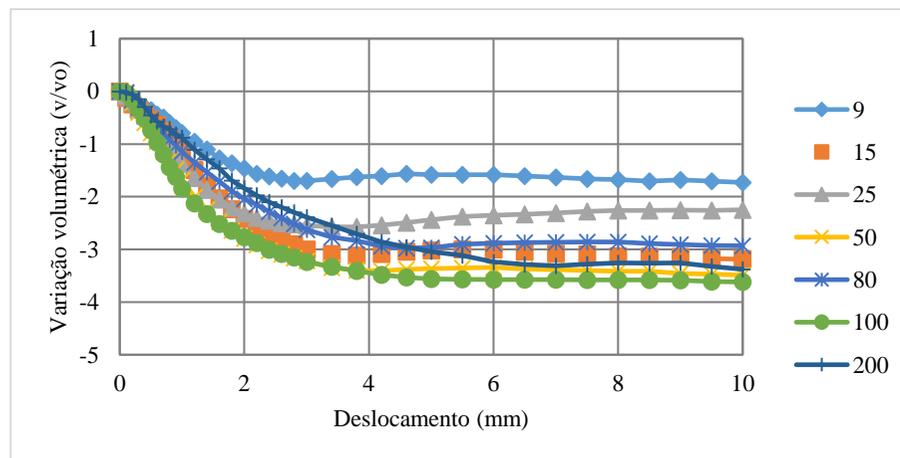
Figura 4.20 – Ensaio de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade inundada – R191.



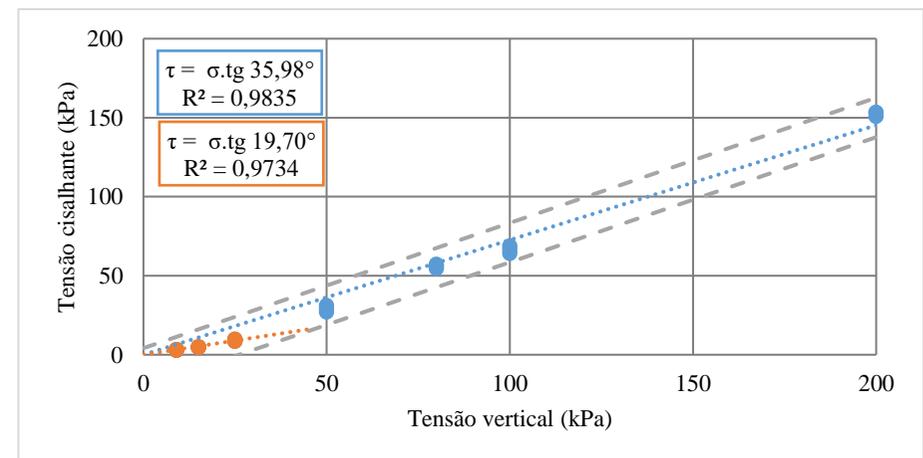
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal



(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal



(d) Envoltórias de resistência para altas e baixas tensões normais

A Tabela 4.15 apresenta os valores médios da tensão cisalhante máxima (τ) das três repetições para cada tensão normal (σ) aplicada. Além disso, apresenta a porcentagem do incremento ou declínio das tensões cisalhantes máximas encontrados da tensão cisalhante seja a partir das amostras indeformadas ou reconstituídas e a porcentagem de raízes na superfície de ruptura.

Tabela 4.15 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a condição inundado.

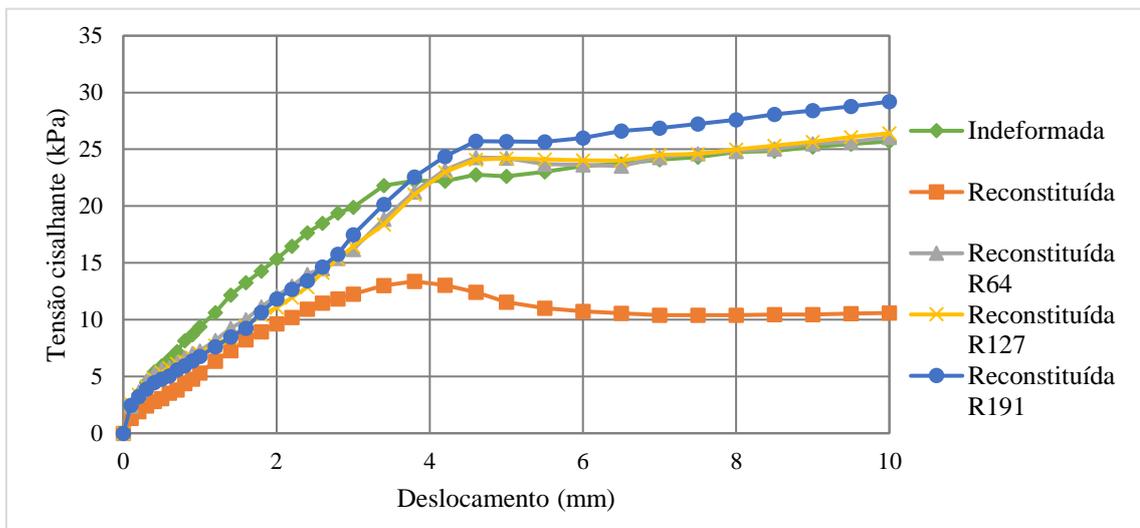
Condição	σ (kPa)	τ (kPa)	ϕ (graus)	Diferença amostra indeformada	Diferença amostra reconstituída	RAR médio na sup. de ruptura	% raízes na sup. de ruptura
Indeformada Inundada	9	3,92	26,71°	-	-	-	-
	15	5,03		-	-	-	
	25	10,04		-	-	-	
	50	25,86		-	-	-	
	80	39,59		-	-	-	
	100	46,25		-	-	-	
	200	103,30		-	-	-	
Reconstituída Inundada	9	2,55	27,08°	-35,0%	-	-	-
	15	5,00		-0,6%	-	-	
	25	6,05		-39,7%	-	-	
	50	13,53		-47,7%	-	-	
	80	28,11		-29,0%	-	-	
	100	36,15		-21,8%	-	-	
	200	118,99		15,2%	-	-	
Reconstituída Inundada R64	9	2,94	33,60°	-25,0%	15,4%	0,17%	29,39%
	15	4,64		-7,8%	-7,2%	0,19%	
	25	7,91		-21,2%	30,8%	0,15%	
	50	26,05		0,8%	92,5%	0,15%	
	80	50,28		27,0%	78,8%	0,13%	
	100	61,46		32,9%	70,0%	0,13%	
	200	139,94		35,5%	17,6%	0,12%	
média						0,14%	
Reconstituída Inundada R127	9	2,94	34,92°	-25,0%	15,4%	0,19%	26,40%
	15	4,48		-11,0%	-10,5%	0,23%	
	25	8,11		-19,2%	34,1%	0,32%	
	50	26,41		2,1%	95,2%	0,29%	
	80	49,10		24,0%	74,7%	0,24%	
	100	68,32		47,7%	89,0%	0,34%	
	200	146,97		42,3%	23,5%	0,23%	
média						0,26%	
Reconstituída Inundada R191	9	3,17	35,99°	-19,2%	24,4%	0,23%	25,68%
	15	4,90		-2,6%	-2,0%	0,18%	
	25	9,25		-7,8%	53,0%	0,25%	
	50	29,19		12,9%	115,7%	0,29%	
	80	56,03		41,5%	99,3%	0,27%	
	100	66,55		43,9%	84,1%	0,30%	
	200	152,59		47,7%	28,2%	0,28%	
média						0,26%	

Obs.: σ = tensão normal; τ = Tensão cisalhante; ϕ = ângulo de atrito interno do solo, em graus.

Em geral as amostras reconstituídas ensaiadas na condição inundada tiveram um declínio da tensão cisalhante que variou de -0,6% a -47,7%, provavelmente devido a lubrificação dos grãos dos corpos de prova reconstituídos sobre a influência da água e consequentemente a perda da sucção. Além disso, como foram respeitados os índices físicos das amostras indeformadas para moldar os corpos de prova reconstituídos é provável que não tiveram a mesma estrutura ocasionando na perda dos parâmetros de resistência. Somente para a tensão normal de 200 kPa houve um acréscimo de 15,2% da tensão cisalhante. Porém, quando analisando o ângulo de atrito interno do solo obteve-se resultados bastante próximos, sendo de $26,71^\circ$ para as amostras indeformadas e de $27,08^\circ$ para as amostras reconstituídas.

Realizando a comparação das amostras reconstituídas com raízes e sem raízes é possível afirmar que houve incremento na resistência de 15% a 115% para todas as tensões normais, excetuando a de 15 kPa. Para a tensão normal de 50 kPa houve os maiores incrementos na resistência, sendo de 92,5% para as amostras com 64 raízes (RAR 0,5%), sendo que havia 0,15% de RAR na superfície de ruptura, e de 95,2% para a amostra com 127 raízes (RAR 1,0%) e 115,5% para as amostras com 191 raízes (RAR 1,5%), em ambas as situações havia em média 0,29% de RAR na superfície de ruptura. Além disso, é possível evidenciar a partir da Figura 4.21 que as amostras reconstituídas não seguiram o mesmo padrão que a amostra indeformada. Mesmo assim, é possível verificar que as amostras com raízes tiveram maior incremento na resistência do que as amostras reconstituídas sem raízes.

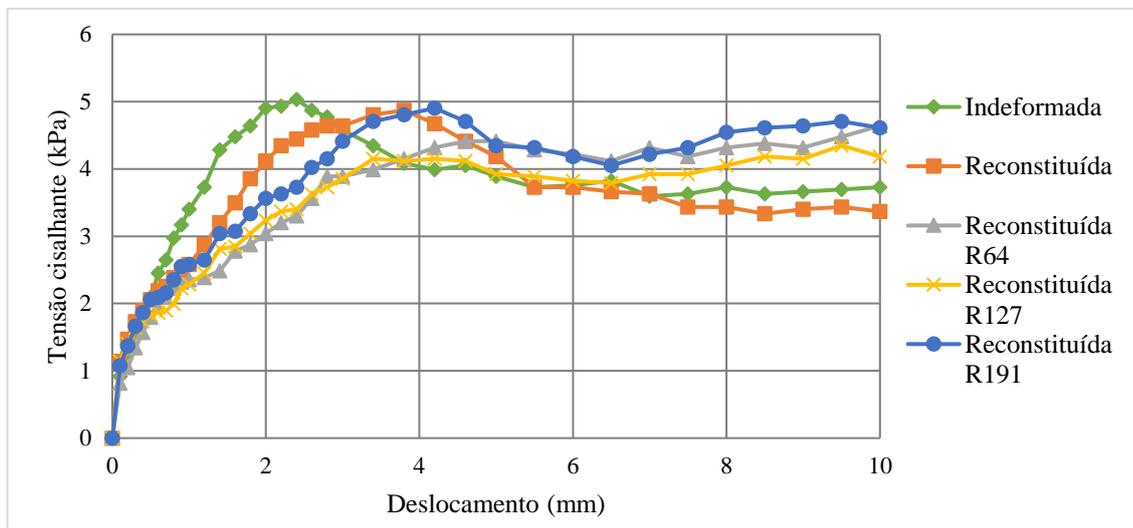
Figura 4.21 - Tensão cisalhante *versus* deslocamento para a tensão normal de 50 kPa.



Para a tensão normal de 9 kPa nas amostras com 64 e 127 raízes foi obtido o mesmo valor para a tensão cisalhante: 2,94 kPa. Essa igualdade pode ter sido conferida devido ao fato que em ambas as situações a porcentagem de raízes na superfície de ruptura foram bastante próximas, de 0,17% e de 0,19% de RAR. A porcentagem de raízes na superfície de ruptura dos corpos de prova ficou entre 25 e 30% do total de raízes inseridas nos corpos de prova.

Para a tensão vertical de 15 kPa a tensão média máxima para a amostra indeformada e reconstituída sem raízes foram bastante próximas, divergindo apenas 0,6%, entretanto quando comparado com as amostras com raízes não houve incremento na tensão cisalhante (Figura 4.22).

Figura 4.22 - Tensão cisalhante versus deslocamento para a tensão normal de 15 kPa.



Os dados das tensões cisalhantes na condição de umidade inundado também foram analisados estatisticamente pelos testes de igualdade de intercepto (coesão), paralelismo (coeficiente angular e ângulo de atrito interno) e coincidência (intercepto e coeficiente angular) e estão apresentados na Tabela 4.16.

Todos os testes estatísticos comparando a igualdade entre as tensões das amostras indeformadas com as reconstituídas foram rejeitadas ($P\text{-valor} < 0,05$). Para o teste de igualdade de intercepto para as amostras reconstituídas com e sem raízes a hipótese de igualdade foi verificada.

Tabela 4.16 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de umidade inundada. A hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05.

Amostras Analisadas	Teste	G.L.	Soma de Quadrados	Estat. F	P-valor
Indeformada x Reconstituída	Igualdade do Intercepto	1	1076,352	9,053	0,005
	Paralelismo	1	2355,378	19,810	7,26E-05
	Coincidência	2	2376,818	9,995	0,0003
Indeformada x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	153,417	11,006	0,002
	Paralelismo	1	1734,302	124,414	1,51E-13
	Coincidência	2	2486,113	89,173	4,45E-15
Indeformada x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	209,851	21,089	4,7E-05
	Paralelismo	1	2499,504	251,188	2,46E-18
	Coincidência	2	3620,889	181,941	3,45E-20
Indeformada x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	173,175	17,137	0,0002
	Paralelismo	1	2988,148	295,695	1,61E-19
	Coincidência	2	4636,437	229,401	6,14E-22
Reconstituída x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	42,437	0,849	0,363
	Paralelismo	1	677,807	13,562	0,0007
	Coincidência	2	2148,105	21,490	5,71E-07
Reconstituída x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	19,486	0,424	0,519
	Paralelismo	1	1182,315	25,708	1,07E-05
	Coincidência	2	3154,775	34,299	3,08E-09
Reconstituída x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	32,959	0,714	0,403
	Paralelismo	1	1525,193	33,053	1,26E-06
	Coincidência	2	4179,959	45,293	8,74E-11
Reconstituída R64 x R127	Igualdade do Intercepto	1	4,410	0,316	0,577
	Paralelismo	1	69,724	5,002	0,031
	Coincidência	2	106,544	3,822	0,031
Reconstituída R64 x R191	Igualdade do Intercepto	1	0,598	0,042	0,838
	Paralelismo	1	169,494	12,025	0,001
	Coincidência	2	343,206	12,175	8,2E-05
Reconstituída R127 x R191	Igualdade do Intercepto	1	1,760	0,174	0,679
	Paralelismo	1	21,799	2,157	0,150
	Coincidência	2	72,380	3,581	0,037

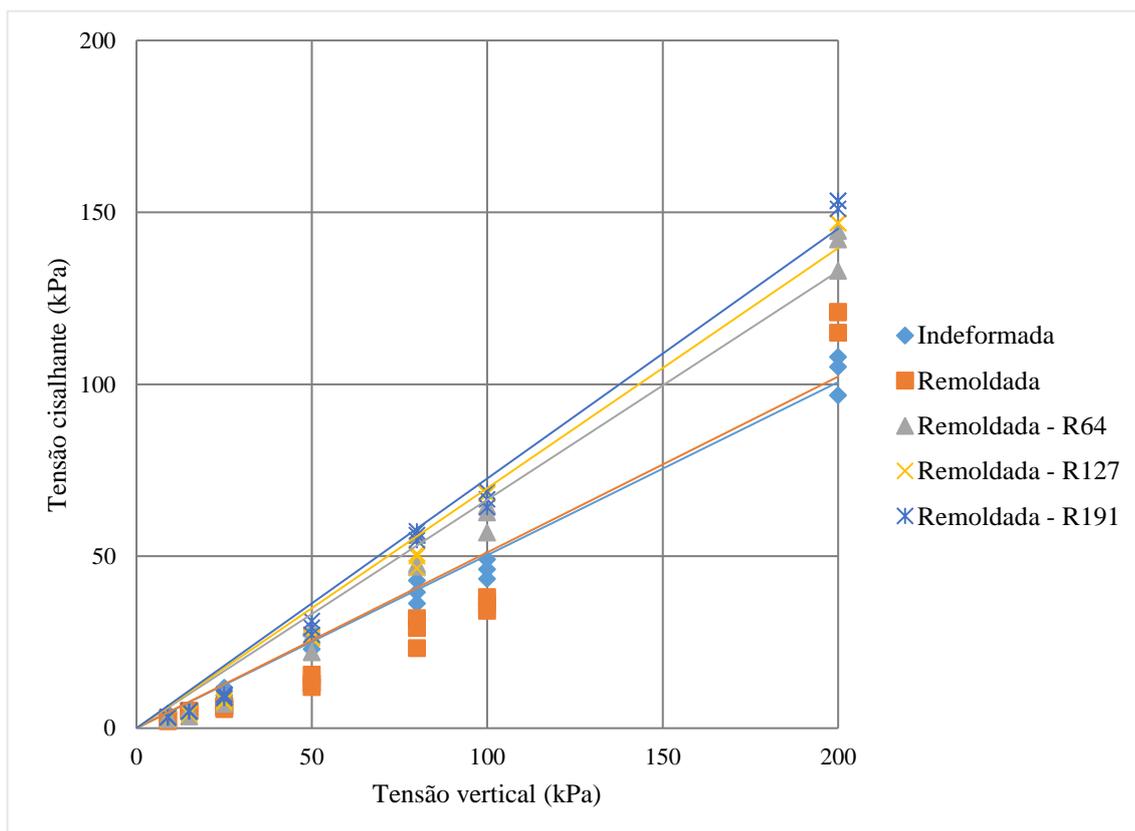
No teste de paralelismo analisando as amostras reconstituídas com raízes nas taxas de RAR 1,0 % e 1,5 % houve igualdade ($P\text{-valor} > 0,05$). Demonstrando que o ângulo de atrito interno apesar de serem diferentes (RAR 1,0 %: $34,92^\circ$; RAR 1,5 %: $35,99^\circ$), estatisticamente os valores são iguais. Nos demais testes a hipótese de igualdade não foi aceita ($P\text{-valor} < 0,05$) o que pode-se indicar que os valores encontrados não são iguais e conforme os dados da Tabela 4.15 inferir se houve acréscimo ou decréscimo na resistência ao cisalhamento.

A Figura 4.23 apresenta as envoltórias de resistência do solo para os ensaios na condição inundado para as amostras indeformadas, reconstituída e reconstituídas com adição de raízes. É possível verificar que as envoltórias de resistência ao cisalhamento para as amostras

reconstituídas sem raízes e as amostras indeformadas são bastante semelhantes, apesar de todos os testes estatísticos não confirmarem a igualdade nos parâmetros de resistência.

Além disso é possível conferir o incremento da resistência ao cisalhamento provocado a partir das amostras com adição de raízes, sendo crescente conforme o aumento da RAR. Houve um incremento no valor de ângulo de atrito interno do solo nas amostras com raízes quando comparado com as amostras sem raízes. Sendo de $33,60^\circ$ para as amostras com 64 raízes RAR médio na superfície de ruptura 0,14 %, $34,92^\circ$ e $35,99^\circ$ para as amostras com 127 e 191 raízes, respectivamente. A RAR média encontrada na superfície de ruptura após o ensaio de cisalhamento direto para as amostras R127 e R191 foi de 0,26%. Enquanto que para a amostra reconstituída o ângulo de atrito interno foi de $27,08^\circ$ e para a amostra indeformada de $26,71^\circ$.

Figura 4.23 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio inundado.



Realizando um comparativo com a Figura 4.14, onde apresentam as envoltórias para o ensaio na condição de umidade natural ($w_i = 17,25\%$), é possível verificar que na condição de umidade inundada tiveram menores valores nos parâmetros de resistência ao cisalhamento. Essa variação na resistência reflete a influência da saturação do solo, onde a sucção é nula e consequentemente ocasiona valores mais baixos de resistência ao solo.

4.5.3 Ensaios na condição de umidade secos ao ar

A Tabela 4.17 apresenta os índices físicos médios das amostras ensaiadas para a condições de umidade seca ao ar, bem como os valores mínimos, máximos, o desvio padrão e coeficiente de variação. Foram realizados ensaios de cisalhamento direto para as tensões normais de 25, 50, 80, 100 e 200 kPa, para cada tensão normal foi realizado três repetições do ensaio.

Tabela 4.17 - Índices físicos das amostras do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade seca ao ar.

Condição ensaio	Valores	w_i (%)	w_f (%)	γ (kN/m ³)	γd (kN/m ³)	e	S (%)
Indeformada Natural 1º amostragem	Média	17,25	-	16,87	14,36	0,82	57,34
	Mínimo	12,77	-	14,75	10,89	0,43	41,80
	Máximo	23,02	-	21,45	18,24	1,08	75,21
	D. Padrão	2,33	-	0,13	0,12	0,13	9,15
	C.V.	13,15	-	7,28	8,39	16,62	15,86
Indeformada Natural 2º amostragem	Média	18,95	2,87	17,55	14,76	0,77	65,89
	Mínimo	13,56	1,46	15,37	12,75	0,68	48,88
	Máximo	23,98	4,70	19,02	15,49	1,04	90,65
	D. Padrão	3,06	0,96	0,09	0,07	0,10	11,25
	C.V.	16,13	33,33	5,00	4,95	12,43	17,07
Reconstituída seca ao ar	Média	17,46	4,65	17,15	14,78	0,76	60,91
	Mínimo	17,30	3,49	16,83	14,32	0,69	57,00
	Máximo	17,66	5,21	17,20	15,40	0,82	67,80
	D. Padrão	0,12	0,51	0,05	0,04	0,05	3,99
	C.V.	0,66	10,99	2,74	2,70	6,12	6,55
Reconstituída seca ao ar R64	Média	17,42	1,95	16,99	14,48	0,80	58,03
	Mínimo	17,12	1,45	16,53	13,83	0,67	53,25
	Máximo	17,72	2,65	17,15	15,59	0,88	69,46
	D. Padrão	0,18	0,39	0,05	0,04	0,05	3,70
	C.V.	1,05	20,03	2,66	2,63	5,72	6,37
Reconstituída seca ao ar R127	Média	17,21	1,64	17,00	14,51	0,80	57,60
	Mínimo	16,95	1,21	16,54	13,83	0,67	53,02
	Máximo	17,64	2,14	17,18	15,59	0,88	67,64
	D. Padrão	0,20	0,28	0,05	0,05	0,06	4,15
	C.V.	1,17	17,31	3,13	3,26	7,18	7,20
Reconstituída seca ao ar R191	Média	17,38	1,72	17,20	14,65	0,78	59,52
	Mínimo	16,89	1,39	16,95	14,32	0,68	55,60
	Máximo	17,79	3,52	17,20	15,49	0,82	68,60
	D. Padrão	0,26	0,52	0,04	0,03	0,04	3,24
	C.V.	1,52	30,16	2,21	2,16	4,78	5,45

Obs.: w_i = teor de umidade inicial; w_f = teor de umidade final; γ = peso específico natural; γd = peso específico aparente seco; e = índice de vazios; S = grau de saturação; D. Padrão = desvio padrão; C.V. = coeficiente de variação (%).

Na condição seca ao ar não foi possível executar os ensaios para as tensões de 9 e 15 kPa devido ao fato que o volume das mostras expandia muito. Sendo incompatível com o equipamento de cisalhamento direto utilizado em laboratório, pois o mesmo é recomendado para realizar ensaios para altas tensões. Nas amostras na condição de umidade natural e inundado não houve problemas ao realizar os ensaios nas tensões de 9 e 15 kPa, pois nestas amostras não houve tanta interferência do imbricamento como houve nas amostras na condição de umidade seca ao ar. Desse modo, um total de 15 ensaios foram realizados para cada tipo de amostra: amostras indeformadas, reconstituídas e reconstituídas com adição de raízes (64, 127 e 191 raízes).

Para realizar a confecção das amostras reconstituídas em laboratório, assim como nas amostras na condição de umidade natural e inundada, utilizou-se dos parâmetros físicos relacionados na primeira amostragem. Sendo assim, é possível afirmar que o peso específico natural respeitou o limite de variação de 2,0% estabelecido, assim como os parâmetros físicos de teor de umidade inicial, peso específico aparente seco, índice de vazios e grau de saturação foram representativos da primeira amostragem, como é possível observar nos dados apresentados pela Tabela 4.17.

As amostras na condição de umidade seca ao ar na presença de raízes também seguiram a mesma metodologia e após a realização do ensaio de cisalhamento direto era analisado e contado de forma manualmente a quantidade de raízes que estavam inseridas na área de ruptura do corpo de prova, como pode ser verificado na Figura 4.24. No item (a) possui a demonstração de uma amostra com 64 raízes (RAR 0,5%), no item (b) amostra com 127 raízes (RAR 1,0%) e no item (c) a amostra com 191 raízes, sendo encontrado na superfície de ruptura após a realização do ensaio de cisalhamento direto, respectivamente, 12 raízes (RAR 0,09%), 26 raízes (RAR 0,20%) e 45 raízes (RAR 0,24%).

A partir da Figura 4.25 até a Figura 4.29 estão apresentados os gráficos resultantes do ensaio de cisalhamento direto para a condição de umidade seca ao ar. Sendo no item (a) os gráficos da tensão cisalhante pelo deslocamento, sendo possível verificar que nas amostras secas a tensão cisalhante atinge um pico, onde a tensão é máxima, e após sofre uma redução. Ficando evidente também esse comportamento para a tensão normalizada (tensão cisalhante/tensão normal), item (b).

Para as tensões mais baixas houve uma expansão das amostras, enquanto que para as amostras na tensão normal de 200 kPa as amostras passaram por uma leve compressão e após uma expansão (item c). No item (d) estão apresentadas as envoltórias de ruptura, bem como o intervalo de confiança estabelecido conforme a NBR 11682/2009. A Tabela 4.18 apresenta o

ângulo de atrito e a coesão do solo na condição de umidade seca ao ar para as tensões de 25 a 200 kPa.

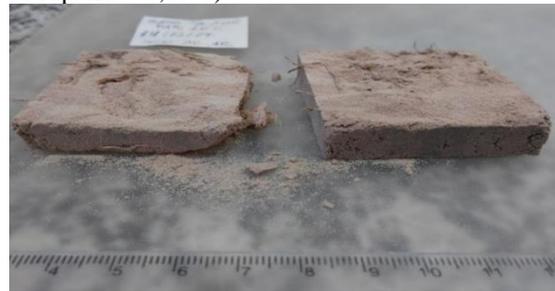
Figura 4.24 - Amostras reconstituídas na presença de raízes na condição seca ao ar após o ensaio de cisalhamento direto.



(a) Amostra com 64 raízes no corpo de prova: 12 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,09%)



(b) Amostra com 127 raízes no corpo de prova: 26 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,20%)



(c) Amostra com 191 raízes no corpo de prova: 45 raízes na superfície de ruptura (RAR correspondente na superfície de ruptura = 0,24%)

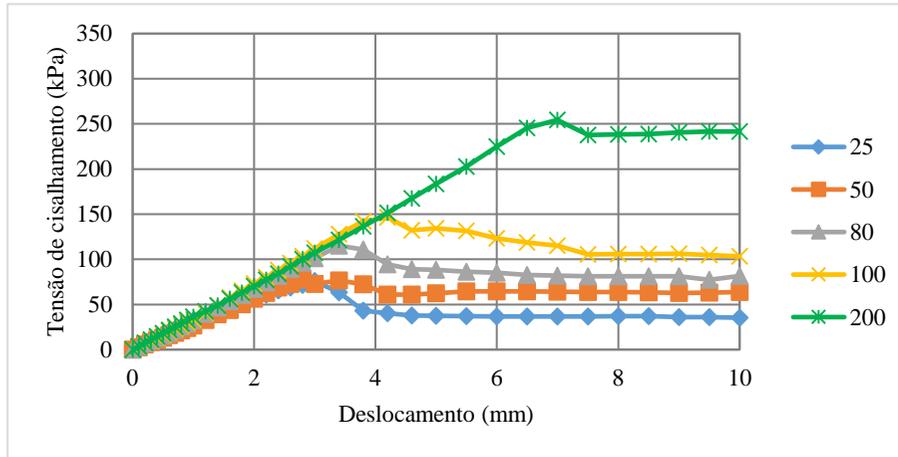


Tabela 4.18 - Ângulo de atrito interno e intercepto de coesão para altas tensões dos ensaios na condição de umidade seca ao ar.

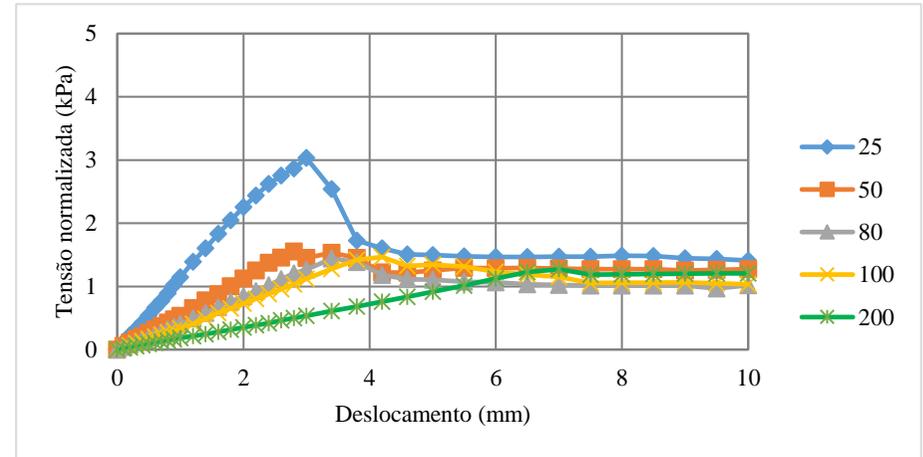
Amostras	ϕ (graus)	c (kPa)
Indeformada	46,84	41,87
Reconstituída	49,50	-
Reconstituída R64	36,85	99,15
Reconstituída R127	49,74	108,76
Reconstituída R191	42,66	135,69

Obs.: ϕ = ângulo de atrito interno do solo; c = intercepto de coesão.

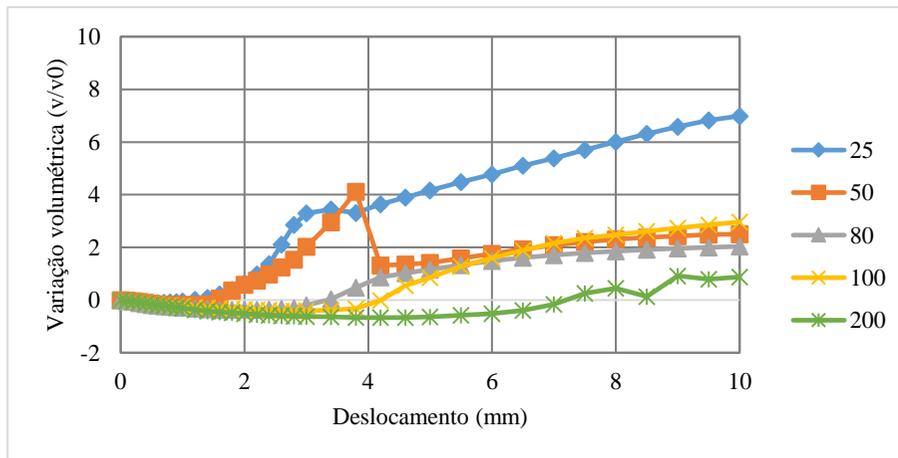
Figura 4.25 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras indeformadas – condição de umidade seca ao ar.



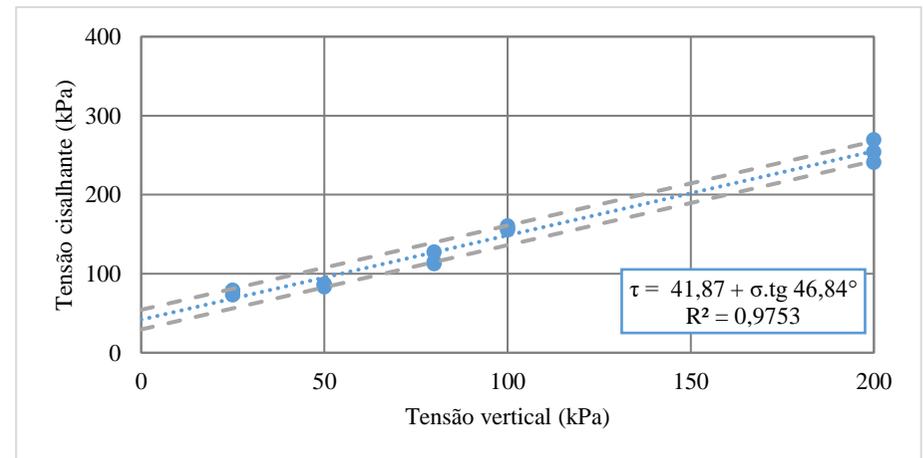
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

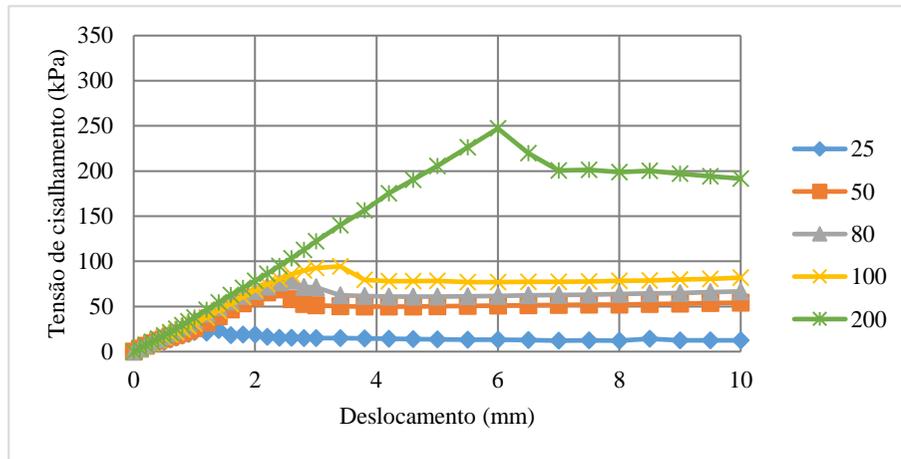


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

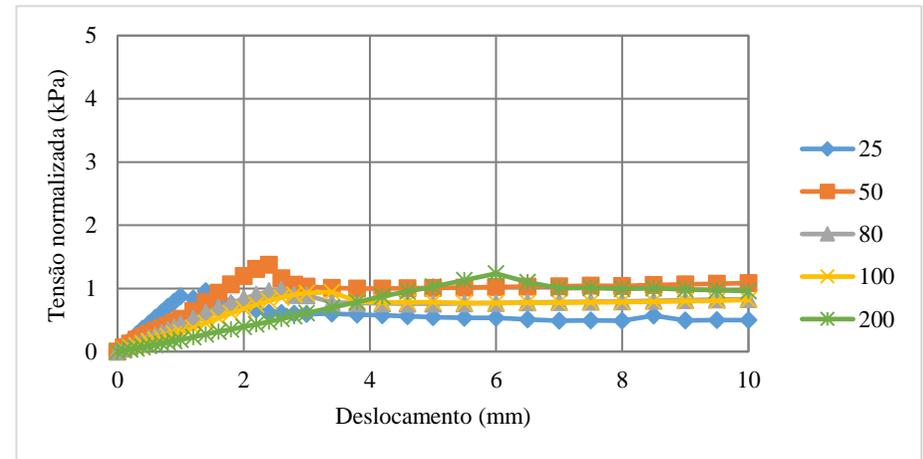


(d) Envoltória de resistência

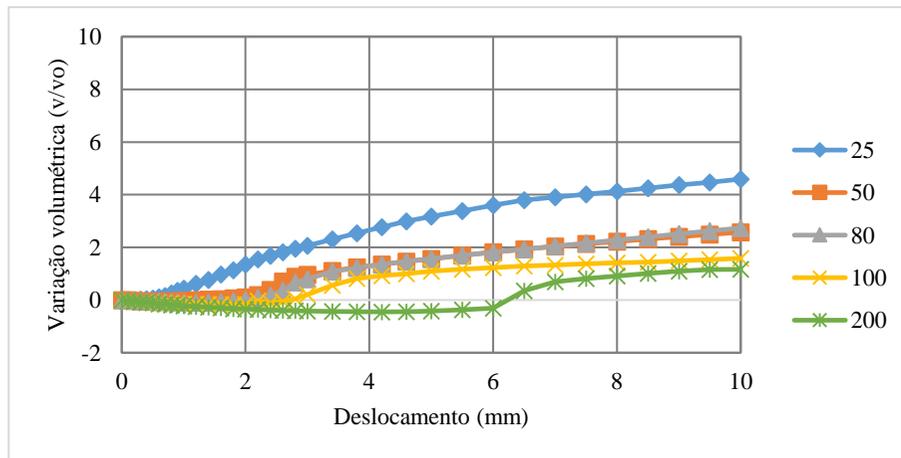
Figura 4.26 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar.



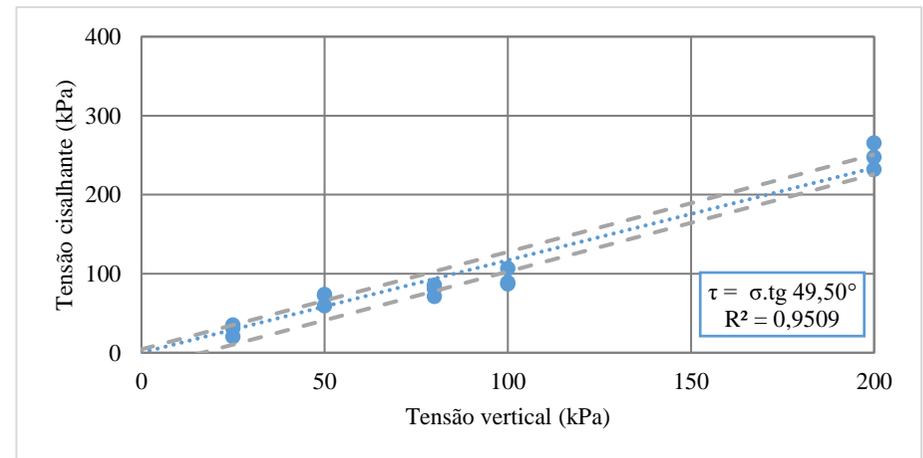
(a) tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) tensão normalizada versus deslocamento horizontal

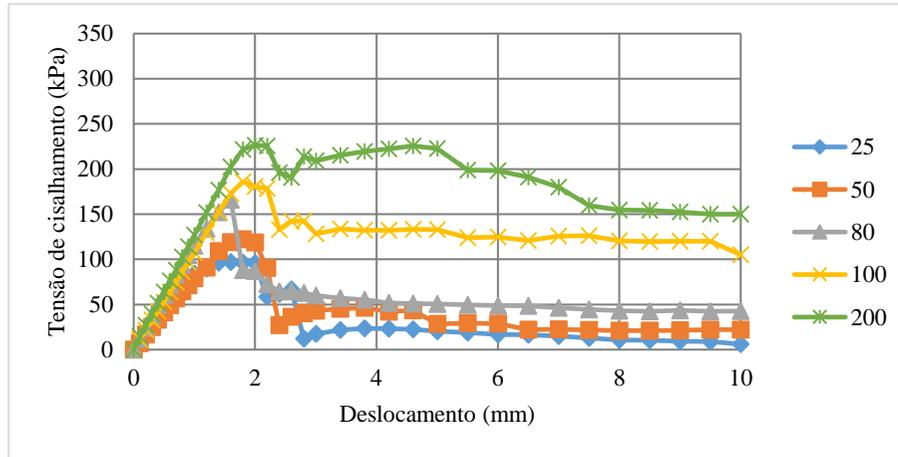


(c) variação volumétrica versus deslocamento horizontal

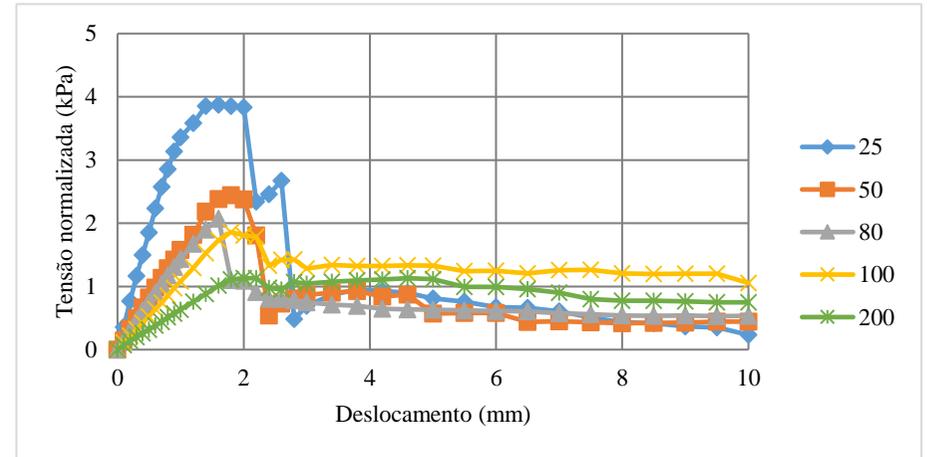


(d) envoltória de resistência

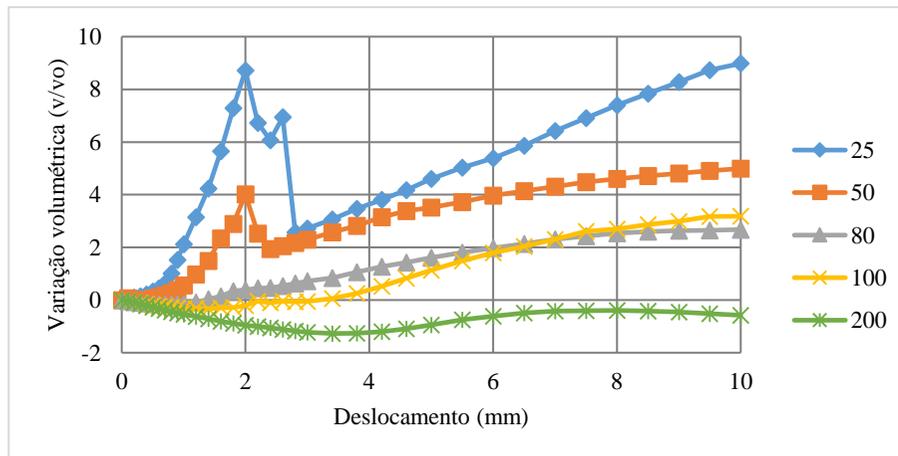
Figura 4.27 – Gráficos dos ensaios cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R64.



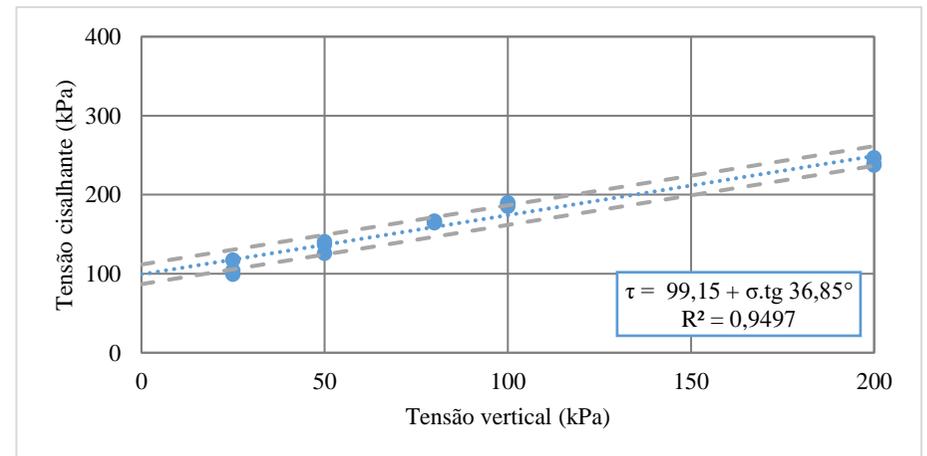
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

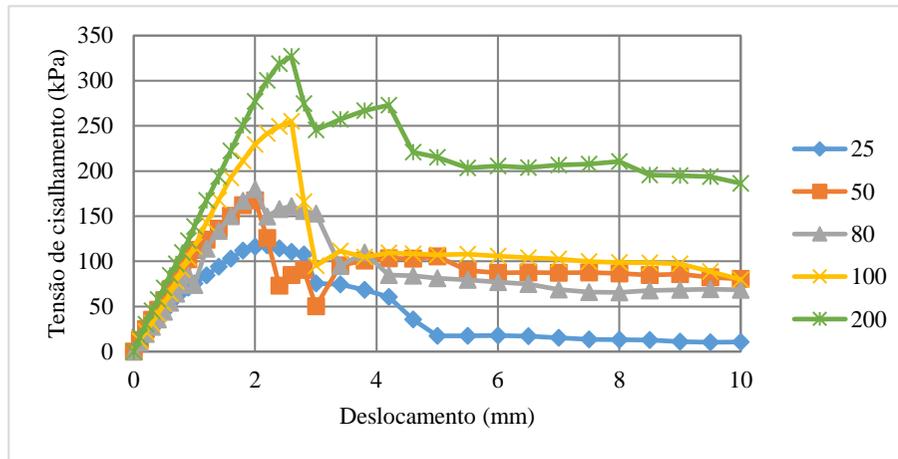


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

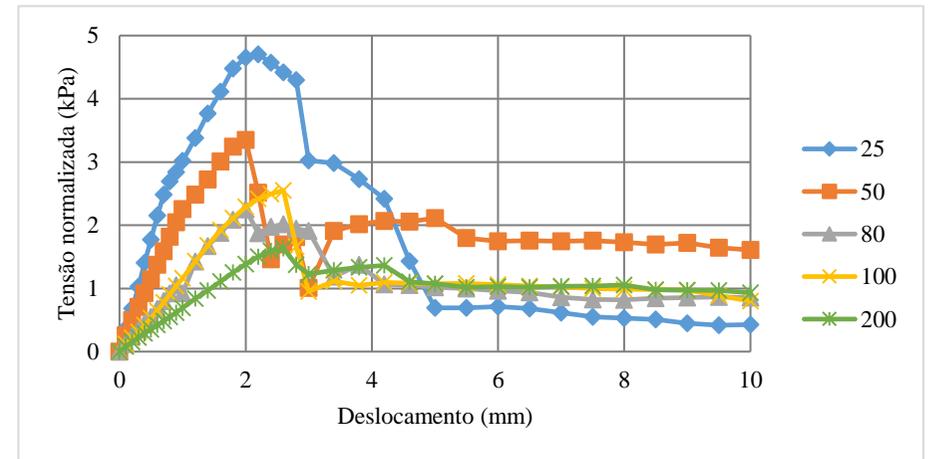


(d) Envoltória de resistência

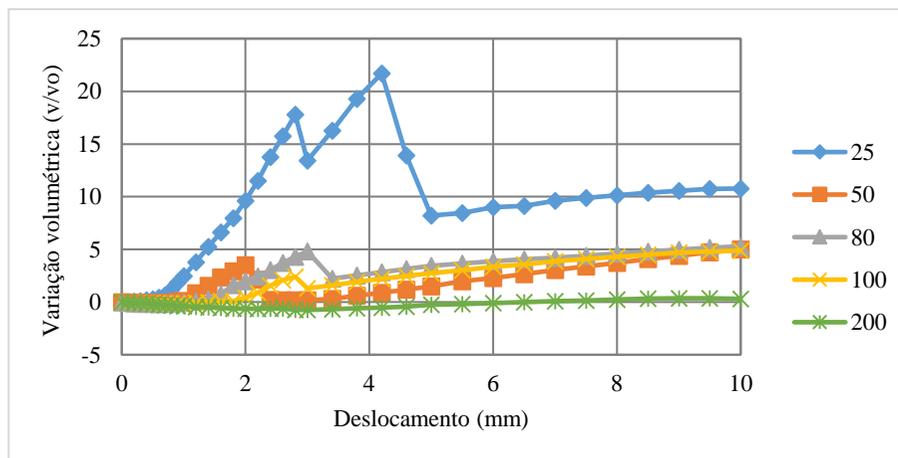
Figura 4.28 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R127.



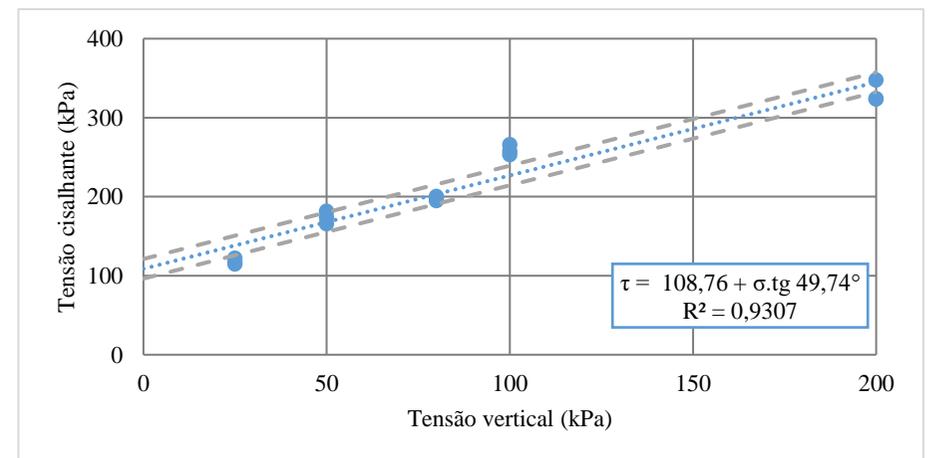
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal

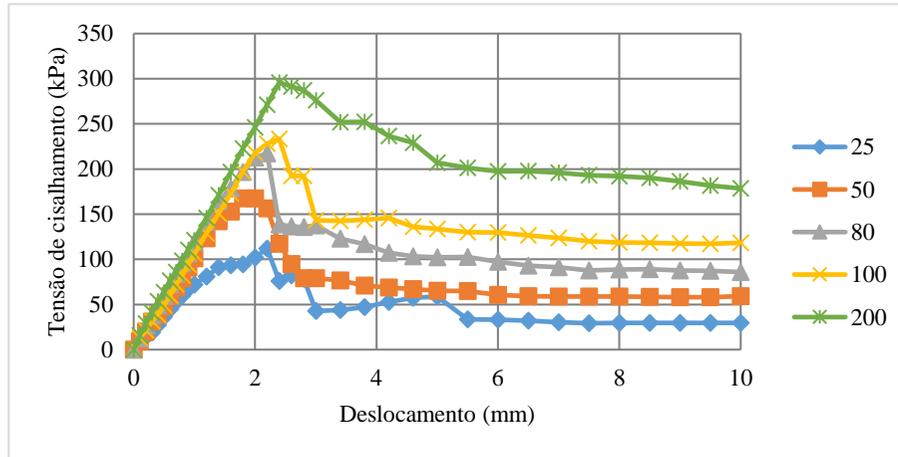


(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal

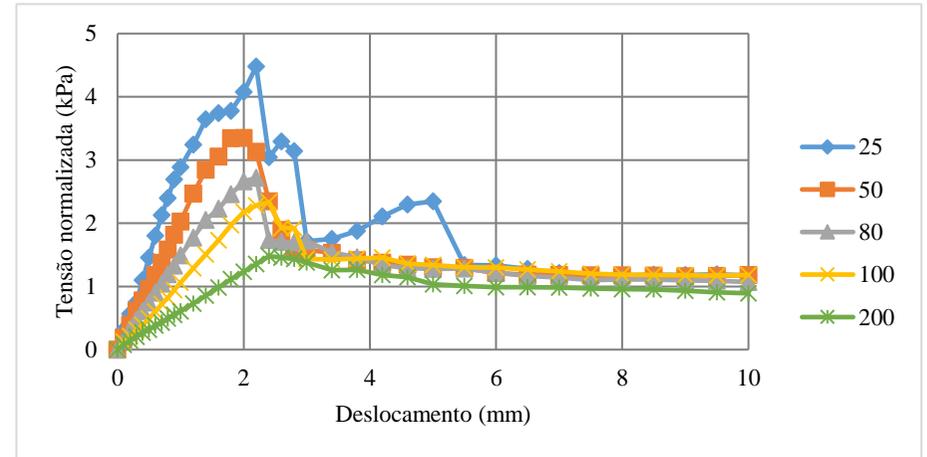


(d) Envoltória de resistência

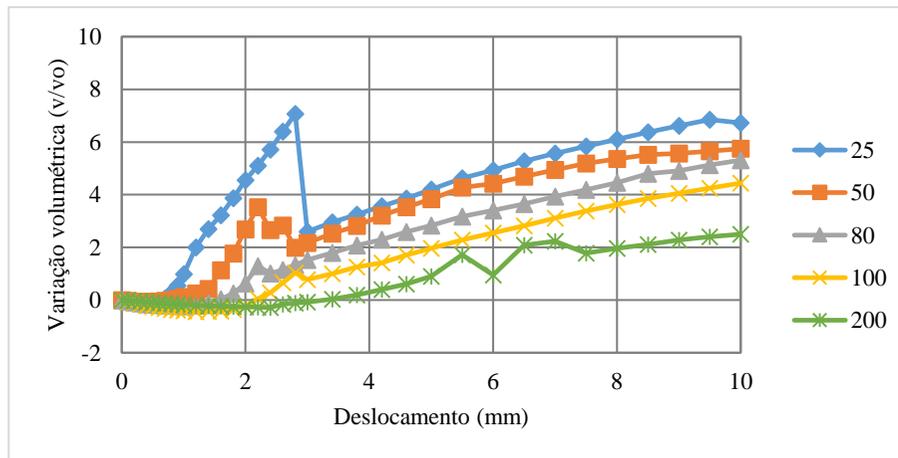
Figura 4.29 – Gráficos dos ensaios de cisalhamento direto para amostras reconstituídas – condição de umidade seca ao ar – R191.



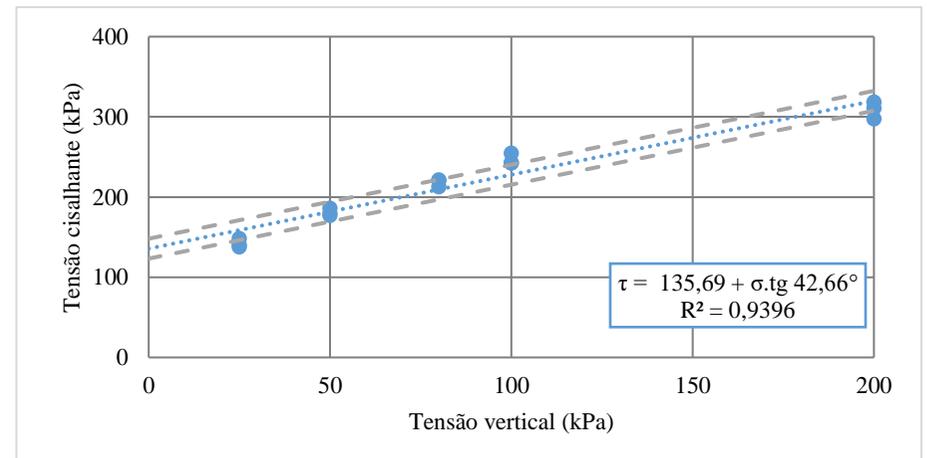
(a) Tensão cisalhante versus deslocamento horizontal



(b) Tensão normalizada versus deslocamento horizontal



(c) Variação volumétrica versus deslocamento horizontal



(d) Envoltória de resistência

Os valores médios da tensão cisalhante máxima (τ) das três repetições para cada tensão normal (σ) aplicada, a porcentagem do incremento ou declínio das tensões cisalhantes máximas encontrados da tensão cisalhante a partir das amostras indeformadas ou reconstituídas e porcentagem de raízes na superfície de ruptura do corpo de prova estão na Tabela 4.19.

Tabela 4.19 - Resultados dos ensaios de cisalhamento direto para a condição seca ao ar.

Condição	σ (kPa)	τ (kPa)	ϕ (graus)	c (kPa)	Diferença amostra indeformada	Diferença amostra reconstituída	RAR médio na sup. de ruptura	% raízes na sup. de ruptura
Indeformada seca ao ar	25	77,15			-	-	-	
	50	85,68			-	-	-	
	80	118,60	46,84°	41,87	-	-	-	
	100	158,02			-	-	-	
	200	255,14			-	-	-	
Reconstituída seca ao ar	25	29,03			-62,4%	-	-	
	50	68,88			-19,6%	-	-	
	80	79,43	49,50°	-	-33,0%	-	-	
	100	94,41			-40,3%	-	-	
	200	248,60			-2,6%	-	-	
Reconstituída seca ao ar R64	25	107,02			38,7%	268,7%	0,13%	25,42%
	50	134,65			57,2%	95,5%	0,13%	
	80	165,86	36,85°	99,15	39,9%	108,8%	0,15%	
	100	187,99			19,0%	99,1%	0,11%	
	200	241,28			-5,4%	-2,9%	0,11%	
					média	0,13%		
Reconstituída seca ao ar R127	25	118,27			53,3%	307,4%	0,20%	23,73%
	50	173,94			103,0%	152,5%	0,26%	
	80	197,90	49,74°	108,76	66,9%	149,1%	0,25%	
	100	259,06			63,9%	174,4%	0,23%	
	200	331,92			30,1%	33,5%	0,24%	
					média	0,24%		
Reconstituída seca ao ar R191	25	142,26			84,4%	390,1%	0,24%	24,26%
	50	181,13			111,4%	163,0%	0,25%	
	80	218,43	42,66°	135,69	84,2%	175,0%	0,25%	
	100	246,80			56,2%	161,4%	0,25%	
	200	309,14			21,2%	24,4%	0,22%	
					média	0,24%		

Obs.: σ = tensão normal (kPa); τ = Tensão cisalhante (kPa); ϕ = ângulo de atrito interno do solo (graus); c = intercepto de coesão (kPa).

As tensões cisalhantes das amostras seca ao ar tiveram valores bem mais elevados do que nas amostras na condição de umidade natural e inundada. Esse comportamento já era esperado, pois com o decréscimo da umidade, há um acréscimo da sucção, acarretando em um

ganho na resistência ao cisalhamento dos materiais, como ficou evidenciado através da curva característica (Figura 4.5).

As amostras reconstituídas secas ao ar tiveram valores de tensão cisalhante menores do que as amostras indeformadas. A média da umidade final para o ensaio de cisalhamento direto das amostras reconstituídas foi de 4,69% e para as amostras indeformadas de 2,73% (Tabela 4.17), é provável que essa diferença de umidade tenha colaborado para a diferença dos resultados. Lembrando que para as amostras secas ao ar não há como controlar o teor de umidade, sendo diretamente influenciadas pela temperatura ambiente, todas as amostras passaram pelo processo de secagem por 72 horas.

Analisando o ângulo de atrito interno do solo das amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes obteve-se resultados bastante próximos, sendo de 46,44° para as amostras indeformadas e de 49,50° para as amostras reconstituídas. Para as amostras indeformadas houve um valor do intercepto de coesão de 41,87 kPa, enquanto para as reconstituídas foi nulo.

Para as amostras com 127 e 191 raízes o ângulo de atrito interno foi bastante próximo das amostras indeformadas, sendo possível verificar o incremento de resistência devido as raízes (c_r), sendo de 108,76 kPa (R127) e 135,69 kPa (R191). O ângulo de atrito interno nas amostras com 64 raízes foi de 36,85° e o intercepto de coesão de 99,15 kPa.

Para a tensão normal de 50 kPa as amostras na presença de raízes apresentam maior índice de aumento da tensão cisalhante em comparativo das amostras sem raízes. Para a tensão normal de 200 kPa houve os menores índices de incremento resistência.

Percebe-se altos índices do incremento da tensão cisalhante para as amostras com raízes em comparativo com a amostra reconstituída sem raízes na tensão normal de 25 kPa. Fato que decorreu devido a amostra reconstituída sem raízes apresentar um valor de tensão cisalhante muito baixo, ficando com uma diferença de 62,4% inferior da amostra indeformada (Figura 4.30).

Também foi realizado os testes estatísticos igualdade de intercepto (coesão), paralelismo (coeficiente angular; ângulo de atrito interno) e coincidência (intercepto e coeficiente angular) para as amostras seca ao ar e estão dispostos na Tabela 4.20, ressaltando que a hipótese de igualdade é aceita quando o P-valor obtiver um valor maior que 0,05.

Como mencionado anteriormente, os valores de pico da tensão cisalhante das amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes foram bastante divergentes, entretanto o seu ângulo de atrito foi bastante próximo, o que foi confirmado com o teste de paralelismo (P-valor>0,05), sendo, portanto, valores estatisticamente iguais. Fato ocorreu também entre as análises das

amostras indeformada e reconstituída com 127 raízes, indeformada e reconstituída com 191 raízes e reconstituída e reconstituída com 127 raízes.

O teste de coincidência entre as amostras reconstituídas com 127 raízes e 191 raízes também tiveram a hipótese de igualdade aceita, demonstrando que estatisticamente possuem o mesmo intercepto e coeficiente angular (Tabela 4.20).

Figura 4.30 - Gráfico tensão cisalhante versus deslocamento para a tensão normal de 25 kPa

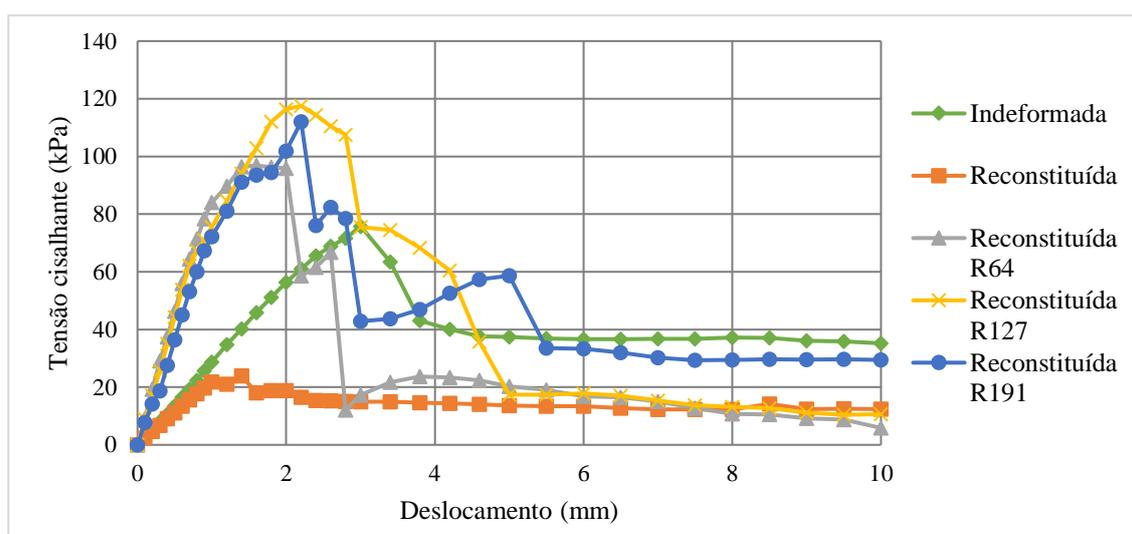


Tabela 4.20 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de seco ao ar. A hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05.

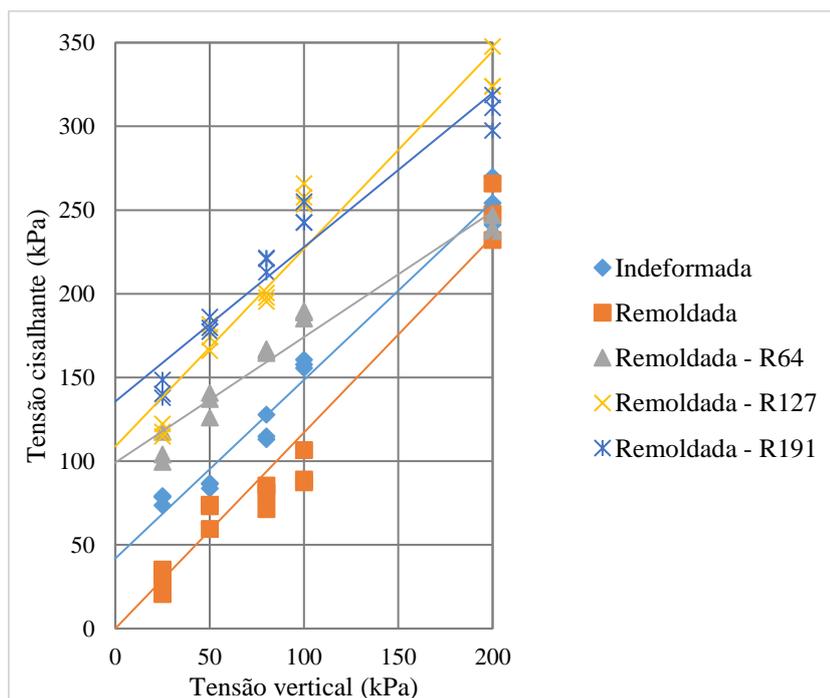
(continua)					
Amostras Analisadas	Teste	G.L.	Soma de Quadrados	Estat. F	P-valor
Indeformada x Reconstituída	Igualdade do Intercepto	1	5699,543	26,901	2,06E-05
	Paralelismo	1	750,165	3,541	0,071
	Coincidência	2	9857,148	23,262	1,62E-06
Indeformada x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	7489,492	61,227	2,67E-08
	Paralelismo	1	2727,943	22,301	6,99E-05
	Coincidência	2	8796,680	35,956	3,26E-08
Indeformada x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	10214,146	36,832	2,06E-06
	Paralelismo	1	356,074	1,284	0,267
	Coincidência	2	45173,709	81,448	6,36E-12
Indeformada x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	20093,942	115,337	4,7E-11
	Paralelismo	1	570,009	3,272	0,082
	Coincidência	2	49337,227	141,595	1,05E-14
Reconstituída x Reconstituída R64	Igualdade do Intercepto	1	26256,044	122,693	2,42E-11
	Paralelismo	1	6339,163	29,623	1,05E-05
	Coincidência	2	36383,355	85,009	3,93E-12

Tabela 4.20 - Verificação dos efeitos das raízes pelos testes de igualdade de intercepto, paralelismo e coincidência de curvas para as amostras na condição de seco ao ar. A hipótese de igualdade entre valores é aceita se P-valor for maior que 0,05.

(conclusão)					
Reconstituída x Reconstituída R127	Igualdade do Intercepto	1	31173,568	84,484	1,19E-09
	Paralelismo	1	72,577	0,197	0,661
	Coincidência	2	94402,810	127,921	3,5E-14
Reconstituída x Reconstituída R191	Igualdade do Intercepto	1	47196,877	177,503	3,99E-13
	Paralelismo	1	2627,998	9,884	0,004
	Coincidência	2	102650,614	193,030	2,51E-16
Reconstituída R64 x R127	Igualdade do Intercepto	1	210,924	0,755	0,393
	Paralelismo	1	5055,159	18,090	0,0002
	Coincidência	2	22957,510	41,078	8,95E-09
Reconstituída R64 x R191	Igualdade do Intercepto	1	3048,282	17,286	0,0003
	Paralelismo	1	803,998	4,559	0,0423
	Coincidência	2	21233,245	60,204	1,75E-10
Reconstituída R127 x R191	Igualdade do Intercepto	1	1655,517	4,997	0,034
	Paralelismo	1	1827,117	5,514	0,027
	Coincidência	2	1910,497	2,883	0,074

A Figura 4.31 apresenta as envoltórias de resistência do solo para as amostras na condição seca ao ar para as amostras indeformadas, reconstituída e reconstituídas com adição de raízes. As amostras reconstituídas tiveram valores de tensão cisalhante abaixo das amostras indeformadas, porém pelos testes estatísticos apresentaram o mesmo ângulo de atrito interno. Em geral as amostras com adição de raízes tiveram incremento na resistência ao cisalhamento. Os parâmetros de resistência estão apresentados na Tabela 4.19.

Figura 4.31 - Envoltórias de resistência ao cisalhamento para a condição de ensaio seco ao ar.



4.5.4 Comparação dos resultados para as três umidades ensaiadas

A partir dos dados já expostos é possível evidenciar que a sucção influencia diretamente nos parâmetros de resistência, portanto as amostras ensaiadas na condição de umidade seca ao ar obtiveram os maiores parâmetros de resistência ao cisalhamento. Consequentemente, os resultados dos ensaios na condição de umidade inundado obtiveram os menores valores de resistência ao cisalhamento. Fato pode ser observado ao comparar as amostras indeformadas para as três condições de umidade ensaiadas. O ângulo de atrito interno para amostra em condição de umidade natural foi de $30,66^\circ$ ($w_i = 17,25\%$) e a para a condição de umidade inundado foi de $26,71^\circ$ ($w_f = 30,63\%$), para as ambas condições de umidade não houve valor do intercepto de coesão. Já para a amostra indeformada na condição de umidade seca ao ar teve um ângulo de atrito interno de $46,84^\circ$ ($w_f = 2,87\%$) e intercepto de coesão de 41,87 kPa. O aumento dos valores do ângulo de atrito interno e coesão para a condição de umidade seca ao ar são decorrentes da sucção e do imbricamento proporcionado pelas partículas.

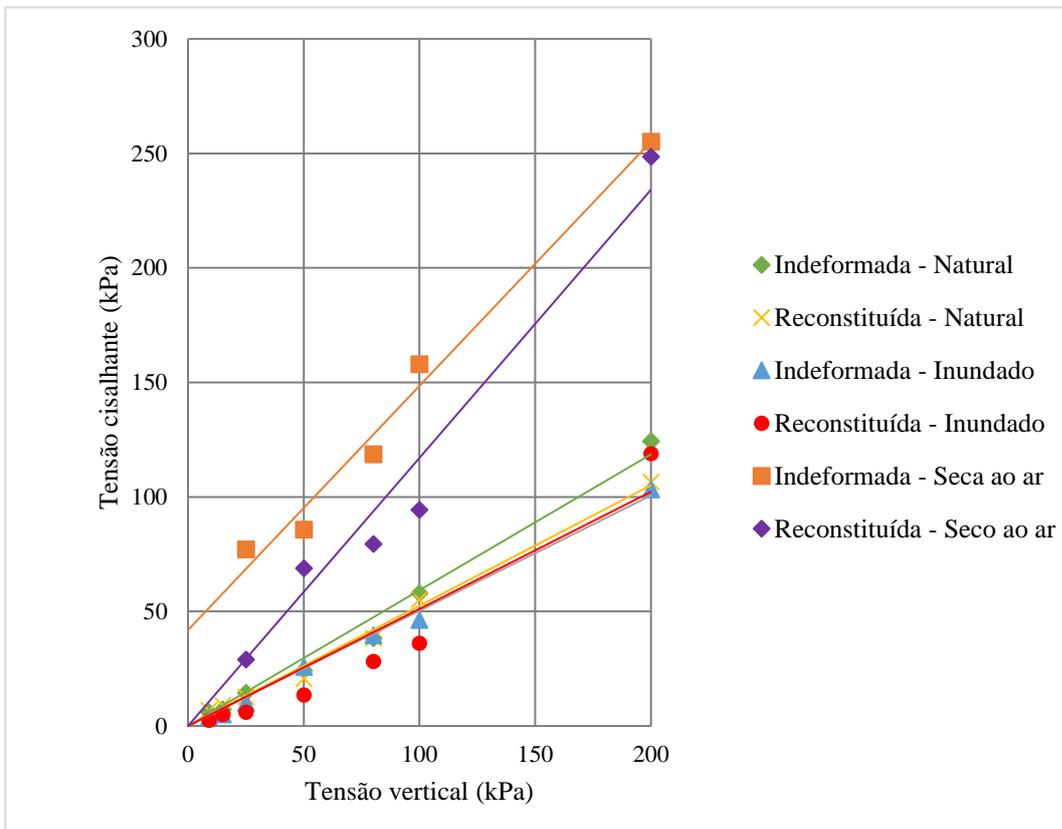
Os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas e as amostras reconstituídas sem raízes divergiram, como evidenciado a partir das análises estatísticas. Por mais que as amostras reconstituídas foram moldadas respeitando os índices físicos das amostras indeformadas, provavelmente a estrutura não foi a mesma. Acarretando desse modo, uma redução na resistência ao cisalhamento. A ângulo de atrito interno das amostras reconstituídas na condição de umidade natural foi bastante próximo quando analisado os ângulos de atrito interno das amostras na condição de umidade inundado. Além disso, verifica-se que somente a amostra indeformada na condição de umidade de ensaio seca ao ar obteve valor de coesão (41,87 kPa). A Tabela 4.21 apresenta os valores de ângulo de atrito interno e intercepto coesivo para as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes e a Figura 4.32 suas respectivas envoltórias de rupturas.

Tabela 4.21 - Parâmetros de cisalhamento para as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes.

Amostras	Altas tensões	
	Φ (graus)	c (kPa)
Indeformada - Natural	30,66	-
Reconstituída - Natural	27,72	-
Indeformada – Inundado	26,71	-
Reconstituída – Inundado	27,08	-
Indeformada – Seco ao ar	46,84	41,87
Reconstituída – Seco ao ar	49,50	-

Além disso, também é possível afirmar de modo geral que o ângulo de atrito do solo tem um considerável aumento com a inserção de raízes nos corpos de prova ensaiados. Sendo este aumento mais acentuado quando comparado com as amostras sem raízes e com as amostras com 64 raízes (RAR 0,5%), após isto o ângulo de atrito tende a estabilizar-se com o incremento de raízes e tendem a seguir o mesmo padrão para as três condições de umidade ensaiadas (Figura 4.33). Para essa análise foi desconsiderado o valor de coesão para as amostras secas ao ar, considerando apenas o ângulo de atrito interno do solo.

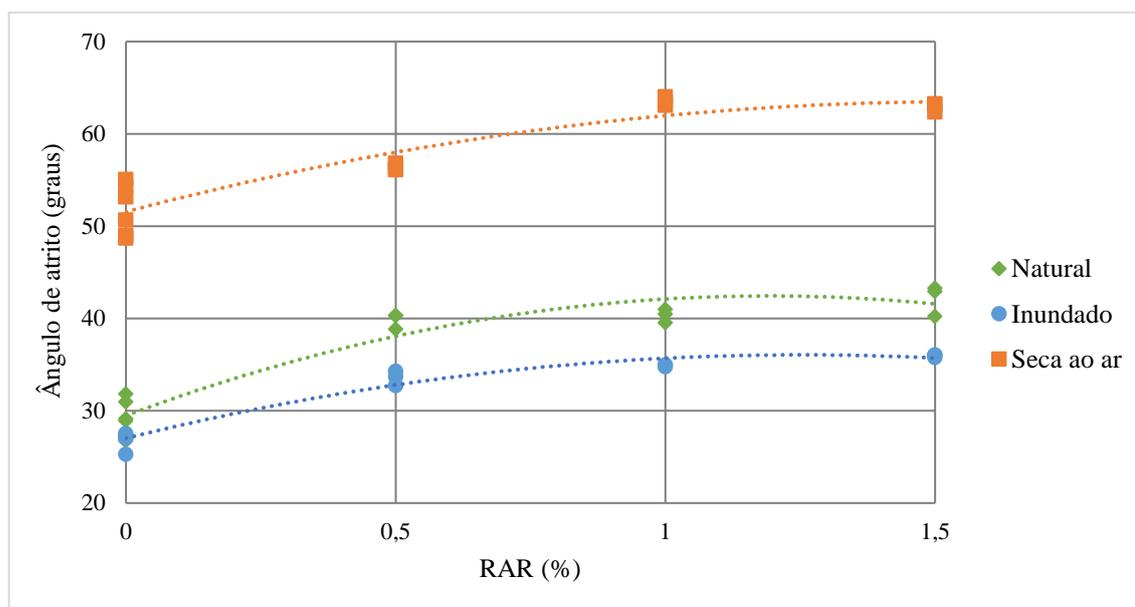
Figura 4.32 - Comparação entre as envoltórias de ruptura de amostras indeformadas e amostras reconstituídas sem raízes.



Gray e Ohashi (1983), através de ensaios de cisalhamento direto com uma areia (estado denso e fofo) reforçada com diferentes tipos de fibra (naturais, sintéticas e metálicas), observaram que o reforço de solo com fibra pode aumentar a resistência ao cisalhamento e modificar o comportamento tensão-deformação quando comparado ao solo sem reforço. Além disso, evidenciaram que a resistência aumenta conforme o maior teor de fibra adicionado e conforme a inclinação das mesmas. Os resultados obtidos por Gray e Ohashi (1983), confirmam os encontrados neste trabalho, onde houve aumento da resistência ao cisalhamento conforme o

número das raízes na superfície de ruptura e nos casos onde não houve esse incremento pode ter ocorrido devido a inclinação das raízes. Neste trabalho as raízes foram inseridas de forma aleatória nos corpos de prova, não podendo inferir a inclinação das mesmas.

Figura 4.33 - Aumento do ângulo de atrito com o incremento de raízes.



Veylon et al. (2015), realizou ensaios de cisalhamento direto em um solo argiloso de origem aluvionar na França e obteve como resultados o aumento do ângulo de atrito interno de 21° e de 17° do solo contendo raízes de *J. curcas* e *R. communis*, respectivamente. Comprovaram também que o diâmetro e a arquitetura das raízes influenciam nos parâmetros de resistência. Os autores afirmam que estes resultados são mais acentuados do que os encontrados em estudos semelhantes em substratos mais granulados ou reforçados por fibras (Graf et al. 2009; Zhang et al. 2010; Xiao et al. 2014). Neste trabalho o maior incremento do ângulo de atrito interno foi para a condição de umidade natural corresponde a 15° , comparando a amostra reconstituída com a amostra reconstituída com 191 raízes (Tabela 4.10).

Graf e Frei (2013) demonstram também que através de uma visão geotécnica a resistência ao cisalhamento com o incremento da vegetação aumenta o ângulo de atrito interno do solo. A base da pesquisa foi um solo GL-CL e a planta utilizada foi a *Alnus icanas*. Os mesmos autores ressaltam ainda que uma nova abordagem tem sido proposta atribuindo a estabilidade do solo proporcionada por raízes a partir do ângulo de atrito interno. Diversos autores realizaram pesquisas onde compararam o solo com e sem vegetação e atribuíram o incremento de resistência devido a coesão (GRAY, 1974; GRAY; SOTIR, 1996; TABALIPA;

FIORI, 2008; WU, 1979). Neste trabalho somente na condição de umidade seca ao ar houve a parcela de coesão aparente, devido a sucção e ao imbricamento dos grãos, para as condições de umidade natural e inundada a coesão foi nula, condizente com a mineralogia do solo em estudo.

Maffra (2018) realizou ensaios de cisalhamento direto in situ com tensões de 3,5, 8,7, 14 e 19,4 kPa para um solo saturado e com as características parecidas com o estudado nesta dissertação, em seu estudo o autor realizou a comparação do solo sem e com raízes de *P. sellowianus*. Obteve como resultado para o solo sem raízes a coesão de 7,73 kPa e ângulo de atrito interno de 32,5° e com raízes a coesão de 8,94 kPa e o ângulo de atrito interno foi de 31,9°. O autor ressalta que a pequena influência que as plantas tiveram sobre o ângulo de atrito interno do solo é coerente com a pequena porcentagem média de área de raízes (RAR 0,19%) ocupando a superfície de ruptura dos corpos de prova. A média de RAR encontrada nos ensaios realizados in situ por Maffra (2018) foram condizentes com as médias de RAR encontradas neste trabalho em laboratório, ficando mais próximo dos valores para as amostras com 64 raízes, onde em média a RAR foi de 0,14%.

Sendo assim, mesmo que as amostras reconstituídas sem raízes não tenham proporcionado a igualdade dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas é perceptível o incremento do ângulo de atrito interno que as amostras reconstituídas com raízes da gramínea esmeralda (*Zoysia japonica*) proporcionaram. Portanto, é possível afirmar que as raízes proporcionam ao solo um incremento na resistência ao cisalhamento. Para o solo analisado nesta dissertação esse incremento deu-se apenas ao ângulo de atrito para as amostras na condição de ensaio de cisalhamento direto natural e inundadas. Já para as amostras secas ao ar houve também a contribuição da coesão.

5 CONCLUSÕES

O solo estudado nesta dissertação proveniente do distrito de Vale Vêneto na cidade de São João do Polêsine, Rio Grande do Sul, foi classificado a partir dos parâmetros de classificação SUCS (Sistema Unificado de Classificação dos Solos), TRB (*Transportation Research Board*) e através da classificação dos solos tropicais: MCT. Com base na classificação SUCS o solo foi classificado como SC – areia argilosa e segundo a TRB o solo é classificado como A-4 – solo siltooso com pequena quantidade de material grosso e de argila. Baseado na classificação MCT obtida do ensaio Mini-MCV, o solo é classificado como LA – areia laterítica, por meio do Método Expedido das Pastilhas como LA' – solo arenoso laterítico. Além disso, a partir da análise química do solo é possível evidenciar que o solo é eutrófico, não álico e possui acidez elevada e pouca quantidade de matéria orgânica o que potencializa os efeitos de erosão.

Os índices físicos do solo (teor de umidade, peso específico natural, peso específico aparente seco, índice de vazios, grau de saturação e densidade) quando recriados nas amostras reconstituídas foram representativos das amostras indeformadas. Entretanto, as amostras indeformadas e reconstituídas sem raízes não obtiveram igualdade dos valores de sucção e dos parâmetros de resistência do solo. O que demonstra que as amostras não possuem a mesma estrutura.

A partir da curva característica para as amostras indeformadas, reconstituídas sem e com raízes (R191) ficou evidenciado que as amostras reconstituídas com raízes obtiveram maiores níveis de sucção do que as amostras reconstituídas sem raízes, demonstrando que as raízes proporcionam uma maior contribuição para a resistência conforme o aumento de umidade do solo. Além disso, tem-se que a sucção é inversamente proporcional a quantidade de água presente nos poros do solo e que conforme a umidade diminui, todas as amostras analisadas tenderam a convergir para um mesmo valor de sucção.

Nos ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade natural, para as tensões de 9 kPa a 200 kPa, a resistência do solo foi proveniente do ângulo de atrito interno já que a coesão foi nula. Nestes ensaios as amostras indeformadas tiveram um ângulo de atrito de 30,66°, as reconstituídas sem raízes de 27,72°, as reconstituídas com raízes tiveram valores de 40,36° para os corpos de prova com 64 e 127 raízes e de 42,20° para os corpos de prova com 191 raízes. Para os ensaios na condição de umidade inundado, para as mesmas tensões, também foram verificados apenas valores de atrito interno nas amostras. Sendo de 26,71° para as amostras indeformadas e de 27,07° para as amostras reconstituídas sem raízes. Para as amostras com

raízes foram de $33,60^\circ$ para os corpos de prova com 64 raízes, $34,92^\circ$ com 127 raízes e $35,99^\circ$ para os corpos de prova com 191 raízes.

Para os ensaios de cisalhamento direto na condição de umidade seca ao ar foram realizados os ensaios para as tensões normais de 25, 50, 80, 100 e 200 kPa obtendo como resultado para as amostras indeformadas o ângulo de atrito interno de $46,84^\circ$ e coesão de 41,87 kPa. As amostras reconstituídas sem raízes tiveram o ângulo de atrito interno de $49,50^\circ$ e coesão nula, já com o incremento de raízes obtiveram resultados de $36,85^\circ$ e 99,15 kPa para as amostras de R64, $49,74^\circ$ e 108,76 kPa com R127 e $42,66^\circ$ e 135,69 kPa com R191.

Nesse sentido, com base nos resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados em laboratório nas condições de umidade natural, inundado e seco ao ar é possível afirmar que a interação solo-raiz proporciona incremento na resistência do solo. Em geral, esse incremento foi proporcional com o incremento de raízes nas amostras, sendo influenciado também pela quantidade de raízes presentes na superfície de ruptura das amostras.

Além disso, é possível verificar que a condição de umidade está relacionada com os parâmetros de resistência. Sendo na condição de ensaio de cisalhamento direto saturado os valores de resistência foram os mais baixos e consequentemente os ensaios realizados na condição de umidade seco ao ar possuem maiores valores de resistência ao cisalhamento. Evidenciando dessa forma a relação da sucção na resistência ao cisalhamento do solo.

Para trabalhos futuros recomenda-se o comparativo dos resultados encontrados neste trabalho com amostras indeformadas de solo com raízes de gramínea esmeralda. Além disso, é importante que sejam realizados testes para avaliar a variação de diferentes densidades, comprimentos, diâmetros, inclinações das raízes nas amostras reconstituídas e comparar com outras espécies vegetais. Também agregaria a realização de ensaios triaxiais para a definição dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e o ensaio de impregnação de solos para analisar a micromorfologia entre as amostras indeformadas e reconstituídas, de modo a comprovar que a estrutura do solo alterou os resultados dos parâmetros de resistência encontrados nesta pesquisa.

REFERÊNCIAS

ABE, K.; ZIEMER, R.R. (1991). Effect of tree roots on a shear zone: modeling reinforced shear stress. *Can. J. For. Res.* Vol 21, 1012 - 1019.

ABERNETHY, B.; RUTHERFURD, I. D. The distribution and strength of riparian tree roots in relation to riverbank reinforcement. *Hydrological Processes*, v. 15, n. 1, p. 63-79, 2001.

AL-SHAYEA, N. A. The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Engineering Geology*, v. 62, p. 319-342, 2001.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM 3080/2011: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016. 9p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 2016. 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016. 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6502: Solos e Rochas, Rio de Janeiro, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 13602:SOLO - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio sedimentométrico comparativo - ensaio de dispersão SCS, Rio de Janeiro, 1996. 5p.

ARVIDSSON, J.; TRUTNER, A.; VAN DEN AKKER, J.J.H. Subsoil compaction caused by heavy sugarbeet harvesters in southern Sweden. II. Soil displacement during wheeling and model computations of compaction. *Soil & Tillage Research*, Amsterdam, v.60, p.79-89, 2001.

AYERS, P.D.; PERUMPRAL, J.V. Moisture and density effect on cone index. *Trans. Am. Sci. Agric. Eng.*, n. 2, p. 169-1172, 1982.

BAETS, S. et al. Root tensile strength and root distribution of typical Mediterranean plant species and their contribution to soil shear strength. *Plant and Soil*, v. 305, n. 1-2, p. 207-226, 2008.

BENEVELI, R. M. Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2002.

BISCHETTI, G. B.; CHIARADIA, E. A.; SIMONATO, T.; SPEZIALI, B.; VITALI, B.; VULLO, P.; ZOCCO, A. Root strength and root area ratio of forests species in Lombardy (Northern Italy). *Plant and Soil*, v. 278, n. 1, p. 11-22, 2005.

BISHOP, A.W.; HENKEL, D.J. (1962) *The Measurement of Soil Properties in Triaxial Tests*. Edward Arnold Ed., London.

BRAIDA, J.A. Matéria orgânica e resíduos vegetais na superfície do solo e suas relações com o comportamento mecânico do solo sob plantio direto. 2004, 107p, Tese (Doutorado em Ciência do Solo). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2004.

BRAIDA, J. A.; REICHERT, J. M.; REINERT, D. J.; SOARES, J. M. D. Coesão e atrito interno associados aos teores de carbono orgânico e de água de um solo franco arenoso. *Ciência Rural*, v. 37, n. 6, p. 1646-1653, 2007.

BRENNER, R. P. A Hydrological model study of a forested and a cutover slope. *Hydrological Sciences Bulletin*, 18: 2, pp. 125-144, 1973.

BROMHEAD, E.N. (1979) A Simple Ring Shear Apparatus. *Ground Engineering*, v.12, p.40-44.

CAPUTO, H. P. *Mecânica dos solos e suas aplicações*, 3ª ed. (revisada e ampliada). Rio de Janeiro, Livros Técnicos e Científicos, vol.1, 1976. 242p.

COELHO, A. T.; PEREIRA, A. R. Efeitos da vegetação na estabilidade de taludes e encostas. *Boletim Técnico*, Belo Horizonte – MG, Ano 01 – N.º 002, 2006. 20p.

COPPIN, N. J.; RICHARDS, I. G. (EDS.). *Use of Vegetation in Civil Engineering*. 2a. ed. London, UK: Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), 2007.

DAS, B.M. *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. 6a ed. Tradução EZ2Translate. Revisão técnica Leonardo R. Miranda. São Paulo, 2007.

DECAGON DEVICES. *Operator's manual version 1.3 WP4-T dewpointmeter*. Pullman, 2000. 70p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER - ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994. 06p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER - ME 258: Solos compactados com equipamento miniatura – Mini - MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER - CLA 259: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos – de - prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 06p.

DONAT, M. Bioengineering Techniques for Streambank Restoration - A Review of Central European Practices: Watershed Restoration Project Report 2. Canada: British Columbia, Watershed Restoration Program, Ministry of Environment, Lands and Parks and Ministry of Forests, 1995.

DOURADO-NETO, D.; NIELSEN, D.R.; HOPMANS, J.W.; REICHARDT, K.; BACCHI, O.O.S. Software to model soil water retention curves (SWRC, version 2.00). *Scientia Agricola*, vol.57, n.1, p. 191-192, 2000.

DURLO, M; SUTILI, F. Bioengenharia: Manejo biotécnico de cursos de água. 2. ed. Santa Maria: Edição do Autor, 2012. 189 p.

ESTATCAMP. Software Action. Estatcamp – Consultoria em estatística e qualidade, São Carlos, São Paulo, 2014.

EKWUE, E.J.; STONE, R.J. Organic matter effects on the strength properties of impacted agricultural soils. *Trans. Am. Sci. Agric. Eng.*, n. 38, p. 357-365, 1995.

FATTET, M., FU, Y.; GHESTEM, M., MA, W.; FOULONNEAU, M.; NESPOULOUS, J.; LE BISSONNAIS, Y.; STOKES, A. Effects of vegetation type on soil resistance to erosion: relationship between aggregate stability and shear strength. *Catena*, 87: 60–69, 2011.

FEUERHARMEL, C. Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 329 f., 2007.

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas, aplicações na estabilidade de taludes. 2.ed. Curitiba, Editora UFPR, 2009. 602 p.

FREDLUND, D.G.; MORGENSTERN, N.R. Stress state variable for unsaturated soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v.103(GT5), p. 447-466, 1977

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. Soil mechanics for unsaturated soils. New York: John Wiley, 1993. 544p.

FREDLUND, D. G.; VANAPALLI, S. K. Shear strength of unsaturated soils. In: DANE, J. H.; TOPP, G. C. (Eds.). *Methods of soil analysis: Part 4 - Physical methods*. Madison: Soil Science Society of America, Inc., 2002. p.329-361.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, Ottawa, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

GERSCOVICH, D. M. S., Estabilidade de taludes. 2a. ed. São Paulo. Oficina de Textos. 2016.

GOLDSMITH, W. Soil strength reinforcement by plants. In: *Proceedings of Annual Conference, International Erosion Control Association*, 2006, California. Anais..., California, 2006, p.186-198.

GRAY, D. H. Reinforced and stabilization of soil by vegetation. *Journal of the Geotechnical Engineering*, New York, v. 100, n. 6, p. 695-699. 1974.

GRAY, D. H.; LEISER, A. T. *Biotechnical slope protection and erosion control*. New York, USA: Van Nostrand Reinhold, 1982.

GRAY, D. H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 109, p. 335–353, 1983.

GRAY, D. H.; SOTIR, R. B. *Biotechnical and soil bioengineering slope stabilization: A practical guide for erosion control*. New York, John Wiley & Sons, 1996. 378p.

GRAF, F., FREI, M. Soil aggregate stability related to soil density, root length, and mycorrhiza using site-specific *Alnus incana* and *Melanogaster variegatus* s.l. *Ecological Engineering*, 57 314–323, 2013.

GRAF, F., FREI, M., BOLL, A. Effect of vegetation on the angle of internal friction of a moraine. *Forest Snow and Landscape Research*, 82: 61–77, 2009.

GREENWAY, D. R. *Vegetation and Slope Stability*. In: Anderson M. F. and K. S. Richards (Eds.) *Slope Stability*. Wiley and Sons, New York, 1987.

HILLEL, D. *Environmental soil physics: Fundamentals, applications, and environmental considerations*. San Diego: Academic Press, 1998. 771 p.

HORN, R.; TAUBNER, H.; WUTTKE, M.; BAUMGARTL, T. Soil physical properties related to soil structure. *Soil Tillage Res.*, 30:187-216, 1994.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, Philadelphia, v.17, n.2, p.185-194, 1994.

HUAT, B. B. K.; KAZEMIAN, S. Study of root theories in green tropical slope stability. *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, v. 15, p. 1424–1429, 2010.

JI J. et al. Effect of spatial variation of tree root characteristics on slope stability. A case study on Black Locust (*Robinia pseudoacacia*) and Arborvitae (*Platycladus orientalis*) stands on the Loess Plateau, China. *Catena*, v. 92, p. 139-154, 2012.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R. V., *Soil Mechanics*. New York, John Wiley & Sons, 1969.

LAWRANCE, C.; RICKSON R. J.; CLARK, J. The effect of grass roots on the shear strength of colluvial soils in Nepal. *British Geomorphological Research Group Meeting*, (pp. 857 - 868), September, 1996.

LEBERT, M; HORN, T. A method to predict the mechanical strength of agricultural soils. *Soil and Tillage Research*, v. 19, p. 275-286, 1991.

LEE, H.C.; WRAY, W.K. Techniques to evaluate soil suction – A vital unsaturated soil water variable. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 1995, Paris (France), *Proceedings.....*, v.2, p. 615-622, 1995.

MAFFRA, C. R. B.. Ensaios de resistência ao cisalhamento direto *in situ*: o efeito de plantas lenhosas na estabilidade de taludes. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, 2018.

MAFFRA, C. R. B.. Metodologia para projetos de engenharia natural para obras de infraestrutura. 2014. 149 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Florestal, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, 2014.

MARINHO, F.A.M. Medição de sucção em solos. In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais...,v.2, p. 373-397, 1997.

McKYES, E.; NYAMUGAFATA, P. & NYAMAPFENE, K.W. Characterization of cohesion, friction and sensitivity of two hardsetting soils from Zimbabwe. Soil & Tillage Research, n. 29, p. 357-366, 1994.

MICHEL, G. P.. Modelagem de estabilidade de encostas com consideração do efeito da vegetação. 2013. 152 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina – SC, 2013.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. Fundamentals of soil behavior. 3. ed. New York: John Wiley, 2005. 592p.

MONCADA, M.P.H. Estudo em laboratório de características de colapso e transporte de solutos associadas à infiltração de licor cáustico em um solo laterítico. 2004. 176 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro (PUC-Rio).

MUNTOHAR, A. S. Effect of the roots densities on the shear strength of root-reinforced soil. In: Seminar Nasional VIII - 2012 Teknik Sipil ITS Surabaya Pembangunan Berkelanjutan Transportasi dan Infrastruktur. 2012.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro. Anais..., p. 30-42, 1981.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos. – São Paulo: Arte & Ciência, 2009 p.291, 21 cm / contém anexos / Bibliografia ISBN - 978-85-61165-34-5.

OLIVEIRA, O.M. Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. 2004. 330 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade de São Paulo, São Paulo.

OLIVEIRA, C. M. M. de; PORTOCARRERO; CAMPOS, T. M. P. de; ANDRADE, A. G. de; PROTÁSIO, F. N. M.; ESCOBAR, F. Análise de Estabilidade de um Talude de Corte Submetido a Técnicas de Bioengenharia. 2012. Embrapa Solos. In: COBRAMSEG, 16., 2012, Recife. Anais... Recife, Universidade Federal de Pernambuco, 2012.

O'LOUGHLIN, C. L. Effectiveness of introduced forest vegetation for protection against landslides and erosion in New Zealand's steep lands. In: *Effects of Forest Land Use on Erosion and Slope Stability*, Vienna, Austria. Proceedings of the Symposium, p. 275–280, 1984.

OPERSTEIN, V., FRYDMAN, S. The influence of vegetation on soil strength. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Ground Improvement*, 4: 81–89. 2000.

OROZCO, M. M. D. Caracterização da gramínea *Vetiveria Zizanioides* para aplicação na recuperação de áreas degradadas por erosão. 2009. 81 P. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

ORTIGÃO, J. A. R. *Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. 3ª edição. . Rio de Janeiro: Terratek, 2007. 391p.

PARKER, C.; SIMON, A.; THORNE, C. R. The effects of variability in bank material properties on riverbank stability: Goodwin Creek, Mississippi. *Geomorphology*, v. 101, n. 4, p. 533-543, 2008.

PINTO, C. S. *Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas*. 3ª edição. São Paulo: Oficina de Textos, p. 8-9, 2006.

PORTOCARRERO, H; ANDRADE, A. G.; CAMPOS, T. M. P.; FERNANDES, N. F. (2006). Documento 88 - Aspectos hidrológicos e mecânicos da vegetação na estabilidade de taludes e encostas naturais. Rio de Janeiro: Serie Documentos/ Embrapa Solos, ISSN 1517-2627:88.

RIDLEY, A. M. Discussion on ‘Laboratory Filter Paper Suction Measurements’ by Sandra L. Houston, William N. Houston and Anne-Marie Wagner, *Geotechnical Testing Journal*, v.18(3), p.391-396, 1995.

ROCHA, I. P. Erosão em talude da margem do Baixo São Francisco e contribuição de raízes na resistência ao cisalhamento do solo. 2014. 78p. Tese (Doutorado em Engenharia Agrícola). Universidade Federal Rural de Pernambuco, Recife, 2014.

ROCHA, W. W.; DIAS JUNIOR, M. S.; LIMA, J. M.; MIRANDA, E. E. V; SILVA, A. R. Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG). *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 26, p. 297–303, 2002.

REICHERT, J.M. et al. *Mecânica do solo*. In: VANLIER, Q. J. (Ed). *Física do solo*. Viçosa: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 2010. p. 30 -102.

SCHIECHTL, H. M. *Bioengineering for land reclamation and conservation*. Edmonton, Canada: Department of the Environment, Government of Alberta. University of Alberta Press, 1980.

SCHIECHTL, H. M. *Handbuch für naturnahen Erdbau: eine einleitung für ingenieurbioologische Bauweisen*. Wien: Österreichischer Agrarverlag, Druck und Verlagsgesellschaft m.b.H., 1992

SCHIECHTL, H. M.; STERN, R. *Water bioengineering techniques for watercourse, bank and shoreline protection*. Blackwell Science Publications, Oxford, 1997.

SCHJONNING, P. Soil strength as influenced by texture, water content and soil management. *Soil and Tillage Research*, n. 12, p. 277-283, 1991.

SILVA, A. J. N.; CARVALHO, F. G. Coesão e resistência ao cisalhamento relacionadas a atributos físicos e químicos de um Latossolo Amarelo de tabuleiro costeiro. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 31, n. 5, p.853-862, 2007.

SILVA, I.; MIELNICZUC, J. Ação do Sistema Radicular de Plantas na Formação e Estabilização de Agregados do Solo. *Revista Brasileira de Ciências do Solo*, 20, 113-117, 1997.

STUDER, R.; ZEH, H. *Engenharia Natural – Manual Técnico*. Federação Europeia de Engenharia Natural. 2014 Disponível em: www.vdf-online.ch/soil-bioengineering. Acesso em: 20 nov. 2017.

SOUSA, R. S.; SUTILI, F. J. Aspectos técnicos das plantas utilizadas em Engenharia Natural. *Ciência & Ambiente, Universidade Federal de Santa Maria*. v. 1, n. 1, p. 31 – 71. jun. 2017.

SOUSA, R. S.; Metodologia para especificação de plantas com potencial biotécnico em Engenharia Natural. 2015. 152 f. Dissertação (Mestrado) – Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Florestal – Universidade Federal de Santa Maria, 2015

SOUZA, B. P.; OLIVEIRA, K. V.; MURAISHI, C. T. Bioengenharia em uma obra de gasoduto. Novembro, 2009

TABALIPA, N. L.; FIORI, A. P. Influência da Vegetação na Estabilidade de Taludes na Bacia do Rio Ligeiro (PR). *Revista Geociências, São Paulo*, v. 27, n. 3, p. 387 – 399. 2008.

TENGBETH, G. T. The Effect of Grass Cover on Bank Erosion. Silso e College, Cranfield Institute of Technology, 1989. 234p. PhD Thesis

THERMANN, K.; GAU, C.; TIEDEMANN, J. Shear strength parameters from direct shear tests – influencing factors and their significance. In: IAEG – International Association for Engineering Geology and the Environment: Engineering Geology for Tomorrow's Cities. 10th, 2006, Nottingham, Anais..., Nottingham: The Geological Society of London, 2006, p. 215-222.

VANAPALLI, S. K.; FREDLUND, D. G., Comparison of Different Procedures to Predict Unsaturated Soil Shear Strength, ASTM Proceedings, Unsaturated Soils, Geo-Denver, 2000.

VARGAS, M. Introdução à Mecânica dos Solos, 1.ed. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed. Da Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

VEYLON, G.; GHESTEM, M.; STOKES, A.; BERNARD A. Quantification of mechanical and hydric components of soil reinforcement by plant roots. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 52, n. 11, p. 1-11, 2015.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. *Canadian Geotechnical Journal (Online)*, v. 48, p. 226-233, 2011.

WALDRON, L. J. The Shear Resistance of root-permeated homogeneous and stratified soil. J. Soil Sci. Soc. Am., n. 41, p. 843-849, 1977.

WILLIAMS, A.A.B.; PIDGEON, J.T. Evapotranspiration and heaving clays in South Africa. Geotechnique. v. 33, p. 141-150, 1983.

WU, T. H.; MCKINNELL, W.P.; SWANTSON, D. N. Strength of tree roots and landslides on Prince of Wales Island, Alaska. Canadian Geotechnical Journal, n. 16, p. 19-33, 1979.

ZIEMER, R. R. Roots and Stability of Forested Slopes. Int. Assoc. Hidrol. Sci., n. 132, p. 343-361, 1981.

ANEXO A – ANÁLISE QUÍMICA DO SOLO

	MEC - Universidade Federal de Santa Maria Centro de Ciências Rurais - Departamento de Solos Santa Maria/RS Cep:97105-900 Fone: (55) 3220-8153 http://www.ufsm.br/solos Laudo de Análise de Solo	

Informações fornecidas e de responsabilidade do solicitante

Solicitante: Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro	CPF/CNPJ:
Proprietário: Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro	CPF/CNPJ:
Município: São João do Polêsine / RS	Endereço:
Localidade: Vale Vêneto	Entrada: 12/04/17
Matrícula:	Emissão: 09/05/17

Registro no LAS	Identificação da amostra	Área (ha)	Sistema de cultivo	Prof. (cm)	Georref.
4149	Jéssica e Tiane				

Informações emitidas pelo laboratório e de responsabilidade do técnico

Diagnóstico para acidez do solo e calagem

Registro no LAS	pH água 1:1	Ca	Mg	Al	H+Al	CTC efet.	Saturação (%)		Índice SMP
		cmol _c dm ³						Al	
4149	4,8	10,9	1,9	1,3	3,5	14,2	9,2	78,7	6,2

Diagnóstico para macronutrientes e recomendação de adubação NPK-S

Registro no LAS	% MO	% Argila	Textura	S	P-Mehlich	C Total*	K	CTC pH7	K
	-----m/v-----			-----mg/dm ³ -----		---g.kg ⁻¹ ---	-----cmol _c /dm ³ -----	mg/dm ³	
4149	0,3	12,0	4,0	13,2	15,3	--X--	0,164	16,4	64,0

Diagnóstico para micronutrientes e relações molares

Registro no LAS	Cu	Zn	B	Fe	Mn	Na	Relações Molares		
	-----mg/dm ³ -----						Ca/Mg	(Ca+Mg)/K	K/(Ca+Mg) ^{1/2}
4149	0,209	11,419	0,2	--X--	--X--	--X--	5,8	77,70	0,046

Os dados analíticos são de exclusividade da amostra
 Vinculado à ROLAS-RS/SC



Assinatura digital

88-B1-7E-5D-96-6D-77-64-DD-33-88-8A-DA-EC-2C-5DPara autenticar acesse <http://silas.ccr.ufsm.br>, em "Autenticar" informe a sequência acima.**Responsável técnico:** Gustavo Brunetto - CREA/RS 204807

Pagamento Realizado

* Determinado em analisador elementar-combustão seca

ANEXO B - ANÁLISE CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE CIÊNCIAS RURAIS
DEPARTAMENTO DE SOLOS
LABORATÓRIO DE FÍSICA DO SOLO
LAUDO DE ANÁLISES FÍSICAS

SOLICITANTE: TIANE JASKULSKI

DATA: 05/12/2017

Amostra	Densidade	Porosidades, $\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$			Umidade Volumétrica, $\text{cm}^3 \text{cm}^{-3}$					
	Solo, g cm^{-3}	Macro	Micro	Total	Saturado	1 (-kPa)	6 (-kPa)	10 (-kPa)	100 (-kPa)	1500 (-kPa)
74	1,54	8,54	34,71	43,24	0,4324	0,3874	0,3471	0,3267	0,2547	0,1932
39	1,56	5,97	34,53	40,50	0,4050	0,3828	0,3453	0,3233	0,2765	0,1955
967	1,52	6,00	39,58	45,58	0,4558	0,4276	0,3958	0,3549	0,2423	0,1897
468	1,57	5,01	38,15	43,16	0,4316	0,4131	0,3815	0,3376	0,2325	0,1963
130	1,55	4,50	32,51	37,01	0,3701	0,3411	0,3251	0,3161	0,2889	0,1935
293	1,55	4,63	33,25	37,88	0,3788	0,3528	0,3325	0,3244	0,2852	0,1938

Metodologia: densidade: anel volumétrico; porosidades: macro - cálculo, micro: - coluna de areia, total:- fórmula; curva de retenção de umidade 1, 6 e 10 kPa: coluna de areia, 100 kPa: panela de pressão, 1500 kPa em WP4 (Decagon Devices, 2000).