

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ

LUCAS GHION ZORZAN

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PELOS ENSAIOS DE
CISALHAMENTO DIRETO E DSS: ANÁLISE EXPERIMENTAL E APLICAÇÃO NA
ESTABILIDADE DE TALUDES**

CURITIBA

2018

LUCAS GHION ZORZAN

**RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO PELOS ENSAIOS DE
CISALHAMENTO DIRETO E DSS: ANÁLISE EXPERIMENTAL E APLICAÇÃO NA
ESTABILIDADE DE TALUDES**

Trabalho Final de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, como requisito parcial à obtenção do título de Engenheiro Civil.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Roberta Bomfim Boszczowski

CURITIBA

2018



Ministério da Educação
Universidade Federal do Paraná
Setor de Tecnologia
Departamento de Construção Civil

Ata da reunião da Banca Examinadora
do TRABALHO DE FINAL DE CURSO,
do aluno **LUCAS GHION ZORZAN**
realizada em 07/12/2018.

Às 15 horas do dia 07 de dezembro de dois mil e dezoito, na sala PF-02 do Bloco F no Centro Politécnico, realizou-se a reunião da Banca Examinadora do Trabalho Final de Curso do aluno **LUCAS GHION ZORZAN**, formada pelos professores ROBERTA BOMFIM BOSZCZOWSKI, VITOR PEREIRA FARO e CAROLINE TOMAZONI, logo após a apresentação do trabalho com título "RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO OBTIDA PELOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO E DSS: ANÁLISE COMPARATIVA APLICADA À ESTABILIDADE DE TALUDES". Depois de algumas deliberações e comentários, os professores deram o grau para o aluno. Posteriormente, foi calculada a média, sendo então confirmado o seguinte grau: 100 (cem) para o aluno **LUCAS GHION ZORZAN**. Nada mais havendo a tratar, a reunião foi encerrada, da qual eu, ROBERTA BOMFIM BOSZCZOWSKI lavrei a presente ata, que será assinada por mim e pelos demais membros da Banca.

MEMBROS DA BANCA:


Prof. Orientador
ROBERTA BOMFIM BOSZCZOWSKI


Prof. VITOR PEREIRA FARO


Prof. CAROLINE TOMAZONI

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Lorena e Solimar, pelo exemplo de perseverança, esforço, independência e dedicação. Obrigado por acreditarem e confiarem em mim nessa trajetória de cinco anos. Ao meu irmão Cristian por ser inspiração desde criança e pelo apoio nesse tempo de faculdade. Esse trabalho tem uma parte de cada um de vocês.

À Prof. Roberta pelas inúmeras horas dedicadas a este trabalho. Obrigado pelo conhecimento transmitido e por todas as dúvidas solucionadas. Agradeço, também, pela independência em todo o processo.

À Jordana Furman pela amizade, suporte nas horas mais difíceis e consultoria desde minhas primeiras caminhadas dentro da Geotecnia e no laboratório. Sou muito grato pela experiência e parceria que construímos.

Ao Willian Bueno, meu melhor amigo e exemplo em grande parte destes cinco anos. Serei sempre grato por tudo que aprendemos.

Ao meu primeiro e sempre amigo da faculdade, João Vítor Dallegrave, pelos momentos de descontração e auxílio na tradução dos textos deste trabalho.

Ao Marcelo Sefrin pelo auxílio na formatação e revisão deste trabalho e pela amizade sincera durante a faculdade, em especial neste último ano.

À Dayane Miranda, presente em todos os momentos, pelas conversas, desabafos, risadas e desafios que passamos juntos. À Stephanie Zau por não me deixar desanimar e por mostrar que melhores dias virão. À Polyana Alflen, pessoa incrível que faz parte da minha vida desde o primeiro dia de aula e que me inspirou durante esses anos. Ter conhecido vocês faz essa jornada valer a pena!

Ao Prof. Vítor Faro, um dos maiores responsáveis pela minha satisfação profissional e pessoal dentro da Geotecnia, pelas experiências proporcionadas. Ao Prof. Gavassoni pelos anos de orientação, por me ensinar muito sobre pesquisa e sobre Engenharia e também pelas conversas sobre a vida.

Ao PET Engenharia Civil e ao Grupo de Estudos em Geotecnia da UFPR por propiciarem meu desenvolvimento humano e profissional durante a graduação. À Fugro In Situ pelo suporte técnico a este trabalho.

A todos aqueles, conhecidos ou não, que contribuíram para esse tempo de ensino superior gratuito e de qualidade. É por e para vocês que norteio minha atuação profissional a partir de agora.

*Nada do que foi será
De novo do jeito que já foi um dia
Tudo passa
Tudo sempre passará*

Luiz Maurício Pragana dos Santos, 1983

RESUMO

A resistência ao cisalhamento do solo é uma das propriedades geotécnicas de maior importância no contexto da Engenharia e por vezes é a mais desejada em campanhas de investigação. Para atender a esta necessidade, diversos ensaios laboratoriais foram desenvolvidos ao longo do tempo para englobar diferentes condições que podem influenciar na resistência do solo, tais como a drenagem, a velocidade de carregamento e os modos de ruptura. Com o objetivo de fornecer contribuições ao processo de especificação de ensaios de resistência, o presente trabalho visa explorar o comportamento mecânico do solo em dois ensaios: Cisalhamento Direto e *Direct Simple Shear*. O primeiro, consolidado no meio técnico, é frequentemente utilizado para as mais diversas finalidades devido a sua simplicidade e confiabilidade. O DSS, por sua vez, apresenta-se como uma evolução do Cisalhamento Direto, no qual se verificam deformações por cisalhamento e modos de ruptura mais representativos do real comportamento do solo. Suas possíveis aplicações estendem-se desde a estabilidade de taludes ao projeto de estruturas *offshore*. Foram ensaiados, neste estudo, dois solos distintos: o Solo A, de granulometria arenosa, e o Solo B, com características silto-arenosas. A rotina dos experimentos permitiu a identificação de diversos fatores que ratificam as dificuldades comumente registradas na prática laboratorial. A análise dos resultados experimentais possibilitou apontar grandes diferenças entre os parâmetros de resistência obtidos por cada ensaio. Acredita-se que diversos fatores podem influenciar este fenômeno, dentre os quais destacam-se os modos de falha distintos e a variação da tensão vertical durante o cisalhamento no ensaio DSS. A fim de apresentar o efeito destas diferenças com finalidade prática, foram realizadas análises paramétricas de estabilidade de taludes variando-se o ensaio de resistência, o critério de ruptura e a inclinação do talude. Verificou-se, considerando um talude com geometria genérica, que para os ensaios DSS realizados no presente trabalho obtiveram-se resultados mais conservadores para superfícies de ruptura mais profundas enquanto que a resistência proveniente do Cisalhamento Direto apresentou este caráter para rupturas superficiais. Como recomendações para estudos futuros, indica-se a modelagem numérica do ensaio DSS para melhor compreensão dos fenômenos atuantes, a realização destes ensaios sob tensão vertical constante e a condução de retro análises de deslizamentos com parâmetros obtidos experimentalmente.

Palavras-chave: Geotecnia Experimental. *Direct Simple Shear*. Resistência ao Cisalhamento. Estabilidade de Taludes.

ABSTRACT

Shear strength of soils is one of the most important geotechnical property in the Engineering context and sometimes is the most desirable one on investigation campaigns. In order to supply this requirement, many tests were developed over time to embrace different conditions that may affect soil resistance, such as drainage, loading rate and failure modes. To provide contributions to the soil testing specification process, this assignment aims to explore the mechanical behavior of soils in two tests: Direct Shear and Direct Simple Shear. The first one, heavily widespread in Engineering practice, is usually applied due to its simplicity and reliability. DSS, in turn, is typically seen as a Direct Shear growth in which shear strains are developed and more realistic behaviors are observed. Its appliance extends from slope stability to the offshore structures projects. The two soils under research exhibited different particle sizes (Soil A – mostly granular and Soil B – silt-sandy soil). The general practice in laboratory allowed identifying many variables that ratify procedure problems usually reported in the routines. Results analyses enabled to point out great differences between resistance parameters derived from each test. It is believed that many elements may contribute to this phenomenon, such as the failure mode and the vertical stress change during failure in DSS test. In order to present the effect of these differences in practical purposes, parametric slope stability analyses were carried varying the strength test, the failure method and the slope gradient. Generally, the DSS tests of this research has shown more conservative results to deep failure surfaces whereas Direct Shear strength provides this behavior for shallow sliding failure, considering a slope with generic geometry. As recommendations, numerical modeling analyses can be drawn in order to raise knowledge about stress-strain phenomenon in DSS tests, as well as tests under constant vertical stress and back-analysis of previous failures with experimental parameters.

Keywords: Experimental Geotechnics. Direct Simple Shear. Shear Strength. Slope Stability.

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 – RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICA PARA MATERIAIS ELASTO-PLÁSTICOS.....	21
FIGURA 2 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO PARA ARGILAS E AREIAS	22
FIGURA 3 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB	26
FIGURA 4 – COMPORTAMENTO DO SOLO AO CONFINAMENTO (A) E AO CISALHAMENTO SIMPLES (B).....	27
FIGURA 5 – MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO DO SOLO SUBMETIDO AO CISALHAMENTO: TRANSLAÇÃO EM PLANO HORIZONTAL (A) E TRANSLAÇÃO EM PLANO VERTICAL COM ROTAÇÃO DOS PLANOS (B).....	28
FIGURA 6 – POSSÍVEIS MANIFESTAÇÕES DO ESTADO DE CISALHAMENTO SIMPLES: RUPTURA DE TALUDES (A), ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (B), CARREGAMENTO DE ESTACAS (C) E RUPTURA DE SAPATAS (D)	29
FIGURA 7 – MECANISMOS DE DESLOCAMENTO NO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (A) E NO ENSAIO DSS (B)	30
FIGURA 8 – DERIVAÇÃO DO TEMPO NECESSÁRIO PARA A RUPTURA A PARTIR DA CURVA DE ADENSAMENTO	35
FIGURA 9 – MECANISMO DE FUNCIONAMENTO DE UM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	37
FIGURA 10 – RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS EM UMA SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE TALUDE.....	40
FIGURA 11 – MECANISMO DE CARREGAMENTO DE UM CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS	41
FIGURA 12 – ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÕES POR CISALHAMENTO SIMPLES TEÓRICO (A) E SIMULADO PELO DSS (B).....	42
FIGURA 13 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO PARA ARGILAS DO GOLFO DO MÉXICO (A) E SILTES ORGÂNICOS (B) COM DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONFINAMENTO	44

FIGURA 14 – ESTADO DE CISALHAMENTO SIMPLES (A) E CISALHAMENTO NO DSS (B): NÃO RECIPROCIDADE DAS TENSÕES CISALHANTES	47
FIGURA 15 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO EM UM CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS	48
FIGURA 16 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS IDEAIS DO CISALHAMENTO SIMPLES COM OS OBTIDOS PELO DSS	50
FIGURA 17 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA PARA AS ARGILAS DE SAINT-JEAN-VIANNEY, CANADÁ	51
FIGURA 18 – MODOS DE FALHA NO CISALHAMENTO SIMPLES: PLANO HORIZONTAL PRINCIPAL (A), PLANO HORIZONTAL É ONDE OCORREM AS TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS (B) E PLANO VERTICAL É UM PLANO PRINCIPAL (C)	52
FIGURA 19 – FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA DE SOLO PELO MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE (1965)	58
FIGURA 20 – PRENSA DE CISALHAMENTO DIRETO (VJ TECH) UTILIZADA NOS ENSAIOS	62
FIGURA 21 – REPRESENTAÇÃO DOS DISPOSITIVOS COMPONENTES DA PRENSA DE CISALHAMENTO	63
FIGURA 22 – POSICIONAMENTO DOS INSTRUMENTOS NA PRENSA	63
FIGURA 23 – MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA POR CRAVAÇÃO DE ANEL METÁLICO	64
FIGURA 24 – BLOCO INDEFORMADO UTILIZADO PARA MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	65
FIGURA 25 – CAIXA BIPARTIDA NA METADE DA ALTURA UTILIZADA NOS ENSAIOS	66
FIGURA 26 – COMPONENTES DA CÉLULA DE CISALHAMENTO	66
FIGURA 27 – CONFIGURAÇÃO DA CÉLULA DE CISALHAMENTO CONVENCIONAL	67
FIGURA 28 – AMOSTRAS APÓS FINALIZAÇÃO DO ENSAIO	69
FIGURA 29 – PRENSA DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES UTILIZADA NOS ENSAIOS	70
FIGURA 30 – ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DSS EMPREGADO	71

FIGURA 31 – MOTOR DE CARREGAMENTO VERTICAL (A), CÉLULA DE CARGA VERTICAL (B), LEITOR DE POROPRESSÃO (C) E ATUADORES HORIZONTAIS (D).....	72
FIGURA 32 – CORPO DE PROVA DSS6-B	73
FIGURA 33 – BASE DA PRENSA DSS ENVOLVIDA PELA MEMBRANA LÁTEX...	74
FIGURA 34 – CORPO DE PROVA EM ENSAIO DSS	75
FIGURA 35 – CARREGAMENTO DO CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS	76
FIGURA 36 – CORPO DE PROVA APÓS ENSAIO DSS	77
FIGURA 37 – CURVAS DE ADENSAMENTO - AMOSTRAS CD1-A A CD3-A	79
FIGURA 38 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - AMOSTRAS CD1-A A CD3-A	80
FIGURA 39 – VARIAÇÃO DE ALTURA DURANTE O CISALHAMENTO - CPS CD1-A A CD3-A.....	80
FIGURA 40 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - SOLO A.....	81
FIGURA 41 – CURVAS DE ADENSAMENTO - CPS DSS1-A A DSS3-A.....	82
FIGURA 42 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - CPS DSS1-A A DSS3-A.....	82
FIGURA 43 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES - CPS DSS1-A A DSS2-A.....	83
FIGURA 44 – VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO NO CISALHAMENTO – CPS DSS1-A A DSS3-A	83
FIGURA 45 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO A COM A PROFUNDIDADE – ENSAIO DSS	84
FIGURA 46 – CURVA DE RIGIDEZ PARA O SOLO A	85
FIGURA 47 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DO SOLO B	86
FIGURA 48 – CURVA DE FLUIDEZ PARA O SOLO B.....	87
FIGURA 49 – VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE INICIAL AO LONGO DOS DIAS DE MOLDAGEM	89
FIGURA 50 – CURVAS DE ADENSAMENTO - CPS CD1-B A CD8-B	90
FIGURA 51 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO – CPS CD1-B A CD8-B	90
FIGURA 52 – CURVAS TENSÃO CISALHANTE NORMALIZADA VERSUS DEFORMAÇÃO	91
FIGURA 53 – VARIAÇÃO DE ALTURA DURANTE O CISALHAMENTO - CPS CD1-B A CD8-B.....	92
FIGURA 54 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - SOLO B.....	92

FIGURA 55 – CURVAS DE ADENSAMENTO - CPS DSS1-B A DSS8-B.....	94
FIGURA 56 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - CPS DSS1-B A DSS8-B.....	95
FIGURA 57 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES - CPS DSS1-B A DSS8-B.....	96
FIGURA 58 – VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO NO CISALHAMENTO – CPS DSS1-B A DSS3-B	96
FIGURA 59 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO B COM A PROFUNDIDADE – ENSAIO DSS	97
FIGURA 60 – CURVA DE RIGIDEZ PARA O SOLO B	97
FIGURA 61 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA OS ENSAIOS DSS.....	99
FIGURA 62 – GEOMETRIA DO TALUDE GENÉRICO UTILIZADO NAS ANÁLISES	103
FIGURA 63 – RELAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA COM A INCLINAÇÃO DO TALUDE.....	108
FIGURA 64 – RELAÇÃO ENTRE AS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA – ENSAIOS CD E DSS	109
FIGURA 65 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE COM SUPERFÍCIE DE RUPTURA LIMITADA PARA ET-3 (A) E ET-13 (B).	110
FIGURA 66 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE RUPTURAS EM PEQUENAS PROFUNDIDADES	111

LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 – PRINCIPAIS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO	32
QUADRO 2 – SOLOS UTILIZADOS NA CAMPANHA EXPERIMENTAL	59
QUADRO 3 – PROGRAMA DE ENSAIOS.....	60
QUADRO 4 – PROGRAMA DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	61
QUADRO 5 – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES REALIZADAS.....	103

LISTA DE TABELAS

TABELA 1 – RAZÃO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA/TENSÃO DE CONSOLIDAÇÃO SEGUNDO OS ENSAIOS <i>VANE TEST</i> , COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, TRIAXIAL E <i>DIRECT SIMPLE SHEAR</i> PARA ARGILAS NORUEGUESAS.....	45
TABELA 2 – VELOCIDADE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADOS	68
TABELA 3 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO A.....	78
TABELA 4 – ESPECIFICAÇÕES DOS CPS - CISALHAMENTO DIRETO SOLO A	78
TABELA 5 – RESUMO DOS ENSAIOS CD PARA O SOLO A	81
TABELA 6 – ESPECIFICAÇÕES DOS CPS - DSS SOLO A	81
TABELA 7 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO B.....	87
TABELA 8 – RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA PARA O SOLO B.....	87
TABELA 9 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO NO SOLO B.....	88
TABELA 10 – RESUMO DOS ENSAIOS CD PARA O SOLO B	93
TABELA 11 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS ENSAIOS DSS NO SOLO B	93
TABELA 12 – PARÂMETROS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE REALIZADAS	102
TABELA 13 – RESUMO DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS COM AS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	107

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	15
1.1 OBJETIVOS	16
1.1.1 Objetivo geral	16
1.1.2 Objetivos específicos.....	16
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	18
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	18
2.1.1 Princípio das Tensões Efetivas	19
2.1.2 Comportamento Tensão-Deformação	20
2.1.3 Condições de Carregamento e Drenagem	23
2.1.4 Critério de Mohr-Coulomb	24
2.1.5 Respostas do Solo ao Cisalhamento	26
2.1.6 Ensaios para Determinação da Resistência	31
2.1.6.1 Cisalhamento em Condições Não Drenadas	33
2.1.6.2 Cisalhamento em Condições Drenadas	33
2.1.6.3 Determinação da Velocidade de Ensaio	34
2.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO	36
2.2.1 Princípios do Ensaio	36
2.2.2 Vantagens do Cisalhamento Direto	37
2.2.3 Limitações do Cisalhamento Direto	38
2.2.4 Interpretação dos Resultados.....	39
2.3 ENSAIO <i>DIRECT SIMPLE SHEAR</i> (DSS)	39
2.3.1 Princípios do Ensaio	40
2.3.2 Origem e Primeiros Dispositivos	42
2.3.3 Vantagens do DSS	44
2.3.4 Desvantagens e Limitações	46
2.3.5 Interpretação dos Resultados.....	52
2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES	54
2.4.1 Modos de Ruptura de Taludes	55
2.4.2 Métodos de Cálculo de Estabilidade de Taludes.....	56
2.4.2.1 Método de Morgenstern & Price (1965)	57
3 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL: ENSAIOS REALIZADOS.....	59

3.1 PROGRAMA DE ENSAIOS.....	59
3.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS	60
3.2.1 Ensaios de Caracterização.....	60
3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto	61
3.2.2.1 Descrição do Equipamento.....	62
3.2.2.2 Preparação dos Corpos de Prova.....	64
3.2.2.3 Procedimento de Ensaio.....	67
3.2.3 Ensaio <i>Direct Simple Shear</i>	69
3.2.3.1 Descrição do Equipamento.....	69
3.2.3.2 Preparação do Corpo de Prova	72
3.2.3.3 Procedimento de Ensaio.....	75
4 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL: RESULTADOS E DISCUSSÕES	78
4.1 SOLO A.....	78
4.1.1 Ensaios de Caracterização.....	78
4.1.2 Ensaios de Cisalhamento Direto	78
4.1.3 Ensaios <i>Direct Simple Shear</i>	81
4.2 SOLO B.....	85
4.2.1 Ensaios de Caracterização.....	85
4.2.2 Ensaios de Cisalhamento Direto	88
4.2.3 Ensaios <i>Direct Simple Shear</i>	93
4.3 COMENTÁRIOS SOBRE OS ENSAIOS REALIZADOS	98
5 APLICAÇÃO EM ESTABILIDADE DE TALUDES	101
5.1 OBJETIVO E PARÂMETROS DE ENTRADA	101
5.2 RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	103
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	112
REFERÊNCIAS.....	115

1 INTRODUÇÃO

A problemática da estabilidade de taludes é um dos temas mais abrangentes da Engenharia Civil. Embora sua aplicação se estenda desde obras de infraestrutura até a estabilização de encostas naturais, seu impacto é notavelmente identificado em inúmeros movimentos de solo cujos impactos provocam perdas incontáveis de vidas humanas e recursos econômicos. No Brasil, a ocorrência de desastres naturais vem, nos últimos anos, ganhando destaque em virtude da magnitude dos impactos gerados tanto em meios urbanos quanto em vias rurais.

Dentre os diversos fatores que influenciam os fenômenos atuantes nas encostas, pode-se destacar as condições geológicas, pluviométricas, climáticas e geotécnicas. Diversos estudos buscam atualmente caracterizar os principais mecanismos causadores de instabilidades em taludes naturais a fim de aumentar a compreensão do problema e garantir, por meio de soluções adequadas de Engenharia, a segurança necessária para tais formações.

Dentre as propriedades geotécnicas do solo, a resistência é talvez a mais importante na problemática da estabilidade de taludes. O entendimento da resistência do solo é consideravelmente recente, sendo os principais fundamentos da Mecânica dos Solos referentes ao primeiro quarto do século XX. Esses princípios estão quase que completamente embasados na prática laboratorial, a partir da qual são obtidos parâmetros de projeto para qualquer atividade dentro da Engenharia Geotécnica. Na atualidade, um considerável número de ensaios se propõe a fornecer valores de resistência do solo utilizando métodos e equipamentos diversos. A compreensão dos mecanismos de deformação e mobilização da resistência mostra-se, portanto, essencial no processo decisório a fim de garantir análises seguras, econômicas e precisas.

Pouco difundido no Brasil, o *Direct Simple Shear* (DSS) é um ensaio de resistência que submete o solo a condições muito semelhantes às por ele experimentadas em uma potencial superfície de ruptura. Sua aplicabilidade em projetos de fundação, estabilidade de taludes, contenções e obras *offshore* reforça a importância da melhor compreensão dos mecanismos e procedimentos envolvidos neste ensaio. A proposta deste estudo é estabelecer uma análise crítico-comparativa acerca dos resultados obtidos para a resistência ao cisalhamento dos solos submetidos ao Cisalhamento Direto e ao *Direct Simple Shear*, fornecendo

contribuições para a difusão deste último como alternativa para a avaliação da estabilidade de taludes.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Este estudo tem por objetivo avaliar a aplicação do ensaio *Direct Simple Shear* (DSS) na determinação de parâmetros de resistência mecânica drenados de solos. Difundido internacionalmente e mais comumente utilizado em análises não drenadas, o DSS possui aplicações no Brasil geralmente limitadas a problemas específicos da Geotecnia *offshore* e do ramo da mineração. Propõe-se, dessa forma, a análise crítica e comparativa dos resultados obtidos com ensaios convencionais de Cisalhamento Direto com os provenientes do *Direct Simple Shear* e sua aplicabilidade em análises de estabilidade de taludes.

1.1.2 Objetivos específicos

A fim de atingir o objetivo geral, propõem-se os seguintes objetivos específicos:

- Compreensão dos princípios relacionados ao ensaio DSS, seus mecanismos, vantagens e limitações;
- Identificação dos mecanismos de ruptura usuais em potenciais superfícies de ruptura de taludes e encostas;
- Levantamento das metodologias e práticas laboratoriais associadas a ensaios de Cisalhamento Direto e *Direct Simple Shear*;
- Realização de campanha de ensaios laboratoriais utilizando tanto prensas de Cisalhamento Direto quanto DSS;
- Realização de análise crítico-comparativa dos resultados obtidos nas campanhas de ensaios;
- Avaliação da estabilidade global de um talude com geometria genérica a fim de promover uma análise paramétrica de alguns fatores intervenientes;

- Analisar as diferenças encontradas no Fator de Segurança com a utilização de parâmetros provenientes de diferentes ensaios.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho é dividido em 5 capítulos. O Capítulo 1 apresenta os objetivos e motivações para realização do trabalho. No Capítulo 2 são apresentados os conceitos teóricos necessários para a compreensão dos mecanismos de resistência do solo bem como o estado da arte em relação aos ensaios DSS e Cisalhamento Direto.

No Capítulo 3 são apresentados detalhes sobre as investigações experimentais conduzidas neste trabalho, bem como as metodologias e procedimentos seguidos. Todos os equipamentos são descritos com enfoque ao mecanismo de ruptura proporcionado pelos ensaios de resistência. O Capítulo 4 apresenta a discussão e interpretação dos testes realizados. O Capítulo 5 consiste de uma aplicação dos resultados encontrados na investigação experimental na estabilidade de um talude com geometria genérica com o objetivo de realizar uma análise paramétrica. Finalmente, o Capítulo 6 resume as conclusões obtidas com o estudo e apresenta sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

A deformação de uma massa de solo é controlada pela interação entre seus elementos constituintes, especialmente pelo deslocamento relativo entre as partículas de solo (LAMBE; WHITMAN, 1969). Dessa forma, a resistência dos solos está diretamente relacionada com a resistência ao cisalhamento existente no contato entre suas partículas. Prever a magnitude dessa resistência é de grande interesse no projeto de obras de contenções, escavações e em análises de estabilidade de taludes, por exemplo.

Devido aos inúmeros pontos de contato existentes entre cada partícula que constitui o solo, torna-se impossível o desenvolvimento de um modelo constitutivo que descreva o que ocorre em cada contato. Por essa razão, o uso de ensaios laboratoriais para avaliar o comportamento do solo é essencial em qualquer análise. De qualquer forma, a compreensão do que acontece no nível microscópico (a interação entre as partículas de solo) é a base para a interpretação dos resultados de qualquer ensaio laboratorial.

A resistência ao movimento relativo entre partículas de solos é composta, basicamente, por duas parcelas: a friccional e a coesiva. Terzaghi (1925) apresentou as bases para a compreensão de como é mobilizada a parcela friccional a partir do contato. Basicamente, como as superfícies das partículas de solo são rugosas, existe uma área de contato na qual se desenvolvem tensões normais. O aumento da força normal, considerando uma tensão de escoamento do material constante, faz com que a área de contato também aumente (LAMBE; WHITMAN, 1969). A tensão de contato existente entre dois elementos faz com que nos pontos de contato exista uma força adesiva que impede o deslocamento relativo entre dois pontos. É direta, portanto, a relação de proporcionalidade entre a força normal e a resistência ao cisalhamento.

De modo geral, a parcela de resistência coesiva é pequena em solos granulares. Entretanto, quando a composição do material for argilosa, torna-se considerável a resistência propiciada pela coesão (ABRAMSON et al., 2002). Como cada partícula carrega consigo uma carga elétrica, forças de atração e repulsão agem entre cada grão, caracterizando a existência da parcela coesiva da resistência. Fatores como temperatura, composição mineralógica e variações na saturação

também contribuem para a existência da coesão, sendo esta parcela também conhecida como não verdadeira. Esse fenômeno também pode se desenvolver entre partículas de solo que permaneceram em contato por longos períodos, dependendo, portanto, do histórico de tensões do solo (LAMBE; WHITMAN, 1969). A parcela da coesão devida ao sobreadensamento e à cimentação também é denominada coesão verdadeira.

É possível, portanto, estabelecer origens distintas para a resistência ao cisalhamento a depender da granulometria do solo. De modo geral, solos granulares (arenosos) apresentam resistência predominantemente friccional enquanto solos finos (argilosos) possuem características coesivo-friccionais. Essa diferenciação é importante na escolha dos modos de carregamento em ensaios para obtenção dos parâmetros de resistência do solo. Além disso, a origem do solo tem influência sobre sua resistência: em solos sedimentares, o histórico de tensões é essencial para o entendimento de seu comportamento. Já em solos residuais, essa informação é praticamente irrelevante, sendo que fatores como temperatura, mineralogia, cimentação e presença da água no solo são os principais agentes da resistência (VAUGHAN, 1988).

2.1.1 Princípio das Tensões Efetivas

O solo é constituído por duas fases distintas: a fase sólida, representada pelo esqueleto mineralógico, e a fase fluida, constituída de ar e água (DAS, 2013). Quando uma massa de solo encontra-se saturada, a água ocupa todo o volume de vazios e qualquer tensão aplicada sobre ela será suportada tanto pela porção sólida quanto pela pressão desenvolvida na água (ABRAMSON et al., 2002). Esse conceito, denominado compartilhamento de cargas por Lambe e Whitman (1969), foi introduzido por Terzaghi (1925). Mais tarde formalizado como Princípio das Tensões Efetivas, esse conceito possui as seguintes principais características (OSIPOV, 2015):

- Em solos saturados, as tensões efetivas representam as tensões atuantes no esqueleto mineralógico do solo, sobre o qual também atua a pressão neutra (ou poropressão);
- As tensões efetivas controlam o comportamento tensão-deformação do solo, sua variação de volume e resistência, sendo essas propriedades independentes da poropressão.

Basicamente, o Princípio das Tensões Efetivas refere-se ao fato de que o esqueleto mineralógico do solo consegue transmitir entre si, por meio do contato, tensões normais e tensões cisalhantes, enquanto a água apenas exerce pressão hidrostática em todas as direções. Assim, a resistência ao cisalhamento dos solos é diretamente controlada pela sua tensão efetiva (ABRAMSON et al., 2002). Algebricamente, a tensão efetiva é definida na forma da Equação 1.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (1)$$

Em que:

σ' = tensão efetiva no solo;

σ = tensão total atuante no plano;

u = pressão neutra ou poropressão.

A tensão total é igual à força por unidade de área atuante em um plano perpendicular qualquer do solo e a poropressão é obtida a partir das condições freáticas. A origem das variáveis da Equação 1 leva a conclusão de que a tensão efetiva no solo só pode ser indiretamente determinada a partir da tensão total e da poropressão (ABRAMSON et al., 2002).

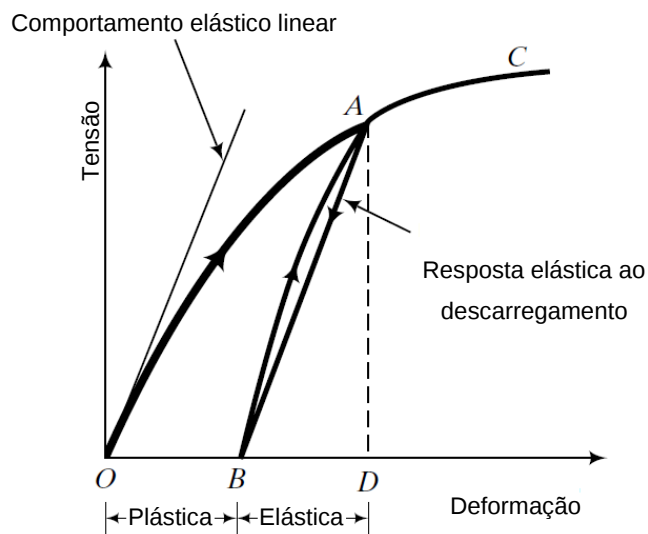
2.1.2 Comportamento Tensão-Deformação

Todos os materiais usuais utilizados em Engenharia se deformam, dentro os quais também se incluem os solos. A compreensão do comportamento dos solos quando submetidos a ação de forças externas constitui o foco da Mecânica dos Solos. Em geral, embora a composição do solo e sua condição natural impliquem em relativa complexidade no seu comportamento mecânico, as teorias clássicas são aplicáveis – originando os modelos constitutivos do solo (CAPUTO, 1981).

O objetivo de um modelo constitutivo é representar matematicamente a relação entre as tensões e as deformações em um material (CAPUTO, 1981). No âmbito da mecânica dos solos saturados, os modelos mais utilizados são o elástico linear, o hiperbólico e o elasto-plástico (DELL'AVANZI, 2014).

Os solos apresentam comportamento elasto-plástico a depender do nível de deformação (BUDHU, 2008). Para estes casos, isso significa dizer que sua resposta ao carregamento é parte elástica não linear – com deformações reversíveis – e parte plástica, como ilustrado na FIGURA 1. Para a prática da Engenharia, as deformações plásticas permanentes são as mais importantes por definirem os limites de resistência do material. Sua determinação é possível com o auxílio da Teoria da Elasticidade e da Teoria da Plasticidade (CAPUTO, 1981). A tensão limite entre o regime elástico e o regime plástico é usualmente chamada de tensão de escoamento.

FIGURA 1 – RELAÇÃO TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICA PARA MATERIAIS ELASTO-PLÁSTICOS



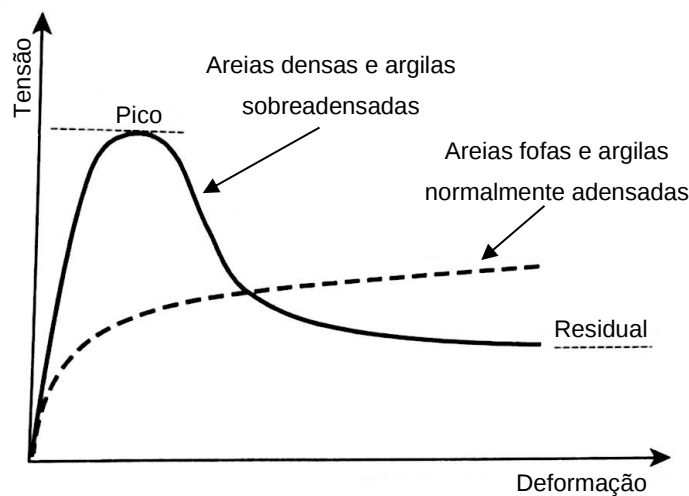
FONTE: Adaptado de BUDHU (2008).

É fato que um modelo matemático que busca prever o comportamento mecânico do solo é uma aproximação do meio físico real (DELL'AVANZI, 2014). Considerando as inúmeras variáveis que influem sobre a curva tensão-deformação, a calibração dos modelos com resultados experimentais é a maneira mais adequada para obtenção de resultados confiáveis no dimensionamento de qualquer obra geotécnica. A partir das informações laboratoriais é possível tecer conclusões a respeito das características do solo em estudo, garantindo-se a validade do modelo constitutivo adotado (DELL'AVANZI, 2014).

Como exposto anteriormente, o comportamento tensão-deformação é dependente de inúmeras variáveis. Entretanto, areias e argilas puras possuem comportamentos relativamente bem definidos úteis na interpretação e verificação de resultados de ensaios laboratoriais. Além disso, estes solos possuem aplicações específicas, como é o caso do projeto de fundações ou aterros sobre solos moles.

A primeira diferença no comportamento de solos arenosos e argilosos consiste no fato que o primeiro possui sua resistência proveniente predominantemente do contato entre os grãos de solo, enquanto no segundo a parcela coesiva possui significativa importância. Ainda assim, areias fofas (com compactidade relativa baixa) e argilas normalmente adensadas ($OCR=1$) e levemente sobreadensadas ($OCR<4$) apresentam comportamento tensão-deformação dúctil, com valores de tensão constantes após determinado nível de deformação. Há, no processo de ruptura, redução no volume de solo e um excesso de poropressão positivo. O mesmo paralelo pode ser traçado entre areias densas e argilas fortemente sobreadensadas ($OCR>4$), com a consideração de que a ruptura apresenta um pico de resistência em pequenas deformações, seguido por um decréscimo na resistência até a chamada resistência residual. Nesse caso, o solo passa por expansão inicial com posterior compressão durante a ruptura.

FIGURA 2 – COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO TÍPICO PARA ARGILAS E AREIAS



FONTE: Adaptado de ABRAMSON et al. (2002).

Na realização de ensaios para uma análise de estabilidade de taludes, não é raro encontrar materiais com diferentes curvas tensão-deformação em que é difícil a determinação da tensão de ruptura. Em geral, são utilizados valores médios de resistência de pico para solos que apresentem este comportamento ou valores de tensão de cisalhamento a baixas deformações – entre 10% e 20% – para materiais com comportamento dúctil (ABRAMSON et al., 2002). No caso de taludes em que os deslocamentos são expressivos ou a ruptura já ocorreu previamente, é recomendável a utilização de valores de resistência residual (DUNCAN et al., 2014).

2.1.3 Condições de Carregamento e Drenagem

A resistência do solo é dependente, dentre outros fatores, das condições de drenagem e da trajetória de carregamento (DELL'AVANZI, 2014). Essas condições delimitam análises de curto e longo prazo, as quais estão baseadas na habilidade de o solo atingir o equilíbrio frente às variações de volume ocorridas devido às mudanças nas tensões no solo (ABRAMSON et al., 2002).

Devido à elevada permeabilidade das areias e solos granulares, o volume do solo pode variar livremente durante o processo de ruptura (LAMBE; WHITMAN, 1969). Esse fenômeno caracteriza uma resposta drenada, na qual é permitida a saída da água presente nos vazios do solo e a parcela friccional de resistência é imediatamente mobilizada. É regra em solos granulares, portanto, a avaliação da resistência do solo em termos de tensões efetivas segundo um critério de ruptura adequado.

Em solos argilosos ou cuja parcela de finos é significativa, a permeabilidade pode mostrar-se reduzida de forma a impedir a saída da água quando um carregamento externo é aplicado. A resposta do solo a esta situação é denominada não drenada (LAMBE; WHITMAN, 1969). Nessa situação, ocorre um compartilhamento do carregamento: parte da tensão é suportada pelo esqueleto mineralógico e parte pela água existente nos vazios do solo. Com o passar do tempo, a tendência de a água sair da massa de solo solicitada faz com que o carregamento seja transferido ao esqueleto, representando um aumento na tensão efetiva. A esse processo, que é acompanhado pela diminuição do índice de vazios, dá-se o nome de consolidação ou adensamento (TERZAGHI; FROLICH, 1936).

No caso de projetos geotécnicos de estabilidade de taludes, qualquer excesso de poropressão gerado durante a construção será eventualmente dissipado, transferindo o carregamento ao esqueleto do solo (ABRAMSON et al., 2002). Para solos em que a poropressão gerada é positiva, o fator de segurança assume seu valor mínimo no final da construção quando, em geral, a poropressão assume seu valor máximo. Nesse caso, a situação crítica envolve uma análise de estabilidade no curto prazo, especificamente no momento de final de construção. Por outro lado, nos solos em que o cisalhamento provoca excesso de poropressão negativo, a fase de construção pode provocar um aparente aumento da resistência do solo que será dissipado durante o adensamento. Por essa razão, o fator de segurança crítico está

relacionado a uma análise de longo termo, quando toda a poropressão encontra-se dissipada.

O Princípio das Tensões Efetivas pressupõe que a resistência de uma massa de solo é função de sua tensão efetiva (TERZAGHI, 1925). Entretanto, nos casos em que a parcela do carregamento suportado pela água (o excesso de poropressão) é desconhecido ou de difícil determinação, a análise em termos de tensões totais pode ser utilizada fornecendo valores confiáveis (ABRAMSON et al., 2002). Aliado ao fato de ser uma análise simplificada com custos associados relativamente baixos, esta pode ser uma alternativa razoável desde que respeitadas as seguintes condições (GERSCOVICH, 2016):

- Solos coesivos na condição saturada;
- Solos normalmente adensados ou levemente sobreadensados;
- Condição crítica para a estabilidade no final da construção;
- Excessos de poropressão positivos;
- Condições de poropressão obtidas em laboratório idênticas às observadas em campo.

A resistência do solo sob condições de tensão total é dada em função da resistência não drenada (S_u) e não dos parâmetros de ângulo de atrito e intercepto coesivo.

Um paralelo direto entre o tipo de resposta mecânica do solo – drenada ou não drenada – e a velocidade de carregamento pode ser facilmente traçado. Caso a taxa de aplicação da sobrecarga no solo seja lenta o suficiente para que o processo de adensamento ocorra simultaneamente, é evidente que a estabilidade no curto prazo dificilmente será crítica (ABRAMSON et al., 2002). Esse fato leva a conclusão de que uma resposta drenada é desenvolvida pelo solo durante a mobilização da resistência no caso de carregamento lento. O contrário é observado para carregamentos aplicados sob altas taxas.

2.1.4 Critério de Mohr-Coulomb

Critérios são, por definição, leis utilizadas para julgar a verdade sobre determinado fenômeno (CAPUTO, 1981). Os critérios de ruptura podem ser

chamados, portanto, de leis que definem o modo de ruptura dos materiais por meio de propriedades que são de possível obtenção. Para o solo, embora modelos como o de Tresca e o de Coulomb possam ser utilizados, o mais reconhecido foi idealizado por Coulomb (1776) e aprimorado por Mohr (1882), sendo conhecido como critério de Mohr-Coulomb (BUDHU, 2008).

Basicamente, a ideia do critério é que uma combinação de tensões normais e de tensões de cisalhamento criam uma situação mais crítica do que a consideração das máximas tensões individualmente. A ruptura no solo ocorrerá em qualquer ponto onde essa relação seja verificada (CRAIG, 2013). As propriedades que parametrizam a combinação crítica são o intercepto coesivo (c') e o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ').

Embora a relação entre as tensões normais efetivas (σ') e as tensões de cisalhamento (τ) não seja linear, para a maior parte das situações de estabilidade de uma massa de solo essa simplificação é aceitável (LAMBE; WHITMAN, 1969). Dessa forma, a resistência ao cisalhamento do solo expressa pelo critério de Mohr-Coulomb é definida pela Equação 2.

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (2)$$

Em que:

τ = resistência ao cisalhamento do solo (kPa);

c' = intercepto coesivo efetivo (kPa);

σ' = tensão normal efetiva (kPa);

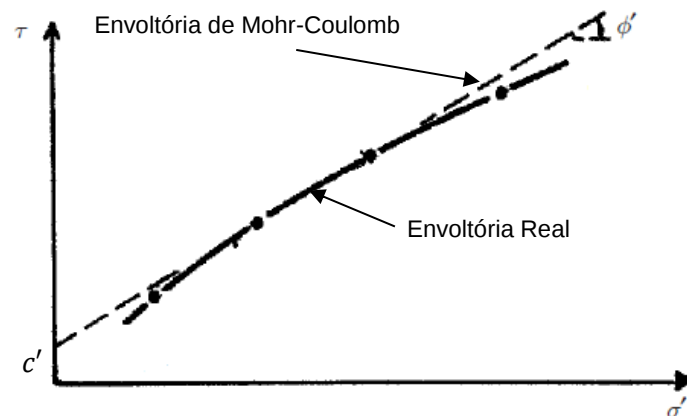
ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo ($^\circ$).

Um estado plano de tensões pode ser representado por um conjunto de pontos que mostrem a relação entre a tensão de cisalhamento (τ) e a tensão normal efetiva (σ'). A reta que ajusta o comportamento desses pontos define a Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb. Na FIGURA 3 são ilustradas a envoltória real não linear, pouco aplicável, e o ajuste proporcionado pela Equação 2. É possível, a partir desta análise, estabelecer as seguintes afirmações (LAMBE; WHITMAN, 1969):

- Pares de tensão (σ', τ) localizados abaixo da Envoltória de Resistência de Mohr-Coulomb são seguros;

- Quando um par de tensão se localiza sobre a Envoltória, a máxima resistência do solo foi atingida em algum plano de falha. A tensão de cisalhamento nesse ponto representa essa máxima resistência;
- Não é possível a existência de um estado de tensões localizado acima da reta definida pela Equação 2.

FIGURA 3 – CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB



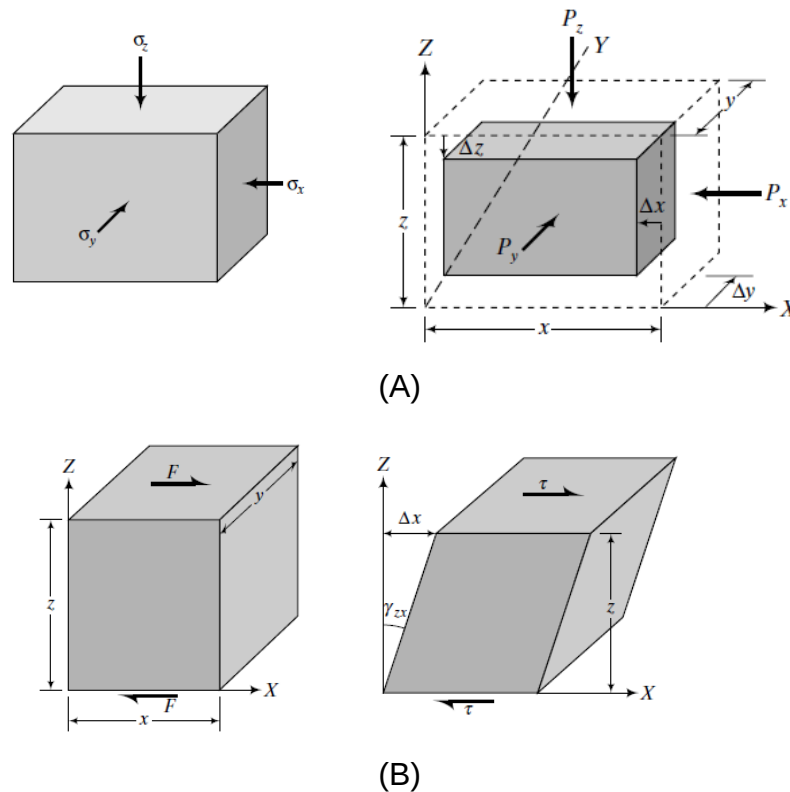
FONTE: Adaptado de CRAIG (2013).

Os parâmetros de resistência c' e ϕ' são geralmente obtidos a partir de ensaios laboratoriais. Definidos os critérios para caracterização da ruptura (tensão de pico, residual ou deformação excessiva), retiram-se os pares de tensão normal e tensão de cisalhamento da curva tensão-deformação. Com a definição de no mínimo três estados de tensão, torna-se possível o ajuste da Equação 2 e a determinação dos parâmetros que a definem.

2.1.5 Respostas do Solo ao Cisalhamento

Conforme exposto anteriormente, a resistência do solo está essencialmente ligada com seu comportamento ao cisalhamento. Durante a mobilização dessa resistência, entretanto, além das distorções cisalhantes são observadas deformações por compressão ou extensão (GERSCOVICH, 2016). Basicamente, duas respostas do solo aos carregamentos são de importante compreensão: o comportamento ao confinamento e ao cisalhamento (FIGURA 4).

FIGURA 4 – COMPORTAMENTO DO SOLO AO CONFINAMENTO (A) E AO CISALHAMENTO SIMPLES (B)

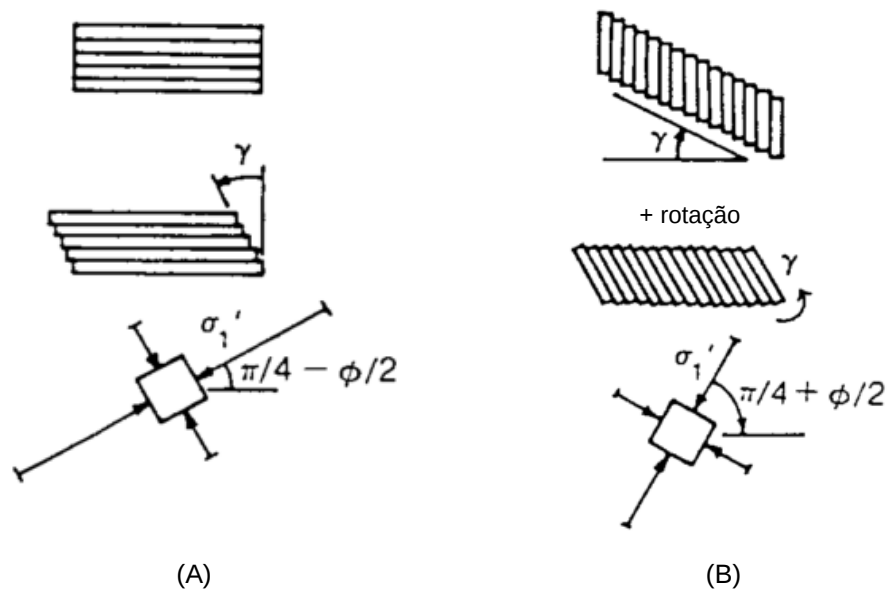


FONTE: BUDHU (2008).

Quando submetido a tensões de confinamento, o solo pode apresentar grandes deformações volumétricas causadas pela compressão isotrópica (GERSCOVICH, 2016). Embora ocorra deslizamento relativo entre as partículas de solo, mobilizando tensões de cisalhamento, a complementaridade das tensões faz com que estas se anulem ao longo de um plano. Logo, a tensão cisalhante em qualquer plano de uma massa de solo submetida apenas ao confinamento é nula.

Segundo Hanzawa et al. (2007), o comportamento dos materiais, especificamente o solo, ao cisalhamento simples pode ocorrer de duas maneiras (FIGURA 5): por meio da translação ao longo de um plano horizontal (A) ou pela translação em um plano vertical associada a translação deste plano (B). Embora os dois modos de deformação sejam possíveis, se manifestará aquele que mobiliza menor resistência ao deslocamento relativo, comprovadamente o mecanismo B (SYMES et al., 1984).

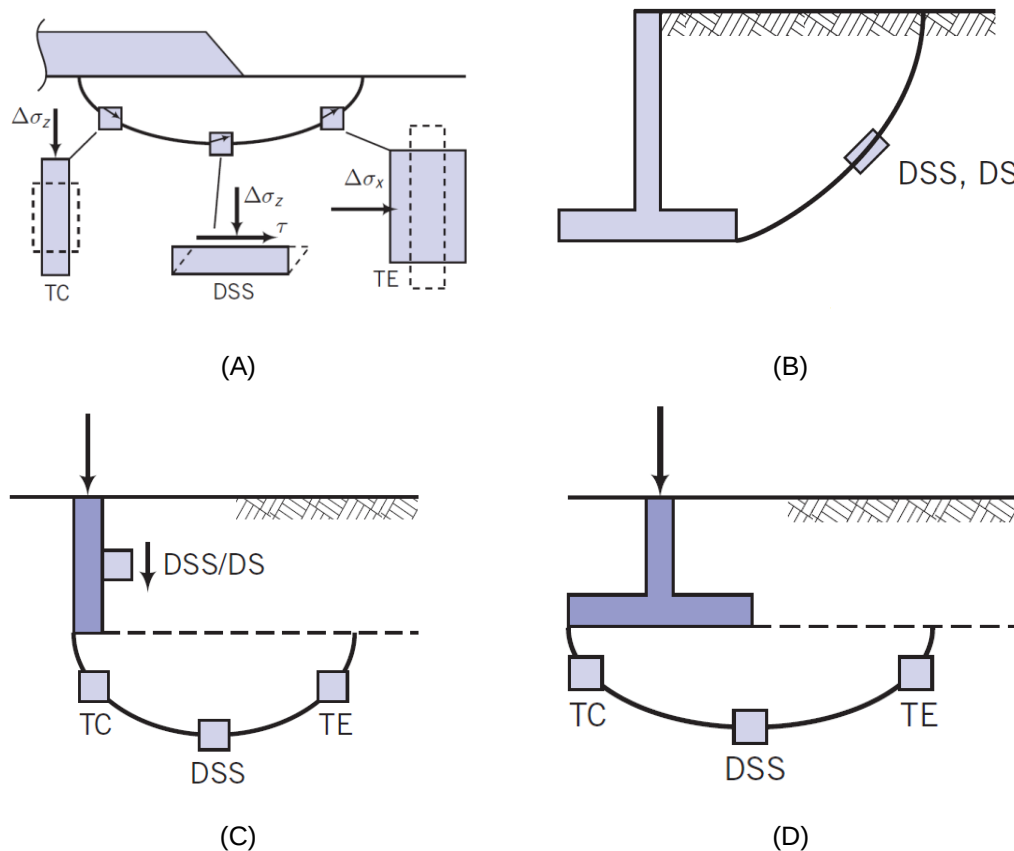
FIGURA 5 – MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO DO SOLO SUBMETIDO AO CISALHAMENTO: TRANSLAÇÃO EM PLANO HORIZONTAL (A) E TRANSLAÇÃO EM PLANO VERTICAL COM ROTAÇÃO DOS PLANOS (B)



FONTE: HANZAWA et al. (2007).

Budhu (1984) afirma que o estado de cisalhamento simples pode representar diversas situações usuais da Geotecnia, como no caso de carregamento dinâmicos provocados por terremotos e no cisalhamento do solo em fustes de estacas (RANDOLPH; WROTH, 1981). Além disso, o efeito das ondas em plataformas marinhas pode ser fielmente simulado pelo carregamento dinâmico no ensaio *Direct Simple Shear* (ANDRESEN et al., 1979; ANDERSEN, 2004; SCHROEDER et al., 2006). Para aplicações usuais, o cisalhamento simples pode ser observado nas superfícies de ruptura de taludes e muros de contenção e nos bulbos de tensão gerados tanto em fundações rasas quanto profundas (FIGURA 6).

FIGURA 6 – POSSÍVEIS MANIFESTAÇÕES DO ESTADO DE CISALHAMENTO SIMPLES: RUPTURA DE TALUDES (A), ESTRUTURAS DE CONTENÇÃO (B), CARREGAMENTO DE ESTACAS (C) E RUPTURA DE SAPATAS (D)



DSS: *Direct Simple Shear*; TC: Compressão Triaxial; TE: Extensão Triaxial; DS: Cisalhamento Direto.

FONTE: BUDHU (2008).

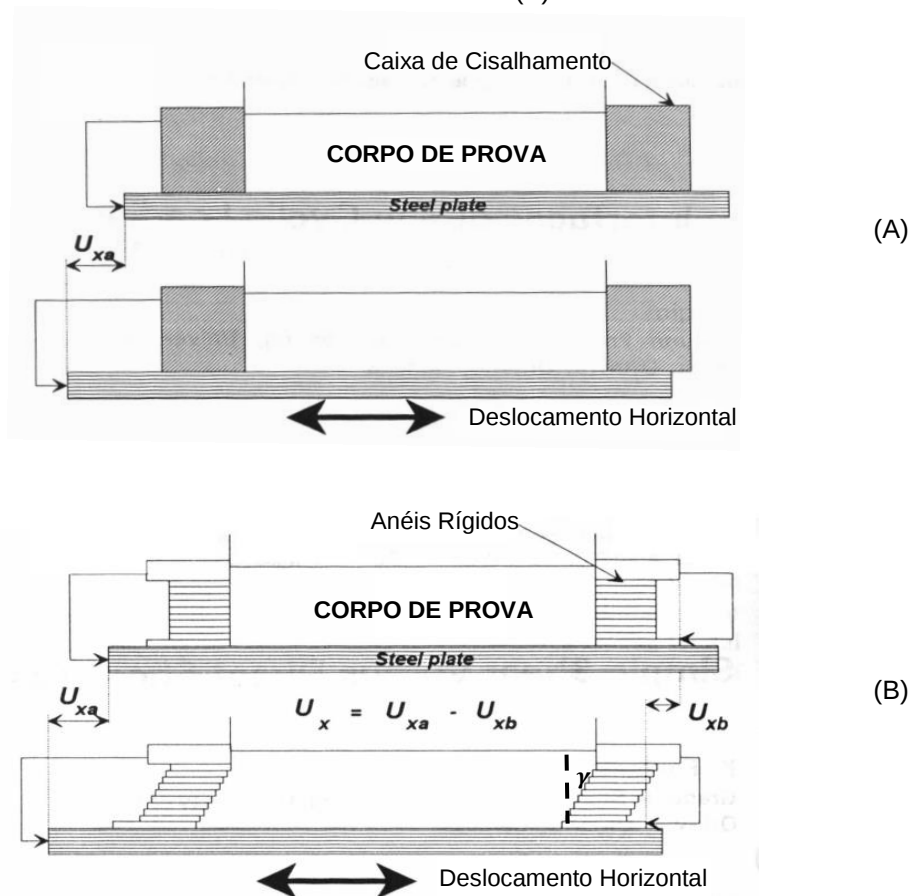
Nos ensaios laboratoriais mais utilizados na Geotecnia, os mecanismos de ruptura para avaliação da resistência ao cisalhamento não estão necessariamente associados a uma deformação cisalhante. Em geral, são impostas condições que simulam a condição de cisalhamento, como a diferença de tensões principais nos ensaios triaxiais. Os ensaios mais difundidos no qual o cisalhamento é efetivamente aplicado à amostra são o Cisalhamento Direto e o *Direct Simple Shear* (DSS).

No caso dos ensaios de Cisalhamento Direto, as deformações medidas não são cisalhantes e a superfície de ruptura é imposta pelo movimento horizontal (GROGNET, 2011). O DSS, por outro lado, é o único ensaio laboratorial atualmente existente capaz de simular com maior fidelidade o cisalhamento e seu mecanismo de deformação no solo (AIREY; WOOD, 1987).

A diferença entre os mecanismos de mobilização em cada teste vem sendo estudada há décadas. Fakharian e Evgin (1995) abordaram as diferenças entre

resultados obtidos com ensaios DSS e Cisalhamento Direto considerando seus diferentes modos de resposta a carregamentos cíclicos (FIGURA 7). Os autores concluíram que não há significativas diferenças entre os valores de resistência de pico e residual obtidas pelos ensaios. Entretanto, o DSS fornece informações mais realistas sobre o comportamento tensão-deformação do solo em eventuais superfícies de ruptura (FAKHARIAN; EVGIN, 1995).

FIGURA 7 – MECANISMOS DE DESLOCAMENTO NO ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO (A) E NO ENSAIO DSS (B)



FONTE: Adaptado de UESUGI; KISHIDA (1986) *apud* FAKHARIAN; EVGIN (1995).

A análise da FIGURA 7 possibilita perceber que os deslocamentos medidos em um ensaio de cisalhamento simples (DSS) são decorrentes da deformação cisalhante. Neste ensaio a distorção angular (γ) é permitida pelo deslocamento relativo de anéis rígidos envolvendo a amostra. Por outro lado, no ensaio de Cisalhamento Direto a caixa de cisalhamento força a ruptura em um plano horizontal sem a ocorrência de deformações cisalhantes. Essa característica afasta o

mecanismo deste ensaio do modo de mobilização real da resistência ao cisalhamento do solo.

2.1.6 Ensaio para Determinação da Resistência

O comportamento ao cisalhamento dos solos envolve mecanismos que não são, em geral, de fácil determinação. Isso se deve ao fato de a resistência variar com o grau de saturação, as condições de drenagem e velocidade de carregamento, com a temperatura, a trajetória de carregamento, entre outros (DELL'AVANZI, 2014). Além disso, sendo o solo um material anisotrópico e com comportamento não linear, abordagens simplificadas utilizadas para outros materiais não são aplicáveis (LAMBE; WHITMAN, 1969).

Para contornar esta limitação, diversos ensaios laboratoriais foram desenvolvidos para a obtenção do comportamento tensão-deformação dos solos quando submetidos a determinadas condições específicas de carregamento, confinamento, drenagem e saturação. A partir destes ensaios são obtidos, também, os parâmetros de resistência utilizados no projeto de contenções e na análise de estabilidade de taludes, por exemplo.

Algumas das condições que mais influenciam na escolha do ensaio utilizado para determinação da resistência dos solos são (ABRAMSON et al., 2002; DELL'AVANZI, 2014):

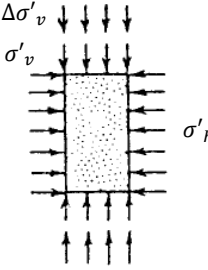
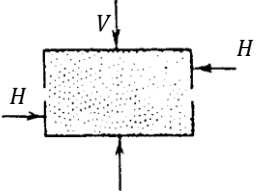
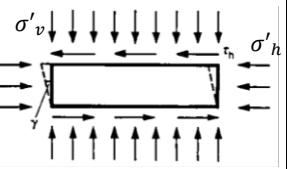
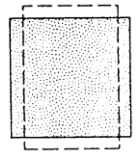
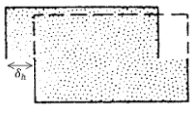
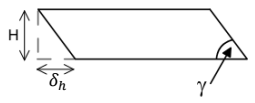
- Estado de tensões do solo;
- Condições de drenagem e velocidade de carregamento;
- Efeito das perturbações (amostragem, distribuição de tensões durante o ensaio, condições de consolidação etc.).

A escolha entre as possibilidades disponíveis envolve análises de custo, disponibilidade de equipamentos, amostragem e experiência na interpretação de resultados. Além disso, espera-se que a resposta do ensaio – mecanismo de carregamento e ruptura – represente da forma mais fiel possível as condições de campo (ABRAMSON et al., 2002; BUDHU, 2008).

Do exposto, é possível concluir que a escolha do método para obtenção da resistência ao cisalhamento faz parte do processo decisório e influencia diretamente na segurança, acurácia e confiabilidade de qualquer obra geotécnica (DELL'AVANZI,

2014). A compreensão do mecanismo de carregamento, da mobilização da resistência e das deformações existentes é essencial para o uso correto das informações provenientes de ensaios laboratoriais (ABRAMSON et al., 2002). Nesse sentido, o QUADRO 1 apresenta alguns dos principais ensaios atualmente empregados na determinação da resistência ao cisalhamento dos solos, seu modelo de deformações e aplicações usuais.

QUADRO 1 – PRINCIPAIS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO

Ensaio	Compressão Triaxial	Cisalhamento Direto	Direct Simple Shear
Condições de ensaio			
Tipo de Deformação			
Aplicações	Ensaio mais comum na maioria dos estudos sobre resistência do solo	Teste simples para obtenção da resistência ao cisalhamento	Aprimoramento do Cisalhamento Direto para ruptura em cisalhamento simples

FONTE: LAMBE; WHITMAN (1969); BOYLAN; LONG (2009); DYVIK et al. (1987).

Dyvik et al. (1987) afirmam que nenhum ensaio laboratorial existente pode replicar todos os aspectos de uma condição singular de carregamento e mobilização, mas a combinação da compressão e extensão triaxial com *Direct Simple Shear* pode ser usado em diversas situações práticas, aumentando a acurácia dos resultados obtidos.

O presente estudo tem por objetivo avaliar dois dos ensaios apresentados no QUADRO 1: o ensaio de Cisalhamento Direto e o ensaio *Direct Simple Shear*. As duas metodologias buscam representar o mesmo mecanismo de ruptura do solo, conhecida como cisalhamento simples. Entretanto, o modo como as deformações se manifestam é diferenciado, alterando a resposta do solo quando submetido à carga (SZABO, 1994).

Conforme anteriormente abordado, a drenagem influencia diretamente o comportamento do solo durante o cisalhamento. Em geral, as condições não drenada e drenada são simuladas por meio do ajuste da taxa de deformação do ensaio ou pelo controle do excesso de poropressão gerado.

2.1.6.1 Cisalhamento em Condições Não Drenadas

Em ensaios que provocam o cisalhamento do solo (Cisalhamento Direto e DSS), não é possível prevenir a ocorrência da drenagem de modo completo (PREVOST; HOEG, 1976). É, portanto, impraticável a realização de ensaios verdadeiramente não drenados nesses dispositivos.

Para o ensaio de Cisalhamento Direto, Terzaghi e Peck (1948) apresentam que a realização de um ensaio rápido (com elevadas taxas de deformação) não permitem a completa dissipação dos excessos de poropressão e representam satisfatoriamente a condição não drenada. Essa condição melhor se verifica quanto mais fina for a constituição do material em análise.

No que se refere ao DSS, Bjerrum e Landva (1966) afirmam que a variação da tensão vertical necessária para que não exista variação do volume do corpo de prova durante o cisalhamento é igual ao excesso de poropressão gerado que seria medido em um ensaio verdadeiramente não drenado. Dyvik et al. (1987) comprovaram experimentalmente esta hipótese, bem como Thian e Lee (2018). Desta forma, os ensaios não drenados são realizados no *Direct Simple Shear* mantendo-se o volume do corpo de prova constante.

Como a área da seção transversal permanece constante durante a mobilização da resistência no DSS, apenas o controle da variação da altura do corpo de prova é suficiente para garantir o volume constante. Nos dispositivos atualmente disponíveis para realização do ensaio, o controle da altura é feito automaticamente por meio do alívio da tensão vertical ao longo do ensaio.

2.1.6.2 Cisalhamento em Condições Drenadas

Das (2013) afirma que a condição natural dos ensaios de cisalhamento é a drenada. Entretanto, para que essa condição se verifique, especialmente no caso de solos argilosos, é necessário que a taxa de deformação (ou velocidade de ensaio)

permita a saída da água pelos dispositivos de drenagem, garantindo que o excesso de poropressão seja nulo (LAMBE; WHITMAN, 1969). Essa regra é válida tanto para ensaios de Cisalhamento Direto quanto DSS.

Especificamente no caso do *Direct Simple Shear*, os testes drenados devem ser conduzidos sob tensão vertical constante, permitindo-se a variação do volume do corpo de prova. A utilização de pedras porosas e papel filtro é comum a fim de garantir melhores condições de drenagem durante a ruptura do solo (DAS, 2013).

2.1.6.3 Determinação da Velocidade de Ensaio

A normatização que padroniza a realização dos ensaios de Cisalhamento Direto e DSS prevê apenas que a ruptura deve ser realizada em uma velocidade suficientemente pequena para que a dissipação do excesso de poropressão ocorra durante o ensaio (ASTM, 2007; ASTM, 2011). Enquanto essa condição for garantida, mais próxima é a similaridade do ensaio com o estado ideal de cisalhamento simples. A ASTM D 6528:2007 recomenda que a máxima velocidade de ensaio deve ser tal que a ruptura aconteça em um tempo superior a duas vezes o tempo para consolidação de 90% dos recalques primários.

É procedimento usual na prática laboratorial a utilização do coeficiente de adensamento (C_v) na determinação da velocidade de ensaios de cisalhamento. Esse parâmetro adimensional reflete características como permeabilidade e compressibilidade do solo e, portanto, é representativo do modo como se dá a dissipação do excesso de poropressão. É recorrente na literatura a utilização do critério de Gibson e Henkel (1954), recomendado por Head (1994), para o cálculo da velocidade de cisalhamento. Os autores propuseram a Equação 3 para cálculo do tempo necessário para a ruptura em ensaios de cisalhamento lentos.

$$t_f = 12,7 t_{100} \quad (3)$$

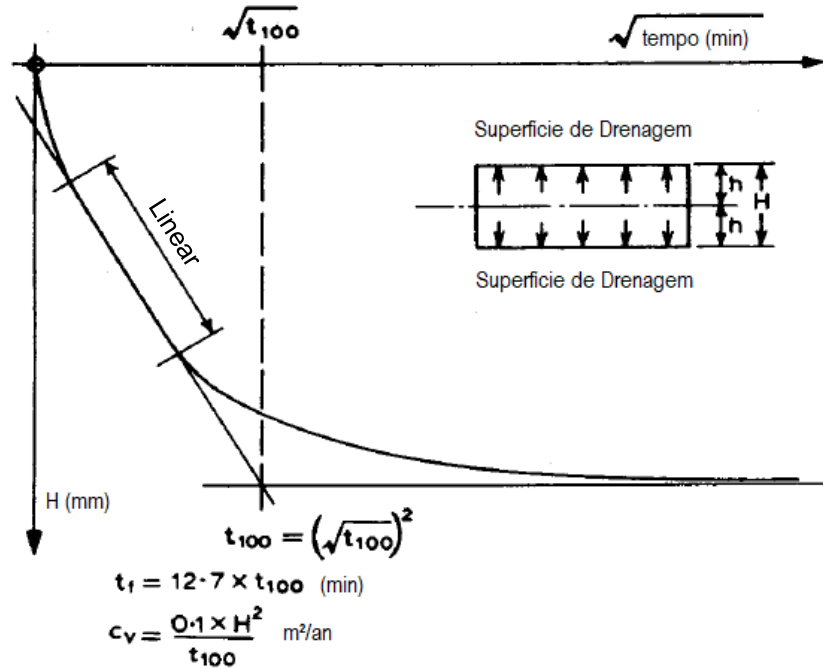
Em que:

t_f = tempo necessário para a ruptura do corpo de prova;

t_{100} = tempo necessário para a estabilização de 100% dos recalques.

A variável t_{100} é função do coeficiente de adensamento C_v e pode ser obtido pela derivação apresentada na FIGURA 8. Basicamente, são prolongadas as retas a partir do trecho linear e do trecho consolidado para obtenção do tempo para 100% de consolidação.

FIGURA 8 – DERIVAÇÃO DO TEMPO NECESSÁRIO PARA A RUPTURA A PARTIR DA CURVA DE ADENSAMENTO



FONTE: HEAD (1994).

Com o resultado da Equação 3, é possível estimar a velocidade de ruptura (v_f) como a razão entre o deslocamento até a ruptura (d_f) e o tempo estimado de ruptura (t_f) (Equação 4).

$$v_f = \frac{d_f}{t_f} \quad (4)$$

A velocidade de ensaio é fator essencial para a correta realização dos ensaios. Pode-se também perceber sua dependência das características granulométricas do solo. Em areias, devido à elevada permeabilidade, a dissipação da pressão neutra ocorre instantaneamente. Por outro lado, em solos argilosos ou com parcela significativa de finos maior atenção deve ser dada à taxa de deformação.

Usualmente, a grande maioria dos ensaios DSS já realizados utiliza uma taxa de deformação por cisalhamento de 5% por hora (ASTM, 2007). O procedimento

elaborado pelo NORSOK (2004) estabelece uma faixa de velocidades entre 0,001 mm a 2 mm por minuto. Além disso, é recomendado que a taxa em ensaios drenados seja em torno de 1/10 da praticada para ensaios não drenados (NORSOK, 2004).

2.2 ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO

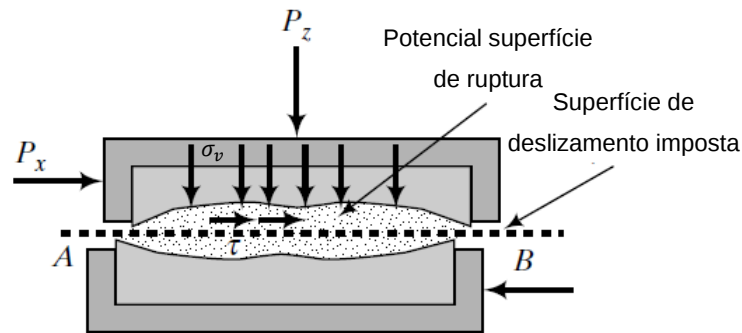
O ensaio de Cisalhamento Direto é um dos mais antigos e difundidos ensaios de resistência da Mecânica dos Solos. Foi idealizado e utilizado pela primeira vez por Coulomb (1776) (LAMBE; WHITMAN, 1969) e seu uso é talvez o mais difundido dentro da Geotecnia laboratorial devido a sua simplicidade (DOUNIAS; POTTS, 1993). Seu funcionamento se dá pela aplicação direta de tensões horizontais de cisalhamento ao corpo de prova de solo, confinado por tensões verticais, por meio do deslocamento relativo de dois planos de contato.

2.2.1 Princípios do Ensaio

No Cisalhamento Direto, uma metade do corpo de prova de solo, confinada em uma caixa de cisalhamento, é forçada a se deslocar em relação a outra (HANZAWA ET AL., 2007). Nesse processo, assume-se que as tensões mobilizadas no solo são semelhantes ao estado de cisalhamento simples (SZABO, 1994) – fato que não se verifica em termos de deformações, como apresentado na FIGURA 7. Devido à parede rígida da caixa de cisalhamento, não é permitida a ocorrência de distorções angulares no solo e o cisalhamento ocorre apenas pelo deslizamento entre dois planos.

Em um ensaio de Cisalhamento Direto, uma tensão vertical (σ_v) é aplicada ao corpo de prova, provocando confinamento e consolidação do solo, para que em seguida o cisalhamento ocorra ao longo de uma superfície de deslizamento horizontal por meio da aplicação de uma força nesta direção (FIGURA 9).

FIGURA 9 – MECANISMO DE FUNCIONAMENTO DE UM ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO



FONTE: BUDHU (2008).

Este ensaio permite avaliar as envoltórias de resistência do solo tanto para a condição de pico como residual. A resistência de pico é representativa de um material intacto que não tenha sofrido grandes deformações e, em geral, é mobilizada durante a primeira ruptura de um talude. A resistência residual é o valor mínimo de resistência ao cisalhamento do solo na condição drenada e após grandes deslocamentos. A avaliação da resistência residual é importante para análises de taludes com superfícies de ruptura pré-existentes, para a análise de risco de ocorrência de ruptura progressiva e para o estudo das propriedades de depósitos sedimentares que possuem fissuras, juntas ou falhas (FONSECA, 2006).

2.2.2 Vantagens do Cisalhamento Direto

A principal vantagem de um ensaio de Cisalhamento Direto consiste na possibilidade de adaptação do corpo de prova para que seja medida a resistência ao longo de um plano de falha qualquer (TERZAGHI; PECK, 1948). Por outro lado, ao forçar uma superfície de ruptura horizontal, o ensaio de Cisalhamento Direto pode não permitir que a ruptura se manifeste ao longo do plano de menor resistência (DAS, 2011). Em complemento, a versatilidade da caixa de cisalhamento permite que a resistência a grandes deslocamentos (usualmente denominada residual) seja determinada segundo diversas metodologias, como a reversão do cisalhamento e o método da pedra polida (KANJI, 1974). A resistência residual não é de possível determinação em ensaios de compressão triaxial e é de exequibilidade limitada em equipamentos DSS.

A altura dos corpos de prova, geralmente de 20 mm, permite relativa rápida consolidação e estabilização dos recalques. Por essa razão, o ensaio é realizado mais

rapidamente em condições drenadas devido a redução da distância de percolação da água.

Em comparação ao ensaio de compressão triaxial, a técnica laboratorial envolvida em um ensaio de Cisalhamento Direto é consideravelmente mais simples. Esse fato pode conduzir a menores perturbações durante o processo de amostragem e ensaio do corpo de prova.

2.2.3 Limitações do Cisalhamento Direto

Durante o cisalhamento do corpo de prova, ao contrário da condição ideal de cisalhamento simples, a área da seção transversal do corpo de prova não se mantém constante. Conforme aumenta o deslocamento horizontal, a área de contato entre a metade superior e inferior do corpo de prova diminui, podendo provocar distorções na interpretação do ensaio (TERZAGHI; PECK, 1948). Para contornar essa limitação, é usual que o ensaio seja realizado até um deslocamento de 5 mm e então sejam aplicadas metodologias complementares, como a reversão do cisalhamento, para obtenção do comportamento do solo a grandes deslocamentos. Alternativamente, pode-se realizar a correção da área.

Em um teste de Cisalhamento Direto, o corpo de prova não é submetido a tensões cisalhantes uniformes ao longo da superfície de ruptura. Na verdade, o solo é submetido a uma severa não homogeneidade de tensões com valores superiores nas bordas do corpo de prova (DAS, 2013). Além disso, a verdadeira distribuição das tensões cisalhantes não pode ser conhecida com facilidade (ROSCOE, 1953).

A ruptura progressiva também é um dos mecanismos atuantes no ensaio de Cisalhamento Direto que geralmente pode afetar a confiabilidade de seus resultados (TERZAGHI; PECK, 1948; DAS, 2011). Neste ensaio, a ruptura não ocorre simultaneamente em todos os pontos da superfície de ruptura – começa nas extremidades e prolonga-se para a porção central progressivamente (HVORSLEV, 1960). Por essa razão, o valor da resistência de pico obtida no Cisalhamento Direto pode ser inferior ao valor real.

A limitação mais importante do ensaio realizado na caixa de cisalhamento é também a motivação deste estudo. Além de não ser possível determinar o estado de tensões e as tensões principais atuantes no corpo de prova (HVORSLEV, 1960), a tensão cisalhante desenvolvida na ruptura não está relacionada às deformações por

cisalhamento (distorções angulares). Desse modo, a curva tensão-deformação real do solo não é conhecida, sendo determinada a partir do deslocamento horizontal. Esse comportamento é facilmente identificado com a análise do QUADRO 1.

2.2.4 Interpretação dos Resultados

Conforme anteriormente exposto, o estado de tensões da amostra submetida ao Cisalhamento Direto não é conhecido por completo. Por essa razão, a interpretação do ensaio é conduzida por meio das curvas tensão-deformação e da relação entre a tensão normal vertical (σ_v) e a tensão de cisalhamento (τ).

O resultado de um conjunto composto por no mínimo três ensaios sob diferentes tensões normais ao plano de ruptura definem a envoltória de resistência ao cisalhamento de Mohr-Coulomb. Com a envoltória de cisalhamento definida, pode-se determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em termos de tensões efetivas: ângulo de atrito interno (ϕ') e intercepto coesivo (c'). Além disso, é possível obter a variação da tensão cisalhante e da altura do corpo de prova com o aumento dos deslocamentos horizontais, permitindo avaliar o comportamento tensão-deformação do solo.

2.3 ENSAIO *DIRECT SIMPLE SHEAR* (DSS)

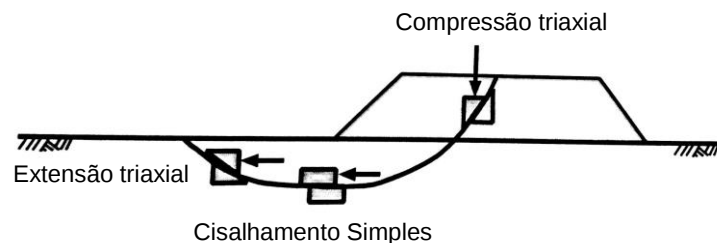
O *Direct Simple Shear* (DSS) é um ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Sua origem é reconhecida como uma evolução do ensaio de Cisalhamento Direto (GHOLAMI, 2014). Em ensaios DSS, o solo é consolidado no estado geoestático de tensões (ou seja, em K_0) e em seguida cisalhado pela aplicação de uma força horizontal. O DSS tornou-se conhecido mundialmente para avaliação da resistência de solos em situações específicas de carregamento, como argilas moles (MEIL et al., 2016), solos marinhos (NOWACKI et al., 2003; SCHROEDER et al., 2006; THIAN; LEE, 2017), entre outros.

No Brasil, o *Direct Simple Shear* é pouco difundido na prática da Geotecnia. Esse fato pode estar relacionado com o relativo recente desenvolvimento da metodologia de ensaio e à necessidade de dispositivos especiais, geralmente comercializados a custos elevados. As pesquisas conduzidas por Perazzolo (2008) e Corte (2016) objetivaram a construção de prensas de cisalhamento direto simples na

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, fornecendo contribuições ao entendimento do ensaio em nível nacional. Recentemente, o crescimento dos estudos da Geotecnia *offshore* motivados pela construção, principalmente, de plataformas petrolíferas, incentivou a utilização do DSS na determinação do comportamento tensão-deformação de solos marinhos sob carregamentos cíclicos.

Mayne (1985) afirma que os parâmetros de resistência obtidos com o DSS possuem significativa importância porque representam a média das resistências mobilizadas na ruptura de taludes, fundações superficiais, rupturas em solos moles e ao longo do fuste de fundações profundas. Especificamente para a problemática da estabilidade de taludes, Abramson et al. (2002) também afirmam que a resistência mobilizada no estado de cisalhamento simples representa a média entre a compressão triaxial e a extensão triaxial desenvolvidas em uma potencial superfície de ruptura (FIGURA 10). Nessa perspectiva, a avaliação da segurança de taludes utilizando parâmetros do DSS pode fornecer uma análise mais refinada e realística das condições de campo (ABRAMSON et al., 2002).

FIGURA 10 – RESISTÊNCIAS MOBILIZADAS EM UMA SUPERFÍCIE DE RUPTURA DE TALUDE



FONTE: ABRAMSON et al. (2002).

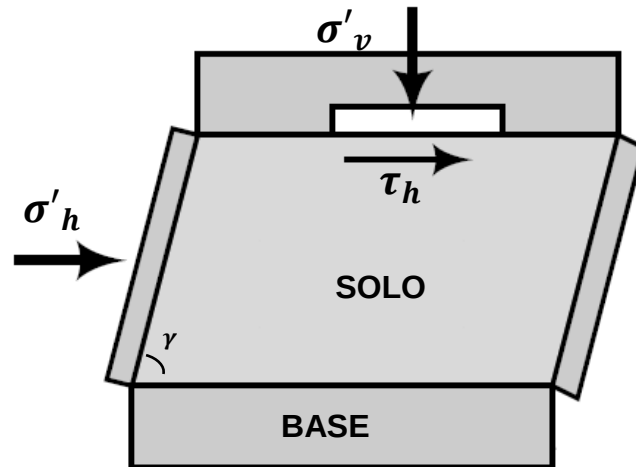
2.3.1 Princípios do Ensaio

Os dispositivos denominados *Direct Simple Shear* foram desenvolvidos para simular um estado plano de tensões e deformações denominado cisalhamento simples (do inglês *simple shear*). Esse estado de tensões é de reprodução perfeita impraticável devido a não reciprocidade das tensões (BAXTER et al., 2010). Muito embora essa afirmação seja verdadeira, para fins de Engenharia a aproximação do cisalhamento simples no ensaio DSS é suficientemente representativa (GROGNET, 2011).

O mecanismo básico do *Direct Simple Shear*, representado na FIGURA 11, consiste no (i) adensamento de um corpo de prova sob condições geoestáticas ($\sigma'_h =$

$K_0\sigma_v$) com posterior (ii) cisalhamento do solo sob uma tensão τ_h , provocando uma distorção angular (γ).

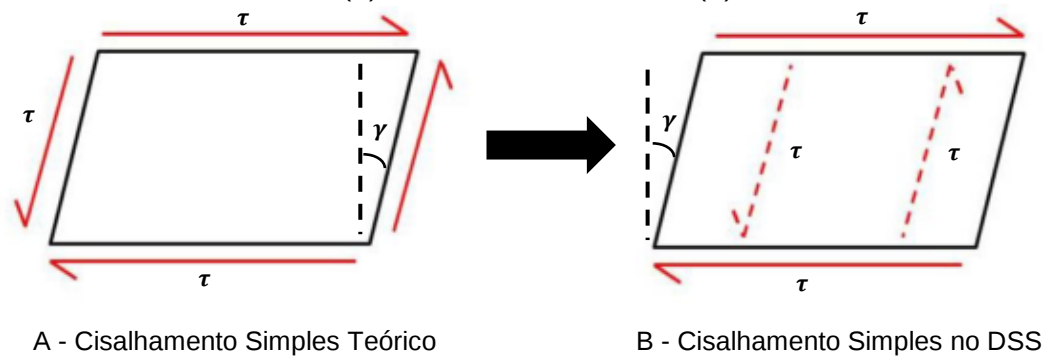
FIGURA 11 – MECANISMO DE CARREGAMENTO DE UM CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS



FONTE: Adaptado de BUDHU (2008).

As características de deformação por cisalhamento simples – basicamente a distorção angular (γ) – se verificam e são consideradas válidas no ensaio DSS. Na prática, o estado de tensões do cisalhamento simples ocorre apenas na região próxima da porção central dos corpos de prova ensaiados (DAS, 2013) (FIGURA 12), onde a influência das condições de contorno é menor e as tensões distribuem-se uniformemente (LUCKS et al., 1972). Essa região é denominada *core* e suas condições de deslocamento foram monitoradas por Budhu (1984).

FIGURA 12 – ESTADO PLANO DE DEFORMAÇÕES POR CISALHAMENTO SIMPLES TEÓRICO (A) E SIMULADO PELO DSS (B)



A - Cisalhamento Simples Teórico

B - Cisalhamento Simples no DSS

FONTE: Adaptado de GROGNET (2011).

2.3.2 Origem e Primeiros Dispositivos

Com o objetivo de contornar algumas das limitações inerentes ao ensaio de Cisalhamento Direto (BOYLAN; LONG, 2009; AIREY; WOOD, 1987), o ensaio DSS foi originalmente desenvolvido no *Royal Swedish Geotechnical Institute* (SGI), na Suécia. Os primeiros estudos conhecidos utilizando a resistência ao cisalhamento do solo obtida pelo DSS foram conduzidos por Kjellman (1951) utilizando um dispositivo construído em 1936. Neste equipamento, o corpo de prova era confinado lateralmente por uma membrana de borracha sobre a qual era sobreposta uma série de anéis de alumínio. Os anéis permitiam, em um primeiro momento, o adensamento unidimensional (em K_0) do corpo de prova por meio do confinamento e posterior deslocamento horizontal durante o cisalhamento com manutenção da seção transversal constante (DOHERTY; FAHEY, 2011).

Para alcançar melhor domínio sobre os fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de argilas sensíveis da Noruega na avaliação da estabilidade de taludes naturais, Bjerrum e Landva (1966) utilizaram um aprimoramento do equipamento DSS desenvolvido no *Norwegian Geotechnical Institute* (NGI). Os princípios do *Direct Simple Shear* mostraram-se mais adequados devido ao desenvolvimento do cisalhamento simples associado a deformações cisalhantes mantendo-se o diâmetro do corpo de prova constante em todo o ensaio (BJERRUM; LANDVA, 1966). Em evolução ao equipamento estudado por Kjellman (1951), o corpo de prova foi envolvido apenas por uma membrana de borracha reforçada com um arame espiral ao longo da altura.

Posteriormente, diversos outros equipamentos DSS foram desenvolvidos. Roscoe (1953) buscou evitar as concentrações de tensões provocadas pelo equipamento de Bjerrum e Landva (1966) utilizando corpos de prova retangulares testados no equipamento conhecido como Cambridge, em homenagem à Universidade em que foi desenvolvido.

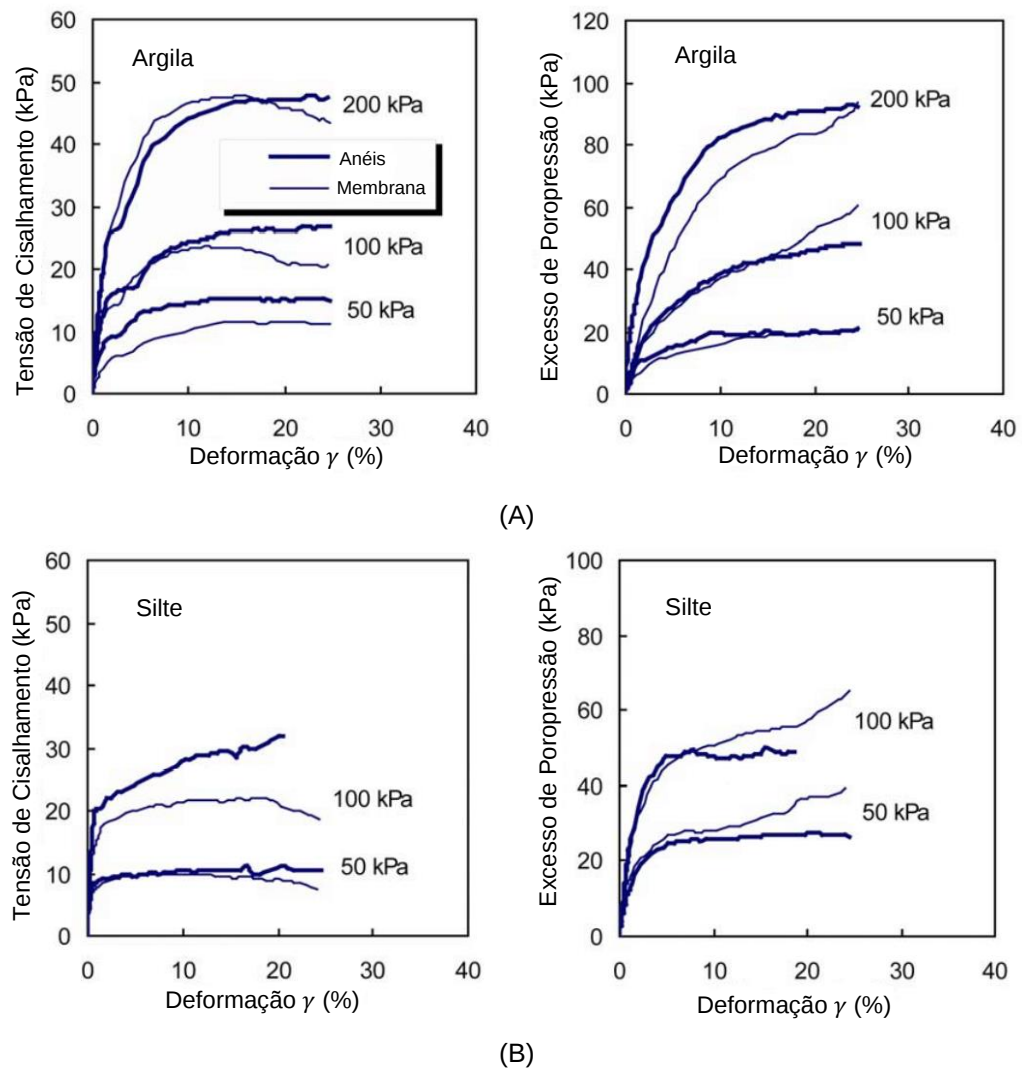
Na *University of California at Berkeley* foi desenvolvido um dispositivo similar aos predecessores para estudo de solos siltosos sobreadensados (VILLET et al., 1985). A principal evolução se deu com a inclusão de um sistema de pressão confinante (inspirado nos equipamentos de compressão triaxial) e contrapressão (para garantia da saturação do corpo de prova). Nessa metodologia, o solo é envolvido apenas por uma membrana de látex não reforçada. Os leitores de poropressão permitiram aumentar a versatilidade e aplicabilidade do ensaio. Com características de confinamento similares ao equipamento californiano, Mao e Fahey (2003), da *University of Western Australia*, realizaram ensaios de cisalhamento simples em solos calcários na condição não drenada.

Do exposto, pode-se dividir os equipamentos existentes para realização de ensaios DSS em três categorias de acordo com o mecanismo de confinamento (DOHERTY; FAHEY, 2011):

- Uso de anéis rígidos (KJELLMAN, 1951);
- Uso de membranas flexíveis reforçadas (BJERRUM; LANDVA, 1966);
- Uso de pressão de confinamento (VILLET ET AL., 1985; MAO; FAHEY, 2003).

Os equipamentos utilizando anéis rígidos tornaram-se, com o passar do tempo, os mais utilizados na prática (BAXTER et al., 2010). O primeiro estudo conduzido com a finalidade de avaliar o método mais adequado de confinamento foi realizado por Baxter et al. (2010) utilizando anéis rígidos e membranas flexíveis reforçadas com anéis de alumínio. A prensa utilizada na realização dos ensaios é semelhante a utilizada por Kjellman (1951) e Bjerrum; Landva (1966) com o aprimoramento dos sistemas de aquisição de dados. Os autores concluíram que ambas as metodologias apresentam resultados semelhantes tanto no comportamento tensão-deformação quanto na variação da poropressão durante o cisalhamento, conforme ilustrado na FIGURA 13. Observa-se uma maior tendência de amolecimento do solo para deformações acima de 10% com a utilização da membrana reforçada.

FIGURA 13 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO E VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO PARA ARGILAS DO GOLFO DO MÉXICO (A) E SILTES ORGÂNICOS (B) COM DIFERENTES CONDIÇÕES DE CONFINAMENTO



FONTE: BAXTER et al. (2010).

2.3.3 Vantagens do DSS

As análises de Bjerrum e Landva (1966) estabeleceram as bases para o início da utilização do ensaio DSS no âmbito da Mecânica dos Solos. Os autores concluíram que as resistências não drenadas medidas no cisalhamento simples possuíam melhor correlação com as medidas provenientes de ensaios *in situ* utilizando Vane do que as resistências medidas em ensaios triaxiais. Essas conclusões foram também reforçadas com a realização de retro análises da ruptura de taludes naturais (AIREY; WOOD, 1987). Os resultados obtidos por Bjerrum e Landva (1966) são sumarizados na TABELA 1.

TABELA 1 – RAZÃO RESISTÊNCIA NÃO DRENADA/TENSÃO DE CONSOLIDAÇÃO SEGUNDO OS ENSAIOS *VANE TEST*, COMPRESSÃO NÃO CONFINADA, TRIAXIAL E *DIRECT SIMPLE SHEAR* PARA ARGILAS NORUEGUESAS

Ensaio		Razão de resistência média (S_u/p_0)	Faixa de variação
<i>Vane Test</i> padrão		0,13	0,10-0,17
<i>Vane Test</i> anisotrópico	Horizontal	0,18	
	Vertical	0,12	
Compressão não confinada		0,17	0,16-0,20
Triaxial não drenado	Adensamento isotrópico	0,29	
	Adensamento anisotrópico	0,28	
<i>Direct Simple Shear</i>		0,18	0,16-0,21

FONTE: BJERRUM; LANDVA (1966).

A análise comparativa da razão média de resistência (calculada pela divisão da resistência não drenada pela tensão de consolidação) mostra que os resultados médios obtidos com o *Direct Simple Shear* se aproximam mais dos obtidos em campo com o *Vane Test* do que os ensaios triaxiais. Villet et al. (1985) afirmam que o DSS possui significativa importância no âmbito da Geotecnia experimental pois as tensões impostas à amostra ensaiada são mais próximas das condições do solo *in situ* do que em qualquer outro ensaio convencional. As trajetórias de tensão obtidas pelos autores garantiram uma boa compreensão do comportamento tensão-deformação dos solos siltosos analisados.

Kjellman (1951) afirma que as principais vantagens do DSS em relação aos dispositivos de cisalhamento direto tradicionais são:

- A membrana de borracha permite que o teor de umidade no corpo de prova permaneça constante durante o ensaio;
- No dispositivo DSS, a consolidação do corpo de prova é livre e não influenciada pelo atrito ou adesão às paredes do equipamento;
- A deformação do corpo de prova durante o cisalhamento é aproximadamente uniforme em todos os pontos, assemelhando-se ao cisalhamento puro da Teoria da Elasticidade;
- A área da seção transversal do corpo de prova se mantém constante, enquanto nos dispositivos de Cisalhamento Direto ocorre redução ao longo do ensaio;
- Embora a distribuição de tensões não seja perfeitamente uniforme, a melhora em relação a outros dispositivos é considerável.

Posteriormente, Airey e Wood (1987) apresentaram que o *Direct Simple Shear* é o único ensaio de cisalhamento capaz de permitir a rotação dos planos das tensões principais, fato que ocorre na grande maioria das situações de campo. Symes et al. (1984) concluíram experimentalmente que a rotação dos planos em que atuam as tensões principais induz o desenvolvimento de poropressões positivas no solo e mudanças na deformação, cujos efeitos cumulativos podem levar à redução da resistência do solo (AIREY; WOOD, 1987).

Para avaliação da resistência ao cisalhamento e obtenção de parâmetros de projeto, o ensaio DSS possui vantagens claras em comparação aos ensaios triaxiais, dentre as quais se pode destacar (AIREY; WOOD, 1987; ROSCOE, 1953; BAXTER et al., 2010):

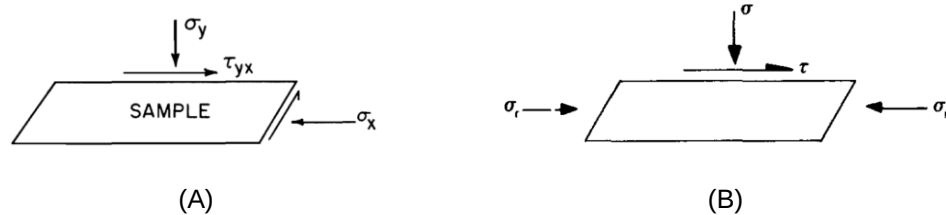
- Os menores corpos de prova reduzem a suscetibilidade de perturbação durante o processo de amostragem e facilitam o preparo dos espécimes;
- A consolidação é mais rápida e a distância de drenagem é reduzida em função da menor altura do corpo de prova;
- O modo de carregamento e ruptura no DSS representa os valores médios observados nas superfícies de ruptura de fundações superficiais e taludes;
- O adensamento unidimensional (em K_0) dos corpos de prova no DSS pode ser mais representativo da condição de campo;
- O DSS é um ensaio com prática laboratorial simples que não requer a saturação ou a medida da poropressão;
- É permitida a rotação dos planos principais durante o cisalhamento.

2.3.4 Desvantagens e Limitações

Embora as diversas vantagens do ensaio DSS possam levar a uma melhor compreensão acerca da resistência do solo, algumas de suas limitações devem ser consideradas na interpretação dos resultados obtidos. A primeira dessas desvantagens foi tratada por Baxter et al. (2010), os quais afirmam que é teoricamente impossível a existência de um equipamento que simule o cisalhamento simples perfeitamente. Isso ocorre porque as condições de contorno impostas ao corpo de

prova não são capazes de gerar as tensões de cisalhamento complementares nas faces verticais. As diferenças no estado de tensões existente no cisalhamento simples e em um dispositivo DSS são ilustradas na FIGURA 14. Essa discrepância leva a dificuldades na interpretação tanto de parâmetros drenados (c' e ϕ') quanto de não drenados (S_u) (BAXTER et al., 2010).

FIGURA 14 – ESTADO DE CISALHAMENTO SIMPLES (A) E CISALHAMENTO NO DSS (B): NÃO RECIPROCIDADE DAS TENSÕES CISALHANTES

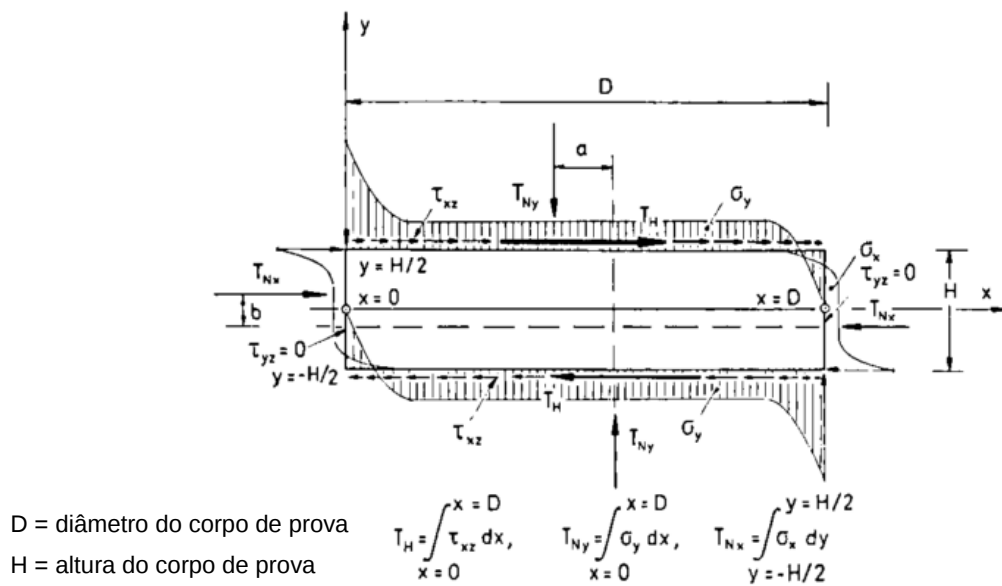


FONTE: BUDHU (1984); AIREY; WOOD (1987).

Meil et al. (2016) afirmam que a principal vantagem do DSS é na consideração da anisotropia da resistência, mas que a metodologia e equipamentos atualmente disponíveis falham nesse propósito pois as não uniformidades controlam a ruptura em argilas moles. Além disso, os autores não identificaram diferenças significativas que justifiquem a utilização do DSS em detrimento do Cisalhamento Direto.

Vucetic e Lacasse (1982) reconheceram a existência da não uniformidade da distribuição das tensões de cisalhamento em corpos de prova do ensaio DSS. Essa não complementaridade das tensões provoca concentrações significativas nas extremidades do corpo de prova, conforme mostrado na FIGURA 15. As condições de equilíbrio das tensões atuantes leva a conclusão teórica de que a relação entre a altura do corpo de prova e seu diâmetro influencia diretamente na magnitude da concentração das tensões (VUCETIC; LACASSE, 1982).

FIGURA 15 – DISTRIBUIÇÃO DAS TENSÕES DE CISALHAMENTO EM UM CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS



FONTE: VUCETIC; LACASSE (1982).

Para ensaios estáticos, Vucetic e Lacasse (1982), concluíram que a não uniformidade mostrada na FIGURA 15 tem pequena influência na medida da resistência para as argilas de Gotemburgo, na Suécia. Posteriormente, Lacasse e Dyvik (1995) ratificaram esta conclusão. Além disso, Vucetic e Lacasse (1982) puderam perceber que a relação altura/diâmetro não influenciou significativamente os resultados, sendo que esta conclusão pode não ser válida para ensaios dinâmicos, solos expansíveis ou com cimentação natural.

Lucks et al. (1972) foram os primeiros autores a estudar a distribuição teórica das tensões no dispositivo utilizado por Bjerrum e Landva (1966). Utilizando o método dos elementos finitos, os autores concluíram que aproximadamente 70% do corpo de prova, em sua parte central, é submetido a um estado de tensões uniforme. Shen et al. (1978) mostraram, por meio de uma análise numérica, que as não uniformidades apresentadas na FIGURA 15 diminuem com a redução da relação altura/diâmetro do corpo de prova em ensaios dinâmicos. Os mesmos autores afirmam que o módulo de deformação transversal (G) medido no ensaio DSS apresenta um erro médio que varia de 5% a 15%.

Visando analisar a confiabilidade dos ensaios DSS, Budhu (1984) realizou ensaios utilizando tanto o dispositivo desenvolvido pelo NGI quando pela Universidade de Cambridge. O autor comprovou que as não uniformidades aumentam significativamente em ensaios dinâmicos, apresentando dúvidas acerca da

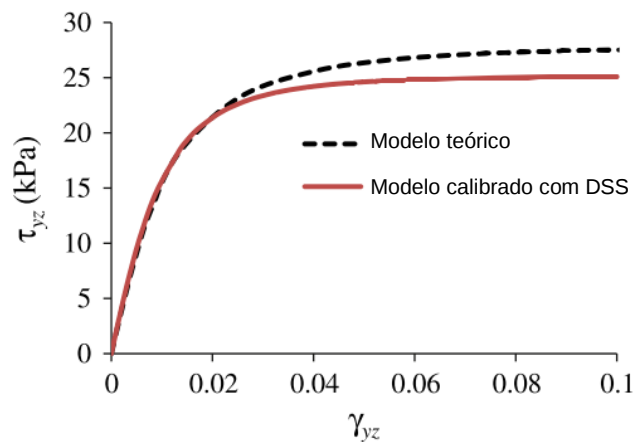
confiabilidade dos dados obtidos por esse ensaio para calibração de modelos ou formulações empíricas com base no comportamento de areias submetidas à deformação cisalhante.

Considerando que as medidas de deslocamento nos dispositivos DSS são realizadas nas bordas superior e inferior do corpo de prova, precisamente onde ocorrem as concentrações de tensão, Budhu (1984) observou que este fenômeno provoca uma subestimativa da resistência que o solo da amostra é capaz de mobilizar em sua parte central. Essa redução mostrou-se da ordem de 6% e 12% para os equipamentos do NGI e da Universidade de Cambridge, respectivamente.

Em complemento, Airey e Wood (1987) concluíram que os equipamentos DSS convencionais tendem a subestimar os valores de tensão de cisalhamento em torno de 10%. Além disso, os autores afirmam que a distribuição de tensões no cisalhamento simples pode ser consideravelmente mais uniforme do que na compressão triaxial. Entretanto, os resultados deste segundo ensaio não são comumente contestados (AIREY; WOOD, 1987).

As análises das limitações do DSS foram historicamente analisadas do ponto de vista experimental e teórico considerando apenas o estado plano de deformações e modelos simplificados do comportamento do solo. Baxter et al. (2010) propôs uma análise numérica tridimensional na qual as não uniformidades na distribuição de tensões foi considerada utilizando-se um modelo constitutivo não homogêneo calibrado com dados provenientes do ensaio DSS. A curva tensão-deformação proveniente deste estudo foi comparada com a curva teórica esperada para o cisalhamento simples (FIGURA 16). O estudo numérico ratificou as conclusões de Airey e Wood (1987), mostrando que a resistência mobilizada pelo corpo de prova (25 kPa) é cerca de 10% inferior ao valor teórico (27,5 kPa).

FIGURA 16 – COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS IDEAIS DO CISALHAMENTO SIMPLES COM OS OBTIDOS PELO DSS



FONTE: BAXTER et al. (2010).

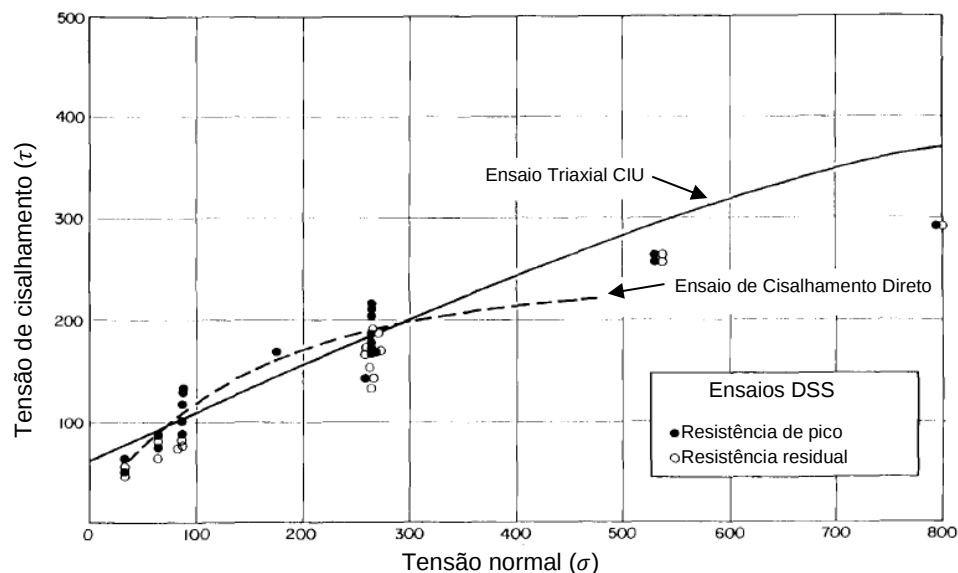
Críticas ao ensaio DSS foram levadas a cabo por Wright et al. (1978) ao considerar a determinação das propriedades mecânicas dinâmicas do solo. O autor apresenta que a uniformidade da distribuição das tensões de cisalhamento na porção central do corpo de prova, defendida por Lucks et al. (1972), é injustificada. Saada e Townsend (1981) considerando, principalmente, os estudos de Wright et al. (1978), afirmam que o *Direct Simple Shear* não fornece resultados confiáveis tanto para o comportamento tensão-deformação do solo quando para seu modo de ruptura. Esse posicionamento foi, entretanto, contestado por Christian (1981) em sua afirmação de que os materiais fotoelásticos utilizados por Wright et al. (1978) não representam com fidelidade os deslocamentos e rotações ocorridos nos ensaios DSS. Lacasse e Vucetic (1981), por sua vez, destacam que as limitações são inerentes à prática experimental (DYVIK et al., 1987) e questionam a sua relevância prática no contexto do *Direct Simple Shear*.

La-Rochelle (1981), utilizando ensaios de cisalhamento direto, DSS e triaxiais realizados com amostras de argilas sensíveis da região de Quebec, Canadá, também apresentou severas críticas aos dispositivos *Direct Simple Shear*. As principais conclusões do autor, com base na análise das curvas apresentadas na FIGURA 17 e em considerações sobre os procedimentos do ensaio DSS podem ser resumidas em:

- Os dispositivos de ensaios DSS não são consideravelmente mais simples que os para ensaios triaxiais;
- Os resultados não são comparáveis aos obtidos em ensaios triaxiais (em contraste com os estudos de Bjerrum e Landva (1966));

- Os dados de módulo de deformação do solo não são confiáveis devido ao confinamento insuficiente provocados pelos anéis ou membrana reforçada; pela mesma razão, o processo de adensamento pode ser questionado;
- Os máximos valores de resistência obtidos com o DSS correspondem aos dados obtidos com o Cisalhamento Direto;
- Os níveis de deformação impostos em amostras submetidas ao DSS não parecem ser suficientes para determinação de parâmetros residuais.

FIGURA 17 – RESULTADOS DE ENSAIOS DE RESISTÊNCIA PARA AS ARGILAS DE SAINT-JEAN-VIANNEY, CANADÁ



FONTE: Adaptado de LA-ROCHELLE (1981).

Uma limitação inerente ao princípio do *Direct Simple Shear* está relacionada à determinação da rotação dos planos onde atuam as tensões principais. Ao contrário do ensaio de compressão triaxial, no qual são conhecidos os valores das tensões principais, no ensaio DSS tanto os valores quanto os planos de atuação das tensões principais são desconhecidos (HANZAWA et al., 2007; GROGNET, 2011).

É comum, para análises não drenadas, a consideração de que a ruptura por compressão corresponde a nenhuma rotação dos planos e que a ruptura por tração corresponde à rotação total ($\theta=90^\circ$) (MAYNE, 1985). Desse modo, a rotação dos planos no DSS encontra-se em um valor intermediário entre estes extremos. Soydemir (1976) e Koutsoftas e Fischer (1977) *apud* Mayne (1985) indicam valores de rotação

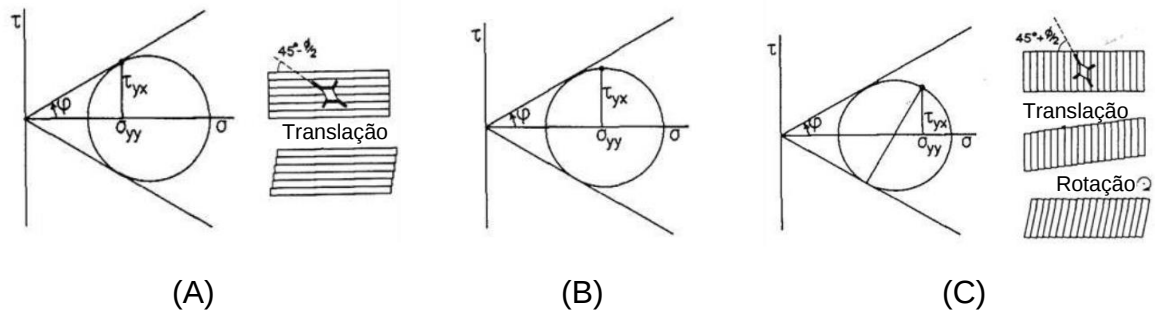
entre 40° e 50° . De maneira geral, o não conhecimento das direções dos planos principais é contornada por simplificações na interpretação do ensaio (GROGNET, 2011).

2.3.5 Interpretação dos Resultados

Como no ensaio *Direct Simple Shear* apenas as tensões verticais e de cisalhamento são quantificadas, algumas incertezas acerca do estado de tensões que solicita o corpo de prova persistem (GROGNET, 2011). Conforme exposto por Hanzawa et al. (2007), como não são conhecidas as tensões normais horizontais, não é possível conhecer o real estado de tensões da amostra.

De Josselin de Jong (1971) propôs três possibilidades para contornar o problema da interpretação dos resultados nessas condições, válidas tanto para análises drenadas quanto não drenadas. Esses modos de falha são apresentados na FIGURA 18.

FIGURA 18 – MODOS DE FALHA NO CISALHAMENTO SIMPLES: PLANO HORIZONTAL PRINCIPAL (A), PLANO HORIZONTAL É ONDE OCORREM AS TENSÕES CISALHANTES MÁXIMAS (B) E PLANO VERTICAL É UM PLANO PRINCIPAL (C)



FONTE: DE JOSSELIN DE JONG (1971).

- Modo de Falha A: o plano horizontal é um plano principal de tensões, ocorrendo apenas deslocamentos translacionais, e o ângulo de atrito pode ser determinado pela Equação 5;
- Modo de Falha B: o plano horizontal é um plano de máximas tensões cisalhantes e, portanto, o ângulo de atrito pode ser determinado pela Equação 6;
- Modo de Falha C: o plano vertical é um plano principal de tensões, ocorrendo tanto deslocamentos translacionais como rotacionais nesse

plano. Nesse caso, o ângulo de atrito pode ser determinado pela Equação 7.

$$\tan \phi = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_{yy}} \quad (5)$$

$$\sin \phi = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_{yy}} \quad (6)$$

$$\frac{\sin \phi \cos \phi}{(1 + \sin^2 \phi)} = \frac{\tau_{yx}}{\sigma_{yy}} \quad (7)$$

Embora os três mecanismos de ruptura sejam possíveis, a ocorrência de cada um deles é dependente das condições de contorno do ensaio ou do estado de tensões em campo. Landva (2008) reanalisou a interpretação dos resultados de Bjerrum e Landva (1966), tecendo importantes considerações a respeito das condições de contorno no ensaio DSS. Segundo o autor, as restrições impostas pelos suportes superior e inferior do equipamento podem impedir o desenvolvimento de um dos modos de falha, podendo conduzir a uma interpretação extremamente conservadora que não se verificaria na prática.

Borin (1973) *apud* Grognet (2011) estudou os modos de ruptura de amostras de caulim em um dispositivo DSS equipado para definição completa do estado de tensões do corpo de prova. Seus resultados confirmaram as hipóteses de falha de De Josselin de Jong (1971). Em geral, a interpretação do ensaio DSS conduzida pelo Modo de Falha A (Equação 5) conduz a parâmetros de resistência mais conservadores (GROGNET, 2011). Por essa razão, seu uso é mais difundido. Bjerrum e Landva (1966), por exemplo, assumiram essa ruptura no estudo das argilas norueguesas de Furre.

É também bastante usual no contexto da Engenharia Geotécnica o uso da própria tensão cisalhante máxima obtida com o ensaio DSS (τ_{DSS}) e sua variação com a profundidade como resistência ao cisalhamento do solo. Alternativamente, ainda é possível a construção da envoltória de Mohr-Coulomb a partir dos resultados do ensaio (PERAZZOLO, 2008).

2.4 ESTABILIDADE DE TALUDES

Superfícies inclinadas do terreno são tecnicamente denominadas taludes. Essas formações podem ocorrer de forma natural, como em vales e morros, ou construídas para atender a fins específicos, como é o caso de taludes rodoviários (ABRAMSON et al., 2002). Em um talude, pelo fato de o solo apresentar inclinação, existe uma componente da gravidade cujo efeito é a tendência do solo mover-se para baixo (LAMBE; WHITMAN, 1969). O entendimento dos processos envolvidos na formação de uma superfície de ruptura no solo e a quantificação da segurança quanto ao deslizamento caracterizam uma das áreas de estudo da Geotecnia: a estabilidade de taludes.

Seja no projeto de contenções, barragens ou na segurança de taludes naturais, a verificação da estabilidade global do solo é essencial na garantia da segurança das obras geotécnicas. Uma análise de estabilidade de taludes, segundo Abramson et al. (2002), tem por objetivo o entendimento do processo de desenvolvimento e ocorrência das falhas e a garantia da segurança e economia em projetos. Analogamente, para Gerscovich (2016), o objetivo da análise de estabilidade é avaliar a possibilidade de ocorrência de escorregamentos de massa em taludes naturais ou construídos. Essa suscetibilidade é, em estudos determinísticos, medida em termos do fator de segurança (F.S.), definido como a relação entre as tensões cisalhantes atuantes e a resistência ao cisalhamento do solo (Equação 8).

$$F.S. = \frac{\tau_R}{\tau_S} \quad (8)$$

Em que:

$F.S.$ = fator de segurança;

τ_R = tensão cisalhante resistente;

τ_S = tensão cisalhante solicitante (ou atuante).

As análises determinísticas caracterizam-se pela existência de um único valor para o fator de segurança, o qual define sua segurança ou não. Desse modo, a unidade representa o limite da estabilidade (ou iminência da ruptura), enquanto valores superiores a 1 representam uma condição estável. O oposto é válido para F.S.

inferiores a 1. Os principais requisitos necessários para o estudo da estabilidade de um talude são:

- Resistência ao cisalhamento do solo;
- Geometria do talude;
- Características de fluxo e infiltração;
- Carregamentos e condições ambientais.

Segundo Gerscovich (2016), o momento crítico de cada obra também deve ser levado em conta na adoção de parâmetros de resistência. Isso significa dizer que o modo de carregamento, deformação e ruptura para cada condição específica está intrinsecamente ligado ao ensaio realizado para determinação da resistência do solo utilizada no cálculo do fator de segurança. Há, portanto, a necessidade de um entendimento técnico profundo acerca das possibilidades e limitações de cada ensaio.

Geralmente, a resistência ao cisalhamento dos solos é obtida por medidas *in situ* ou utilizando-se ensaios laboratoriais nos casos em que a amostragem possa ser realizada de modo confiável (ABRAMSON et al., 2002). A geometria do talude pode ser determinada pelo relevo, no caso de taludes naturais, ou por especificações de projeto em projeto de taludes e escavações. A água, por sua vez, pode consideravelmente influenciar a resistência de um maciço pela redução da sucção (DELL'AVANZI, 2014).

2.4.1 Modos de Ruptura de Taludes

Terzaghi et al. (1996) afirmam que as rupturas em taludes podem ocorrer rápida ou lentamente, com causas óbvias ou de difícil detecção. Por causa dessa grande variedade de manifestações do fenômeno e do também alto número de variáveis existentes, o desenvolvimento de um único método teórico de análise da estabilidade de taludes ainda é um desafio na Engenharia Geotécnica.

A maneira como ocorrem os movimentos do solo é influenciada por fatores geológicos, geotécnicos, hidrológicos, topográficos, climáticos, pluviométricos, entre outros (SKEMPTON; HUTCHINSON, 1969). Essa variedade de fatores e, principalmente, a combinação deles, torna complexa a classificação dos tipos de movimentos. Skempton e Hutchinson (1969) propuseram quatro tipos básicos de modos de falha em solos argilosos: quedas, deslizamentos rotacionais, deslizamentos

translacionais e corridas. Além disso, os autores reconhecem a existência de movimentos complexos caracterizados pela existência simultânea de dois ou mais dos tipos básicos.

Como os solos são geralmente heterogêneos, superfícies de ruptura não circulares resultantes da combinação de superfícies planas e curvas são as de mais frequente ocorrência (ABRAMSON et al., 2002). O correto entendimento do modo como a ruptura se manifesta em cada situação específica determina a escolha do método de cálculo, das simplificações adotadas e dos parâmetros de resistência considerados. Além disso, como anteriormente afirmado, a fenomenologia da ruptura condiciona a determinação dos ensaios laboratoriais necessários para cada projeto.

2.4.2 Métodos de Cálculo de Estabilidade de Taludes

Segundo Fredlund e Krahn (1977), os diversos métodos de estabilidade de taludes diferem-se entre si nas (i) forças estáticas consideradas e (ii) nas simplificações embutidas em cada método. De modo geral, os métodos dividem-se de acordo com a geometria da superfície de ruptura (infinita, plana, circular e não circular). Neste trabalho, serão adotados métodos baseados na teoria do equilíbrio limite.

Os métodos de equilíbrio limite são os mais difundidos na prática devido à sua maior praticidade em comparação com métodos numéricos – os quais demandam maior conhecimento sobre o comportamento mecânico e reológico do solo. Basicamente, consiste na determinação do equilíbrio de uma massa de solo limitada por uma superfície de ruptura assumindo-se que a ruptura se manifesta simultaneamente em todos os elementos ao longo desta superfície. Nestas análises, devem ser arbitradas potenciais superfícies de ruptura e o solo acima desta deve ser subdividido em fatias (TONUS, 2009). O equilíbrio é calculado pelas equações da estática (equilíbrio de momentos e/ou de forças) nas quais a tensão cisalhante mobilizada é uma das incógnitas. Como este problema é estaticamente indeterminado, diferentes hipóteses simplificadoras – e métodos de abordagem do problema – foram propostas por diversos autores a fim de reduzir o número de incógnitas. Algumas destas hipóteses são:

- A tensão cisalhante mobilizada é determinada de forma que a massa esteja em equilíbrio limite. Isso significa dizer que os parâmetros de

resistência devem ser reduzidos de forma a tornar o talude no limite da instabilidade;

- O Fator de Segurança (F.S.) é constante em toda a superfície de ruptura;
- O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é satisfeito ao longo da superfície potencial de ruptura;
- A superfície de potencial ruptura (com F.S. mínimo) é buscada iterativamente por tentativa e erro.

Embora muito precisos, os métodos de equilíbrio limite apresentam algumas importantes limitações, tais como:

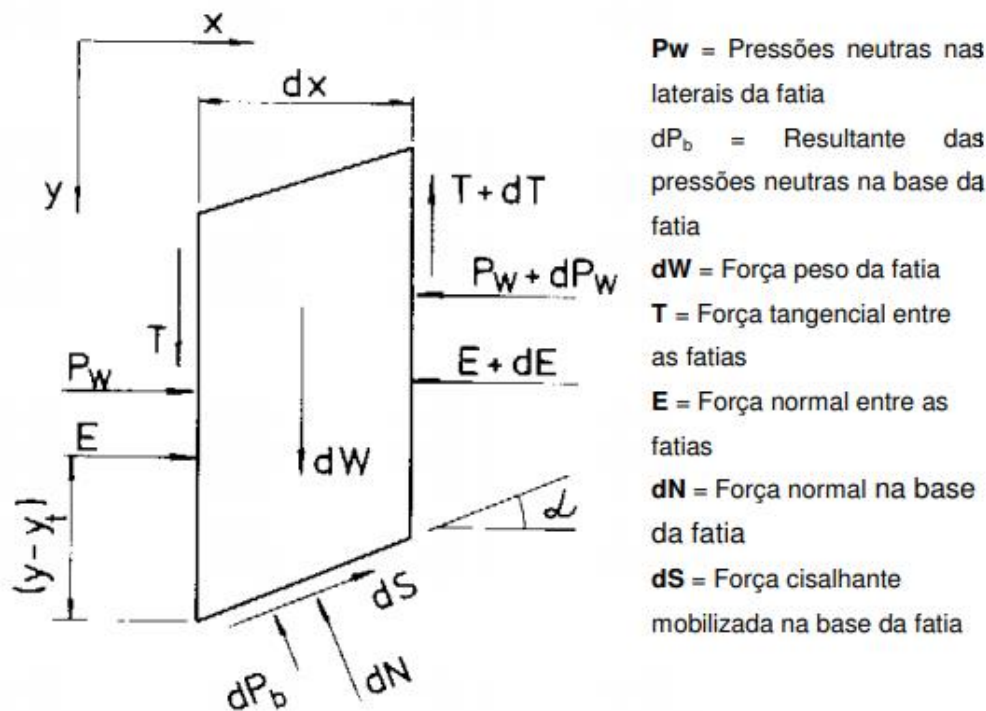
- Adoção de modelo constitutivo rígido plástico (o que significa dizer que o solo rompe bruscamente sem se deformar) devido ao fato de a ruptura chegar a todos os pontos ao mesmo tempo;
- São válidas as equações da estática até a iminência da ruptura;
- As hipóteses simplificadoras adotadas nos métodos de cálculo acarretam em diferentes distribuições da tensão normal ao longo da superfície de ruptura, o que pode ocasionar variações no Fator de Segurança.

Dentre os diversos métodos de equilíbrio limite utilizando a divisão do solo em fatias existentes, pode-se citar o de Fellenius (1927), o de Bishop (1955), o de Janbu (1955) e o de Morgenstern & Price (1965). Este último será abordado no presente trabalho.

2.4.2.1 Método de Morgenstern & Price (1965)

Desenvolvido no ano de 1965, o método de Morgenstern & Price é aplicável para superfícies de ruptura quaisquer. No proposto pelos autores, todas as equações da estática são satisfeitas (equilíbrio de forças e momentos) e a massa instável é dividida em fatias infinitesimais. As forças atuantes em cada fatia são esquematicamente ilustradas na FIGURA 19. Em virtude deste fato, o método só é de possível aplicação utilizando ferramentas computacionais. Segundo Gerscovich (2016), esta metodologia é a mais geral dentre as existentes para equilíbrio limite.

FIGURA 19 – FORÇAS ATUANTES EM UMA FATIA DE SOLO PELO MÉTODO DE MORGENSTERN & PRICE (1965)



FONTE: FABRÍCIO (2006).

O problema da estabilidade é tornado estaticamente determinado assumindo-se que a inclinação da força resultante varia ao longo da superfície de ruptura de acordo com uma determinada função – arbitrada como um julgamento prévio de como variam as inclinações das forças. Esta característica coloca este método em vantagem sobre os outros, os quais assumem constante a relação entre as forças das fatias. (GERSCOVICH, 2016). Em geral, podem ser adotadas funções trapezoidais, senoidais, arco senoidais ou constantes.

A solução para o fator de segurança é obtida iterativamente até a convergência das condições de contorno delimitadas para as forças. De modo geral, o problema deve ser resolvido até que o F.S. obtido pelo equilíbrio de forças se iguale ao F.S. resultante do equilíbrio de momentos.

3 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL: ENSAIOS REALIZADOS

3.1 PROGRAMA DE ENSAIOS

Para o cumprimento dos objetivos propostos, realizou-se uma série de ensaios geotécnicos em solos com a finalidade de obter suas características físicas e mecânicas, possibilitando a análise dos mecanismos de solicitação e ruptura intrínsecos a cada ensaio de resistência. Os experimentos foram conduzidos em laboratório cuja totalidade dos equipamentos possuía certificados de calibração e no qual são adotados sistemas de controle de procedimento e armazenamento de amostras.

Para realização da campanha de ensaios, foram utilizados dois solos distintos em sua constituição e estado natural (QUADRO 2). De maneira geral, sobre o Solo A possui-se maior controle das propriedades físicas enquanto que o Solo B apresenta características usualmente encontradas na ampla maioria dos solos naturais (heterogeneidade e anisotropia). Os ensaios realizados com o Solo A tiveram por objetivo aumentar a compreensão acerca dos mecanismos de ruptura no ensaio DSS, pois trata-se de um solo arenoso com compactidade controlada.

QUADRO 2 – SOLOS UTILIZADOS NA CAMPANHA EXPERIMENTAL

Solo	Tipo de Amostra	Características Gerais
Solo A	Deformada	Granulometria bem graduada e predominantemente arenosa, com características físicas homogêneas
Solo B	Indeformada	Granulometria e propriedades físicas diversas, heterogeneidade e variabilidade espacial das propriedades mecânicas

FONTE: O autor (2018).

Para a caracterização dos solos, foram realizados ensaios básicos no contexto da Engenharia Geotécnica: análise granulométrica, massa específica real dos grãos, limites de consistência, teor de umidade natural e índice de vazios máximo e mínimo. Dentre os ensaios de resistência, foram executados ensaios de Cisalhamento Direto (CD) e *Direct Simple Shear* (DSS). No QUADRO 3 são apresentados os ensaios realizados em cada amostra bem como identificados os corpos de prova utilizados.

QUADRO 3 – PROGRAMA DE ENSAIOS

		Ensaio						
Solo	CP	Análise Granulométrica	Massa Específica	Limites de Consistência	Teor de Umidade Inicial	Índice de Vazios	CD	DSS
Solo A	CD1-A	Não	Sim	Não	Não	Sim	X	-
	CD2-A						X	-
	CD3-A						X	-
	DSS1-A						-	X
	DSS2-A						-	X
	DSS3-A						-	X
Solo B	CD1-B	Sim	Sim	Sim	Sim	Não	X	-
	CD2-B						X	-
	CD3-B						X	-
	CD4-B						X	-
	CD5-B						X	-
	CD6-B						X	-
	CD7-B						X	-
	CD8-B						X	-
	DSS1-B						-	X
	DSS2-B						-	X
	DSS3-B						-	X
	DSS4-B						-	X
	DSS5-B						-	X
	DSS6-B						-	X
	DSS7-B						-	X
	DSS8-B						-	X

FONTE: O autor (2018).

3.2 DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS

3.2.1 Ensaios de Caracterização

Todos os ensaios de caracterização foram conduzidos segundo as prescrições da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) ou, alternativamente, do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER). As normatizações e procedimentos adotados são sumarizados no QUADRO 4.

QUADRO 4 – PROGRAMA DE ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Ensaio	Norma	Especificações do Procedimento
Análise Granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 2016)	Utilização de hexametafosfato de sódio como defloculante no ensaio de sedimentação. Realizada sedimentação para o material passante na peneira 0,075 mm. Amostra preparada com secagem ao ar.
Massa Específica	DNER-ME 093/94 (DNER, 1994)	Ensaio realizado com o material passante na peneira com abertura de 2,0 mm. Solo ensaiado com picnômetros, utilizando-se a fervura para eliminação do ar.
Limite de Liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016)	Realizado com secagem prévia, ao ar, do material. Utilizado o material passante na peneira 0,42 mm.
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016)	Realizado com secagem prévia, ao ar, do material. Utilizado o material passante na peneira 0,42 mm.
Teor de Umidade Natural	NBR 6457 (ABNT, 2016)	Determinação utilizando balanças eletrônicas com precisão de 0,01 g, certificadas pelo INMETRO e com estufas calibradas para manter a temperatura de $110\text{ }^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$
Índice de Vazios Máximo	NBR 12004 (ABNT, 1990)	Utilização do Método B da NBR 12004. Normatização complementar: ASTM D4253-16
Índice de Vazios Mínimo	NBR 12051 (ABNT, 1991)	Utilização do Método B1 da NBR 12051. Normatização complementar: ASTM D4254-16

FONTE: O autor (2018).

Para a determinação da massa específica dos grãos de solo, optou-se pela utilização da normatização do DNER devido a sua maior simplicidade. Nesta metodologia o ar é eliminado via fervura. Como as amostras ensaiadas apresentavam quantidades desprezíveis de pedregulhos, a utilização da peneira 2,0 mm (em contraste com a recomendação de uso da peneira de 4,8 mm pela ABNT) não resulta em erros consideráveis.

3.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Foram conduzidos ensaios de Cisalhamento Direto com a finalidade de obter as envoltórias drenadas de resistência para corpos de prova de 60 x 60 mm utilizando

o material proveniente de amostras deformadas (Solo A) e indeformadas (Solo B). Em resumo, os corpos de prova do Solo A foram ensaiados em tensões normais de 100, 200 e 400 kPa e os corpos de prova do Solo B em tensões de 100, 200, 400 e 800 kPa.

3.2.2.1 Descrição do Equipamento

Os ensaios foram realizados em um equipamento de Cisalhamento Direto do tipo deformação controlada, da marca VJ Tech, apresentado na FIGURA 20. Neste equipamento, a tensão vertical é obtida via compressão de ar e a força aplicada é medida utilizando uma célula de carga com capacidade máxima de 10.000 N. As células de carga são transdutores que, a partir da leitura de uma diferença de potencial elétrico, são capazes de medir força.

FIGURA 20 – PRENSA DE CISALHAMENTO DIRETO (VJ TECH) UTILIZADA NOS ENSAIOS



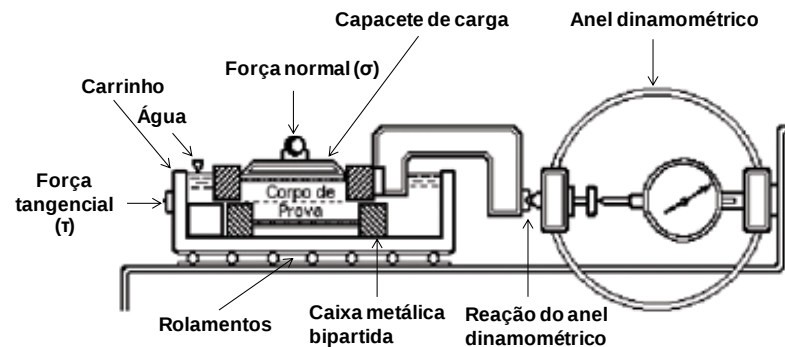
FONTE: O autor (2018).

A prensa é equipada com um motor elétrico que desloca a base da célula de cisalhamento, de modo que sua metade superior reage contra uma célula de carga horizontal, com capacidade de 500 N, capaz de medir a força tangencial atuante na amostra.

A leitura dos deslocamentos vertical e horizontal do corpo de prova de solo é feita com a utilização de dois dispositivos LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*). A faixa de leitura do transdutor vertical é de 10 mm e do horizontal 25 mm. Basicamente, o LVDT possui o mesmo princípio de funcionamento dos relógios comparadores, correlacionando a diferença de potencial com o deslocamento

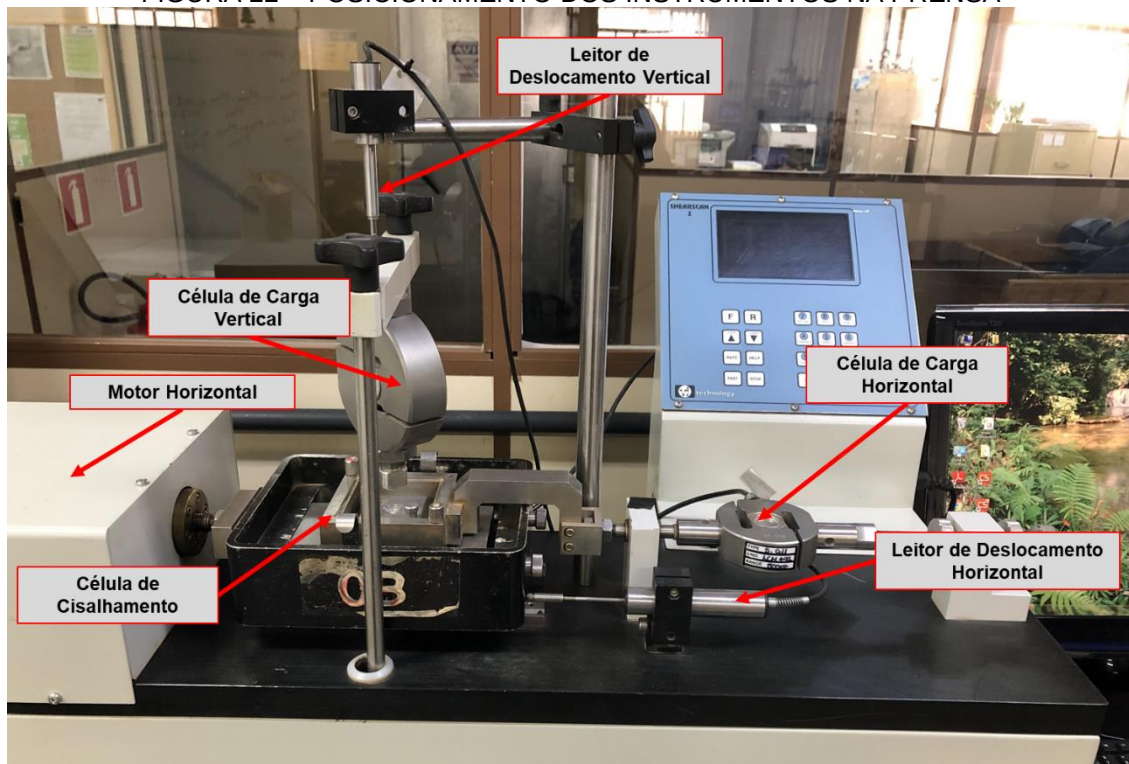
em um determinado ponto de maneira automática. A grande vantagem da utilização do LVDT é a possibilidade de aquisição de dados contínua e computadorizada. A FIGURA 21 apresenta uma representação esquemática dos dispositivos do ensaio de cisalhamento direto enquanto a FIGURA 22 ilustra a configuração real dos leitores na prensa utilizada.

FIGURA 21 – REPRESENTAÇÃO DOS DISPOSITIVOS COMPONENTES DA PRENSA DE CISALHAMENTO



FONTE: O autor (2018).

FIGURA 22 – POSICIONAMENTO DOS INSTRUMENTOS NA PRENSA



FONTE: O autor (2018).

3.2.2.2 Preparação dos Corpos de Prova

Os ensaios de Cisalhamento Direto foram realizados em corpos de prova com dimensões de 60 mm de lado e 20 mm de altura, em média, respeitando-se as recomendações da norma britânica BS 1377-7:1990 (*British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes – part 7 – Shear strength test*).

Os corpos de prova indeformados foram moldados utilizando-se anéis metálicos com dimensões bem definidas (FIGURA 23). Durante a moldagem, buscou-se evitar alterações no estado natural e nas condições de umidade do solo, o que se percebeu não ser tarefa fácil a depender do tipo de solo trabalhado. A preparação dos corpos de prova apresentou dificuldades especialmente em função da heterogeneidade do bloco ensaiado.

FIGURA 23 – MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA POR CRAVAÇÃO DE ANEL METÁLICO



FONTE: O autor (2018).

Mostrou-se necessária a escolha criteriosa dos locais de retirada dos corpos de prova a fim de garantir que todos os elementos utilizados na composição da envoltória de resistência apresentassem características semelhantes. Na FIGURA 24 pode-se perceber duas regiões com características distintas: a região A apresentava matriz com predominância granular enquanto a região B apresentava estrutura com maior presença de finos, sendo mais compressível. Estas regiões mostravam-se

alternadas ao longo do bloco. Neste estudo, os corpos de prova foram moldados nos locais em que a região B mostrava-se predominante.

FIGURA 24 – BLOCO INDEFORMADO UTILIZADO PARA MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

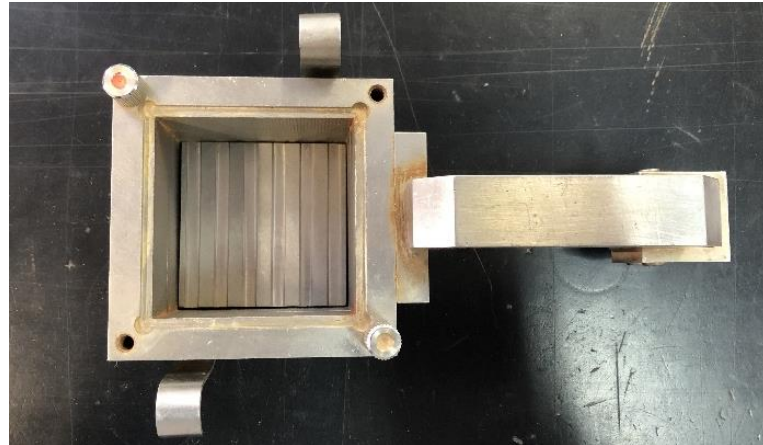


FONTE: O autor (2018).

Por diversas vezes a presença de alguns pedregulhos ocasionou a perda de corpos de prova ao impedir a cravação do anel, resultando em atrasos na prática laboratorial. Por outro lado, a presença destes elementos no interior do corpo de prova poderia alterar significativamente os resultados obtidos.

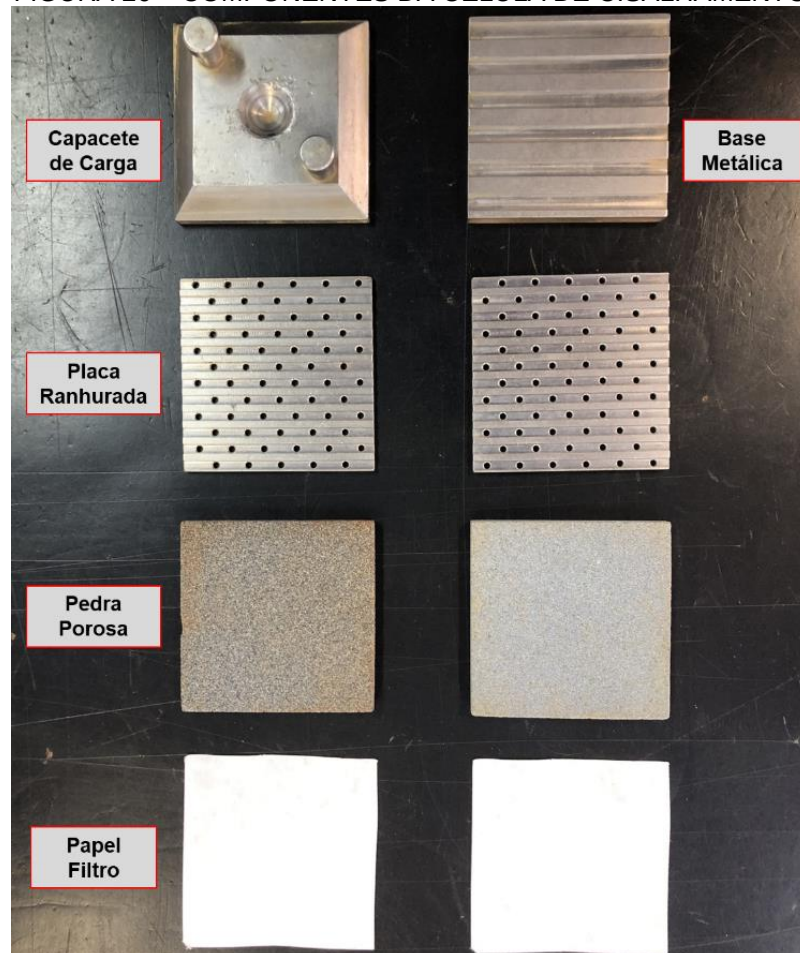
No caso dos corpos de prova indeformados, o material moldado foi transferido para a célula de cisalhamento do equipamento. Esta célula é composta por uma caixa bipartida (FIGURA 25), pela amostra de solo e pelos itens apresentados na FIGURA 26. Após a fixação das duas metades da caixa bipartida por parafusos, deve ser posicionada a base metálica cuja função é conduzir a água no processo de drenagem da amostra. Na sequência, as pedras porosas são colocadas para facilitar a drenagem da água dos vazios do solo. Os papéis filtro são utilizados para evitar a colmatagem das pedras porosas, sendo colocados entre a amostra e a pedra porosa. Em contato direto com o solo são inseridas as placas ranhuradas. É essencial que as ranhuras das placas sejam posicionadas perpendicularmente à direção de deslocamento da amostra, evitando o deslizamento do solo em outro plano além do desejado. O arranjo final da célula é mostrado na FIGURA 27.

FIGURA 25 – CAIXA BIPARTIDA NA METADE DA ALTURA UTILIZADA NOS ENSAIOS



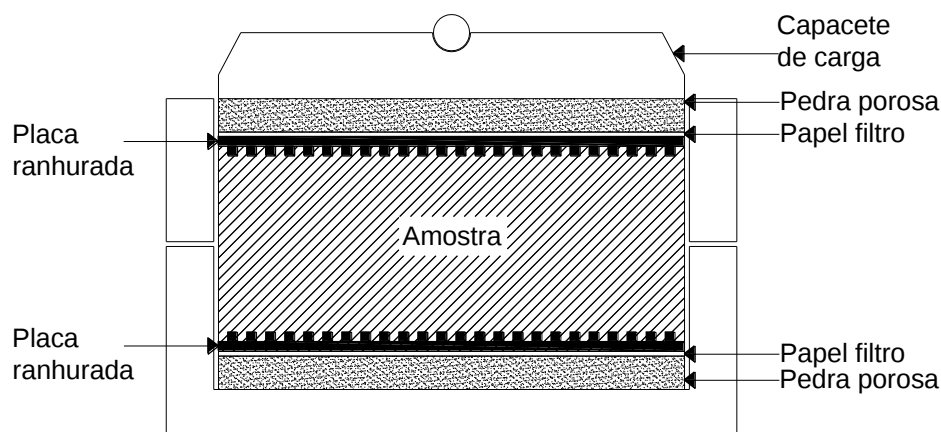
FONTE: O autor (2018).

FIGURA 26 – COMPONENTES DA CÉLULA DE CISALHAMENTO



FONTE: O autor (2018).

FIGURA 27 – CONFIGURAÇÃO DA CÉLULA DE CISALHAMENTO CONVENCIONAL



FONTE: O autor (2018).

Os corpos de prova do Solo A foram moldados diretamente na célula de cisalhamento utilizando-se processos de vibração para atingir a compacidade relativa desejada. Determinou-se, para este estudo, um grau de compacidade de 65%, considerado um valor intermediário para o estado das areias. De posse dos resultados dos ensaios de caracterização, foram determinadas as especificações para moldagem dos corpos de prova.

Após a montagem da célula, a caixa bipartida é cuidadosamente encaixada na prensa de cisalhamento. Na sequência foram feitos os ajustes de todos os instrumentos listados na FIGURA 22, permitindo o início do ensaio.

3.2.2.3 Procedimento de Ensaio

Todos os ensaios foram efetuados em duas fases: adensamento e cisalhamento. Durante a primeira fase, aplicou-se a tensão vertical de ensaio na amostra por meio do capacete de carga localizado no topo da amostra. Na segunda fase, foi imposta uma taxa de deslocamento horizontal que provocou o cisalhamento do corpo de prova.

Inicialmente, a célula de cisalhamento foi inundada concomitantemente à aplicação da tensão vertical de ensaio. Esse processo foi feito enchendo-se o carrinho do equipamento com água destilada. O solo foi adensado na célula de cisalhamento por um período de 12 horas para o Solo A e de 24 horas para o Solo B, sendo as leituras feitas automaticamente nos intervalos de tempo prescritos pela norma britânica BS 1377-7:1990. Os períodos de adensamento foram suficientes para

estabilização dos deslocamentos verticais. As paredes rígidas da caixa bipartida garantiram o confinamento dos corpos de prova. Como limitações do ensaio, ressalta-se que não foi possível garantir previamente a saturação das amostras, mas, ao final do procedimento, parte do material foi coletado para determinação do grau de saturação final.

Após a consolidação, iniciou-se a etapa de cisalhamento dos corpos de prova. Nesta, impôs-se uma velocidade constante de deslocamento na parte inferior da caixa determinada pelo critério de Gibson e Henkel (1954), cuja derivação teórica foi apresentada no item 2.1.6.3. As velocidades utilizadas para todos os ensaios foram calculadas para o mais elevado nível de tensão e são sumarizadas na TABELA 2.

TABELA 2 – VELOCIDADE DOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO REALIZADOS

Solo	t_{100} (min)	Tempo de Ruptura (min)	Velocidade Calculada (mm/min)	Velocidade Adotada (mm/min)
Solo A	0,23	2,92	1,71	0,50
Solo B	0,52	6,60	0,76	0,10

FONTE: O autor (2018).

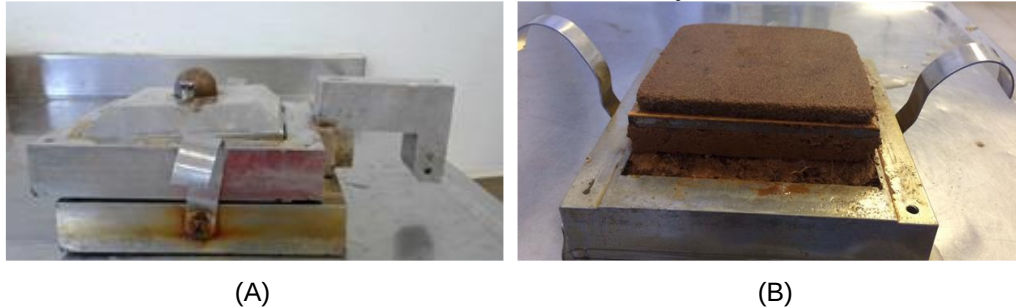
O deslocamento horizontal do carrinho provoca o desenvolvimento de uma força tangencial na parte superior da caixa, mantida imóvel durante o ensaio. Salienta-se que o ensaio de Cisalhamento Direto deve ser realizado sob condições drenadas, ou seja, impedindo o estabelecimento de pressões neutras nos poros da amostra. Nas areias, devido à alta permeabilidade característica, isto ocorre instantaneamente, mas, em solos argilosos, é necessária grande atenção à velocidade de cisalhamento.

Durante a fase de cisalhamento mede-se a força de cisalhamento, o deslocamento horizontal e a variação de altura do corpo de prova em intervalos regulares. A aquisição de dados foi feita de maneira automática a cada 0,10% de deformação, atendendo aos critérios da normatização no que tange ao número mínimo de leituras.

Em geral, o cisalhamento da amostra deve ser conduzido até a caracterização da ruptura do solo. A ruptura pode ser identificada por um pico de força de cisalhamento ou, no caso de solos com comportamento dúctil, por deformação excessiva, o que corresponde a uma deformação de 10 a 20% do lado da amostra (DAS, 2013). Para todos os ensaios, tanto do Solo A quanto do Solo B, os corpos de prova foram cisalhados até um deslocamento horizontal de aproximadamente 12 mm

(correspondente a 20% de deformação), possuindo o aspecto mostrado na FIGURA 28 após a ruptura.

FIGURA 28 – AMOSTRAS APÓS FINALIZAÇÃO DO ENSAIO



FONTE: O autor (2018).

3.2.3 Ensaio *Direct Simple Shear*

O equipamento de cisalhamento direto simples foi desenvolvido para operar ensaios drenados e não drenados a volume constante (LANDVA, 2008). Atualmente, um considerável variedade de prensas comerciais foi desenvolvida considerando diferentes condições de confinamento, carregamento e aquisição de dados (DOHERTY; FAHEY, 2011). Este capítulo tem por objetivo fornecer a descrição completa do equipamento, materiais e procedimentos utilizados para os ensaios DSS executados. Para este trabalho, foram realizados ensaios DSS nas tensões normais de 100, 200 e 400 kPa para o Solo A e 100, 200, 400 e 800 kPa para o Solo B.

3.2.3.1 Descrição do Equipamento

A prensa empregada nos ensaios do presente trabalho (FIGURA 29) é fabricada pela VJ Tech e utiliza membranas flexíveis e anéis rígidos para confinamento do corpo de prova, sendo o ensaio realizado a uma taxa de deformação constante. O dispositivo permite a realização de ensaios estáticos e dinâmicos para a obtenção das curvas tensão cisalhante *versus* distorção angular apenas em condições não-drenadas – ou seja, com o volume da amostra mantido constante durante o cisalhamento.

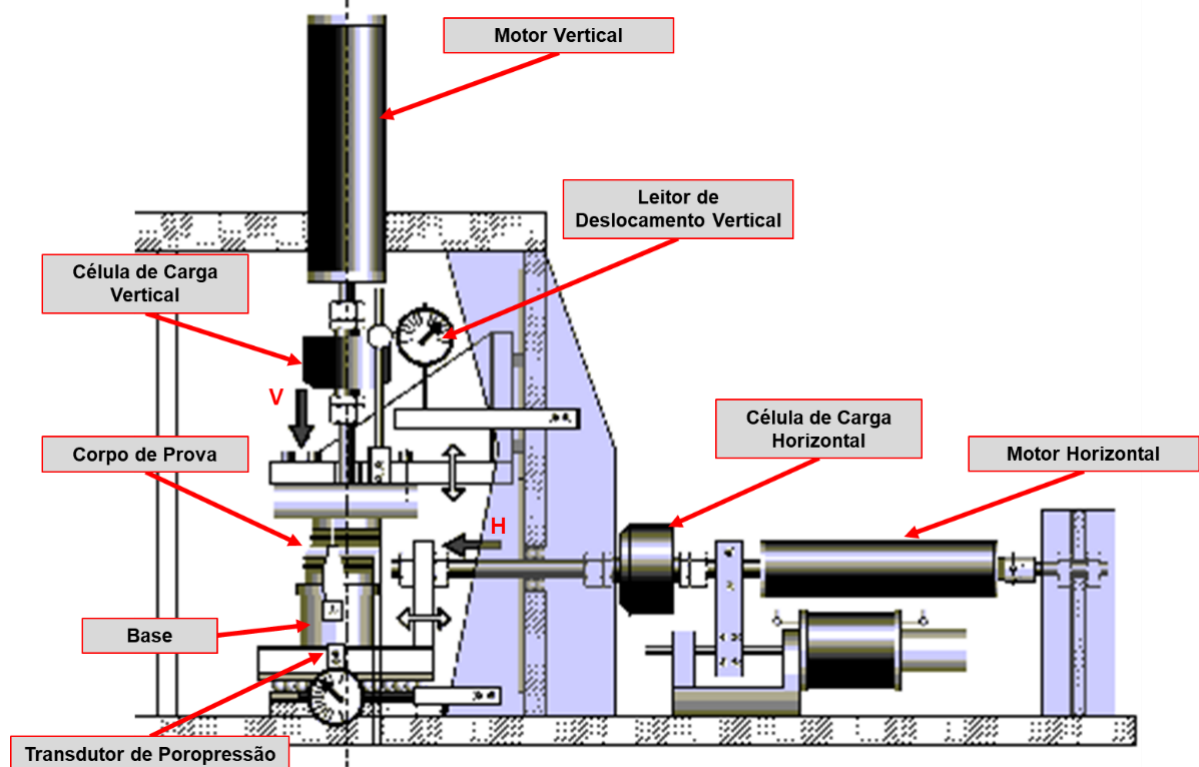
FIGURA 29 – PRENSA DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES UTILIZADA NOS ENSAIOS



FONTE: O autor (2018).

O esquema da prensa de cisalhamento simples e dos medidores auxiliares é mostrado na FIGURA 30. Percebe-se grande semelhança entre os equipamentos modernos com a configuração original proposta por Bjerrum e Landva (1966).

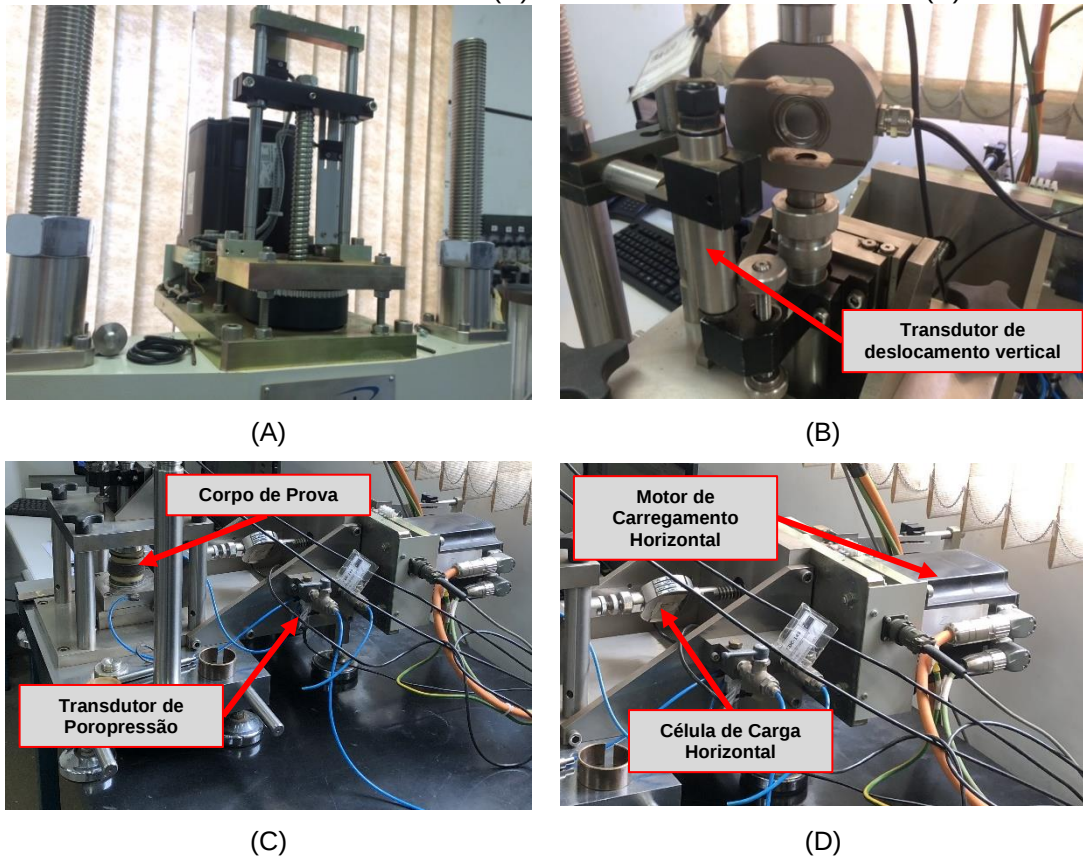
FIGURA 30 – ESQUEMA DO EQUIPAMENTO DSS EMPREGADO



FONTE: Adaptado de Vandenberghe (1998).

As forças verticais e horizontais são aplicadas ao corpo de prova por meio de motores posicionados na porção superior e traseira da prensa (FIGURA 31 – A e D). O sistema entra em contato com o corpo de prova por meio de células de carga verticais e horizontais (FIGURA 31 – B e D). Neste equipamento, as células de carga possuem capacidade de leitura de 500 N tanto na vertical quanto na horizontal.

FIGURA 31 – MOTOR DE CARREGAMENTO VERTICAL (A), CÉLULA DE CARGA VERTICAL (B), LEITOR DE POROPRESSÃO (C) E ATUADORES HORIZONTAIS (D)



FONTE: O autor (2018).

A leitura dos deslocamentos vertical e horizontal do corpo de prova de solo é feita com a utilização de dois dispositivos LVDT. O transdutor de deslocamento vertical possui capacidade de 10 mm (FIGURA 31 – B) enquanto o horizontal faz leituras de deslocamentos da ordem de 25 mm. No ensaio DSS não drenado, a leitura do deslocamento vertical da amostra é importante para a constância do volume da amostra.

A prensa utilizada possui ainda um transdutor de poropressão acoplado à base do corpo de prova (FIGURA 31 – C). Este instrumento permite o monitoramento do desenvolvimento de pressões neutras no material ensaiado, sendo um parâmetro de garantia da qualidade do ensaio realizado considerando que não são admitidos excessos de poropressão durante a ruptura.

3.2.3.2 Preparação do Corpo de Prova

Os principais requisitos dimensionais para os espécimes ensaiados no DSS são especificados pela norma americana ASTM D 6528:2007 (ASTM, 2007). Os

corpos de prova devem possuir diâmetro e altura superiores a 45 mm e 12 mm, respectivamente. A relação altura/diâmetro não deve exceder 0,4 a fim de garantir a uniformidade na distribuição das tensões cisalhantes. Finalmente, a altura do corpo de prova não deve ser inferior a dez vezes o máximo diâmetro das partículas do solo ensaiado. Para o presente estudo, os corpos de prova possuem diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm, em média.

O ensaio DSS pode ser realizado utilizando tanto amostras compactadas quanto amostras indeformadas, a depender da finalidade do estudo. Os corpos de prova provenientes do bloco indeformado (Solo B) foram moldados por cravação de um anel metálico circular (FIGURA 34) em procedimento análogo ao apresentado em 3.2.2.2. Os corpos de prova do Solo a foram montados diretamente na prensa DSS, no interior da membrana flexível envolta pelos anéis rígidos, com compacidade relativa de 65%. O ajuste da altura do corpo de prova foi realizado por tentativas alterando-se a altura de queda do solo.

FIGURA 32 – CORPO DE PROVA DSS6-B



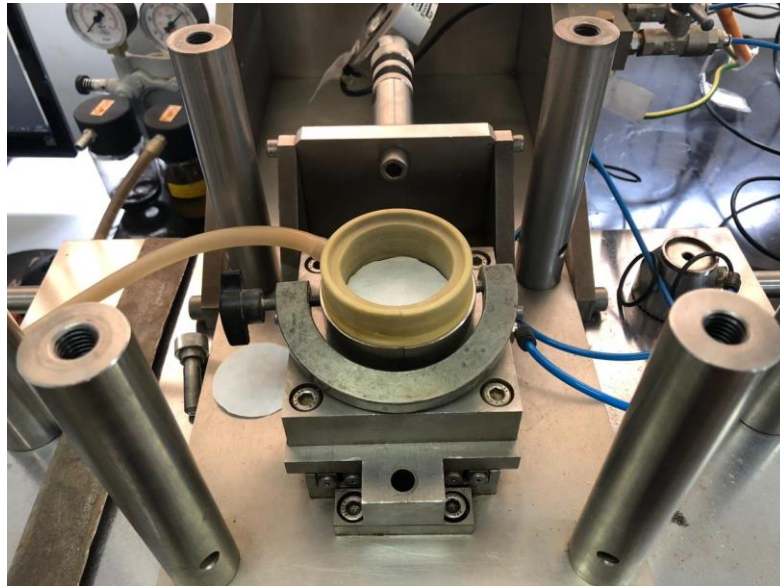
FONTE: O autor (2018).

Para amostras indeformadas, a moldagem foi realizada por meio do corte de blocos, atentando-se para evitar perturbações excessivas no solo (ASTM, 2007). Cuidados também foram tomados para a manutenção das condições de umidade do corpo de prova, sendo que sua preparação foi realizada em local com umidade e temperatura controladas. Foram posicionadas folhas de papel filtro na base e no topo

do corpo de prova, tanto remoldado quando indeformado, de modo a evitar perda de material.

Em amostras indeformadas, o corpo de prova é transferido do anel diretamente para o interior da membrana de látex flexível. A membrana deve estar envolta pelos anéis rígidos e firmemente unida a estes. Isso é garantido utilizando-se uma bomba de vácuo para o perfeito encaixe do material nas dimensões corretas. Esse procedimento é realizado na própria base da prensa, mostrada na FIGURA 33. Inicialmente, deve-se envolver a base metálica com a membrana, fixando-a com anel de vedação elastomérico.

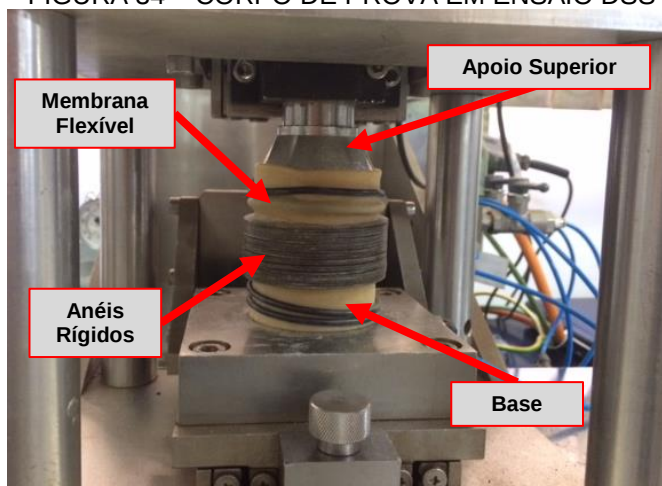
FIGURA 33 – BASE DA PRENSA DSS ENVOLVIDA PELA MEMBRANA LÁTEX



FONTE: O autor (2018).

Em seguida, os anéis metálicos foram posicionados externos à membrana. Aplicou-se, então, vácuo para garantir a completa aderência da membrana aos anéis e, por consequência, o diâmetro correto do corpo de prova. Neste momento, o corpo de prova foi transferido para a prensa (no caso do Solo B) ou moldado na base (para CPs do Solo A). O apoio superior foi então fixado ao corpo de prova e envolvido pela membrana flexível e anéis de vedação elastoméricos de maneira análoga ao inferior. Especial cuidado teve de ser tomado nesta etapa a fim de evitar a torção do corpo de prova. O posicionamento final da amostra no equipamento é mostrado na FIGURA 34.

FIGURA 34 – CORPO DE PROVA EM ENSAIO DSS



FONTE: O autor (2018).

Antes do início do ensaio, o *cap* (apoio superior) foi corretamente acoplado ao sistema de aplicação e leitura da carga, tomando-se novamente o cuidado de evitar a torção da amostra. O motor foi então zerado para a realização do ensaio. Finalmente, os leitores de deslocamento LVDT foram devidamente tarados e ajustados aos pontos de leitura (topo para o deslocamento vertical e base para o deslocamento horizontal).

3.2.3.3 Procedimento de Ensaio

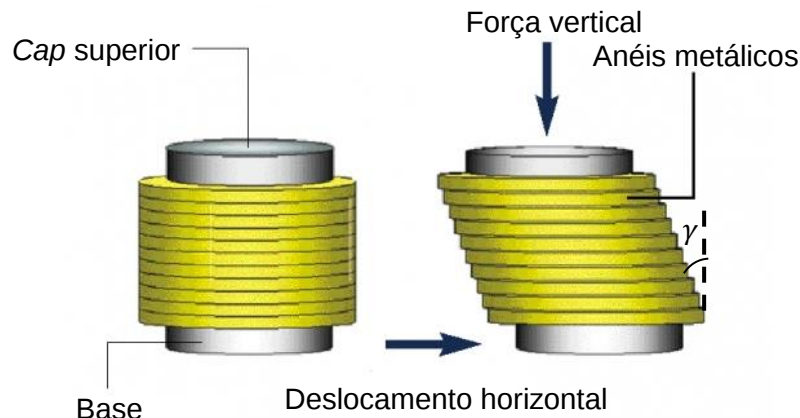
No presente trabalho, foram realizados ensaios DSS na condição inundada e não inundada. A prensa utilizada procede a inundação por percolação ascendente de água (da base para o topo). Para os corpos de prova inundados, a percolação foi iniciada simultaneamente ao processo de consolidação e, portanto, na tensão normal de ensaio. Concomitantemente, sucedeu-se o adensamento do corpo de prova em condições geoestáticas, como previsto na normatização (ASTM, 2007). A rigidez horizontal é fornecida pelo conjunto de anéis metálicos, os quais também evitam a existência de forças de atrito verticais que possam atrapalhar o processo de adensamento. A tensão de consolidação foi previamente estabelecida de acordo com o nível de tensões necessário para o estudo.

De modo geral, a depender das características de compressibilidade do material em estudo, o solo pode ser consolidado em uma ou mais etapas, sendo que a carga aplicada é dobrada ao final de cada etapa. A ASTM D 6528:2007 recomenda que cada estágio de adensamento deve se estender até a estabilização de 95% dos recalques primários ou por ao menos 24 horas. O cisalhamento da amostra não deve

ser iniciado enquanto a taxa de deformação vertical for maior que 0,05% por hora (NORSOK, 2004; ASTM, 2007). Para as amostras do presente trabalho, a consolidação foi realizada em apenas uma etapa. Realizaram-se leituras do deslocamento vertical de maneira automática até a completa estabilização da altura do CP.

Na sequência, deu-se início ao cisalhamento da amostra em cada nível de tensão especificado. As tensões de cisalhamento são induzidas pela aplicação de uma deformação constante na base do corpo de prova, enquanto o apoio superior permanece fixo. Esse movimento relativo provoca uma distorção no plano vertical (γ) e o surgimento de tensões cisalhantes (τ) no plano horizontal (FIGURA 35). As tensões cisalhantes foram calculadas com a medida da força horizontal necessária para a manutenção da taxa de deformação definida.

FIGURA 35 – CARREGAMENTO DO CORPO DE PROVA NO ENSAIO DSS



FONTE: Adaptado de CONTROLGROUP (2018).

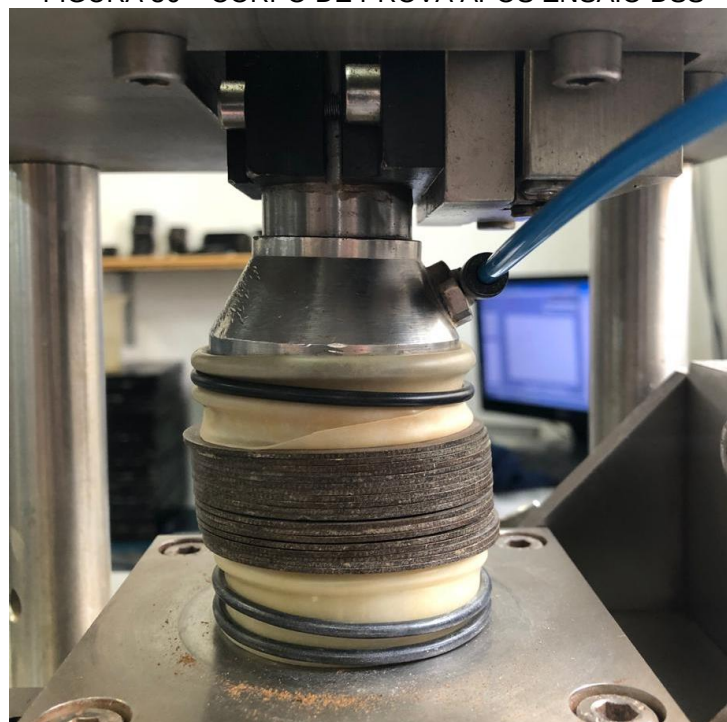
No presente trabalho, todos os ensaios foram realizados mantendo-se o volume do corpo de prova constante durante o cisalhamento. Isso torna-se possível por meio de um controlador que alivia a tensão vertical de modo a não se verificarem mudanças na altura do corpo de prova nem excessos de poropressão. Este ensaio é usualmente empregado para determinação da resistência não drenada de argilas saturadas. A prensa utilizada neste programa de ensaios tornou possível apenas a realização de ensaios nesta condição.

Como o ensaio é realizado a uma taxa de deformação constante, uma velocidade de deslocamento foi adotada conforme os critérios do item 2.1.6.3. Seguindo o especificado pela ASTM D6528 (ASTM, 2007), a velocidade adotada para

o cisalhamento dos corpos de prova do Solo B foi de 5% por hora (em termos de distorção angular, o que é equivalente a aproximadamente 0,015 mm/min em termos de deformação horizontal). Para os corpos de prova do Solo A, com granulometria premoninantemente arenosa, adotou-se velocidade de 0,10 mm/min a fim de aumentar a operacionalidade do processo. O ensaio foi conduzido até a deformação de 20%, como especificado na normatização. A repetição do ensaio para ao menos três tensões verticais permitiu a definição da variação da resistência ao cisalhamento com a profundidade.

Os dados coletados durante o cisalhamento permitiram o cálculo da distorção angular do corpo de prova (γ) e da tensão de cisalhamento correspondente (τ). Também puderam ser quantificados parâmetros do solo unicamente possíveis com o ensaio DSS: o módulo de elasticidade transversal secante do solo (G) e a deformação cisalhante média ($\bar{\gamma}$). Após a ruptura, os corpos de prova apresentaram as feições ilustradas na FIGURA 36.

FIGURA 36 – CORPO DE PROVA APÓS ENSAIO DSS



FONTE: O autor (2018).

4 INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL: RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 SOLO A

4.1.1 Ensaio de Caracterização

Os ensaios realizados na amostra do Solo A objetivaram determinar seu índice de vazios máximo e mínimo bem como a massa específica real dos grãos, conforme especificado no QUADRO 4. Os resultados desta campanha são apresentados na TABELA 3.

TABELA 3 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO A

Solo A	$e_{\min}$	$e_{\max}$	γ_s
	-	-	(kN/m ³)
	0,641	1,058	26,93

FONTE: O autor (2018).

Segundo o proposto por Pinto (2006), a areia estudada pode ser descrita como uma areia uniforme de grãos angulares conforme os valores usualmente propostos na literatura. Os valores apresentados na TABELA 3 foram utilizados, principalmente, para a determinação das especificações de moldagem dos corpos de prova para os ensaios de cisalhamento direto e DSS.

4.1.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

A partir dos resultados da caracterização do Solo A, foram determinados os parâmetros de moldagem dos corpos de prova (TABELA 4). O solo foi previamente seco em estufa e possuía teor de umidade inicial $w_i = 0\%$.

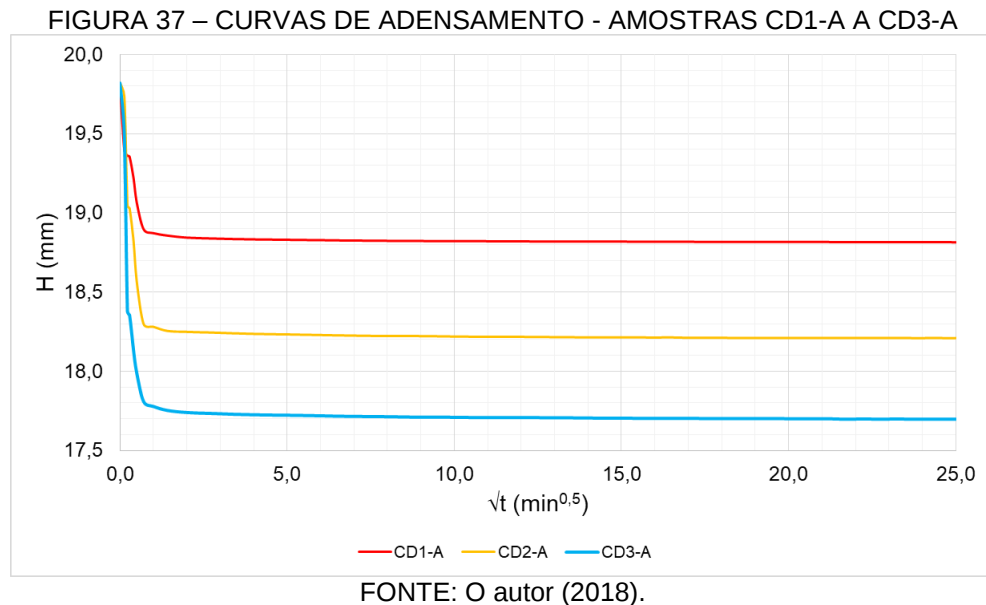
TABELA 4 – ESPECIFICAÇÕES DOS CPS - CISALHAMENTO DIRETO SOLO A

Grau de Compacidade	Peso Específico Aparente Seco	Volume de Solo	Massa de Solo
(%)	(kN/m ³)	(cm ³)	(g)
65	15,05	74,90	112,72

FONTE: O autor (2018).

Os corpos de prova ensaiados foram adensados por um período de 12 horas, suficiente para estabilização dos recalques. As curvas obtidas nesse processo são

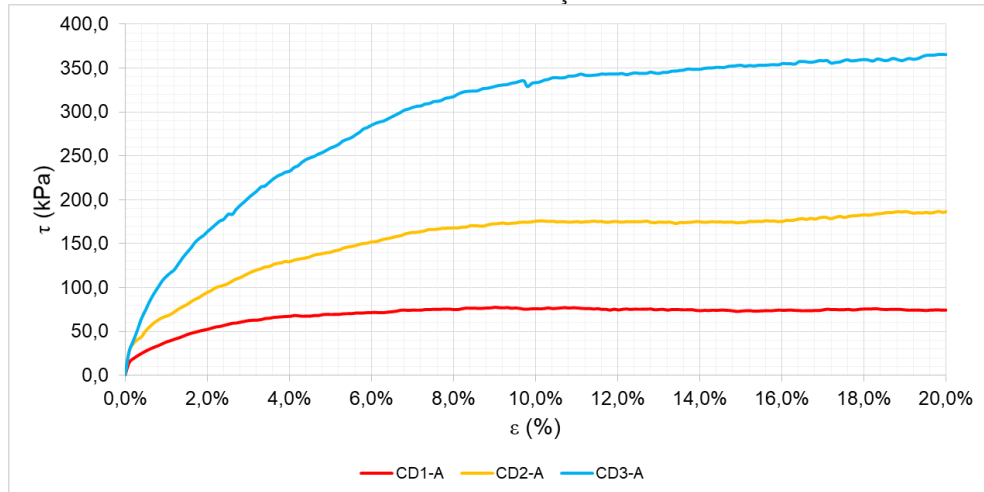
apresentadas na FIGURA 37. Como esperado, percebe-se a rápida estabilização dos deslocamentos verticais e o aumento da magnitude dos deslocamentos conforme aumenta a tensão vertical.



A fase de cisalhamento foi conduzida até deformação horizontal de 20%, equivalente ao deslocamento de 12 mm. As curvas tensão-deformação obtidas neste processo (FIGURA 38) não apresentaram pico para nenhum nível de tensões. Este comportamento era esperado considerando-se o nível de compactação no qual os corpos de prova foram moldados. Para todas as tensões normais pode-se identificar um patamar dúctil bem definido.

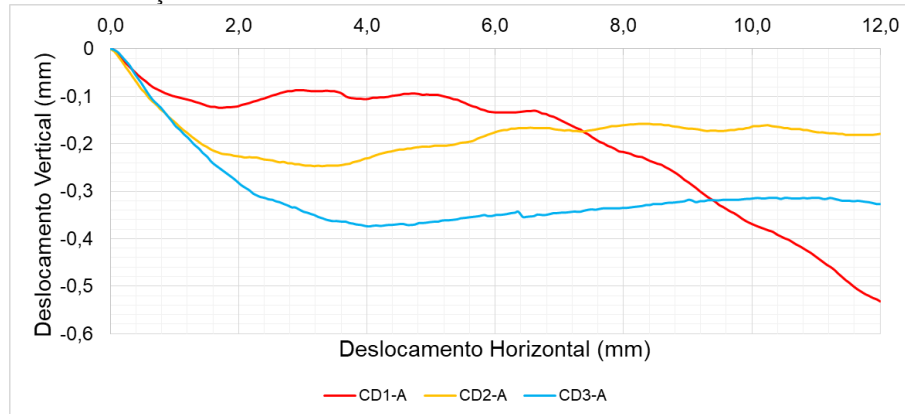
Na FIGURA 39 é apresentada a variação da altura dos CPs durante o cisalhamento. Os valores de deslocamento negativos indicam compressão do material, sendo esta convenção adotada em todas as curvas apresentadas no presente trabalho. Percebe-se que houve compressão da amostra em todos os níveis de tensão. A partir da deformação equivalente a 4%, o solo tendeu a dilatar minimamente para as tensões de 200 e 400 kPa. Para a tensão de 100 kPa, a compressibilidade do material aumentou significativamente a partir da deformação de 7%.

FIGURA 38 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - AMOSTRAS CD1-A A CD3-A



FONTE: O autor (2018).

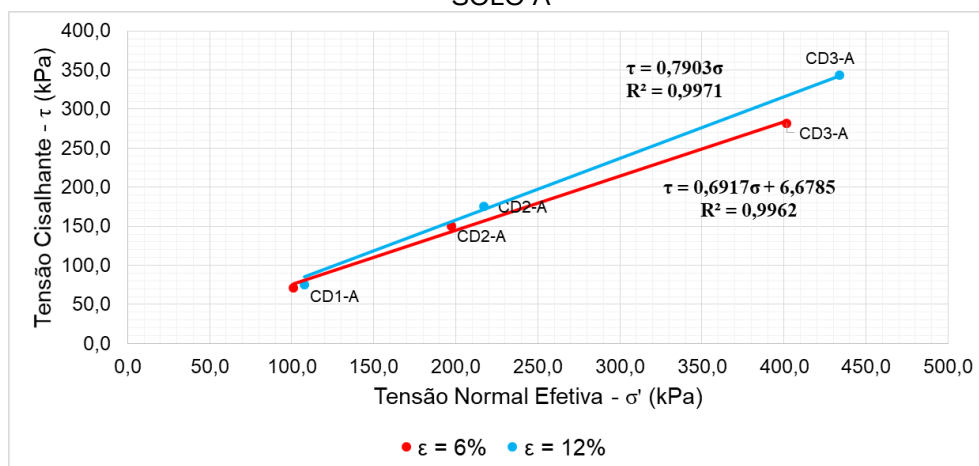
FIGURA 39 – VARIAÇÃO DE ALTURA DURANTE O CISALHAMENTO - CPS CD1-A A CD3-A



FONTE: O autor (2018).

As envoltórias de Mohr-Coulomb para as deformações de 6% e 12% são apresentadas na FIGURA 40. Como esperado, percebe-se uma redução no intercepto coesivo com o aumento da deformação. Isso se deve ao fato de que para maiores níveis de deformação, a resistência por atrito corresponde à maior parcela da resistência do solo ao cisalhamento.

FIGURA 40 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - SOLO A



FONTE: O autor (2018).

Os parâmetros de resistência obtidos a partir do ajuste linear proposto por Mohr-Coulomb são apresentados na TABELA 5.

TABELA 5 – RESUMO DOS ENSAIOS CD PARA O SOLO A

Deformação	Intercepto Coesivo (c')	Ângulo de Atrito (ϕ')
(%)	kPa	(°)
6	6,68	34,67
12	0,00	38,32

FONTE: O autor (2018).

4.1.3 Ensaios *Direct Simple Shear*

Os ensaios DSS foram realizados na condição inundada (por percolação de água) a fim de permitir a análise comparativa de seus resultados com os obtidos pelo ensaio de Cisalhamento Direto. Para moldagem dos corpos de prova do Solo A, foram seguidas as especificações da TABELA 6.

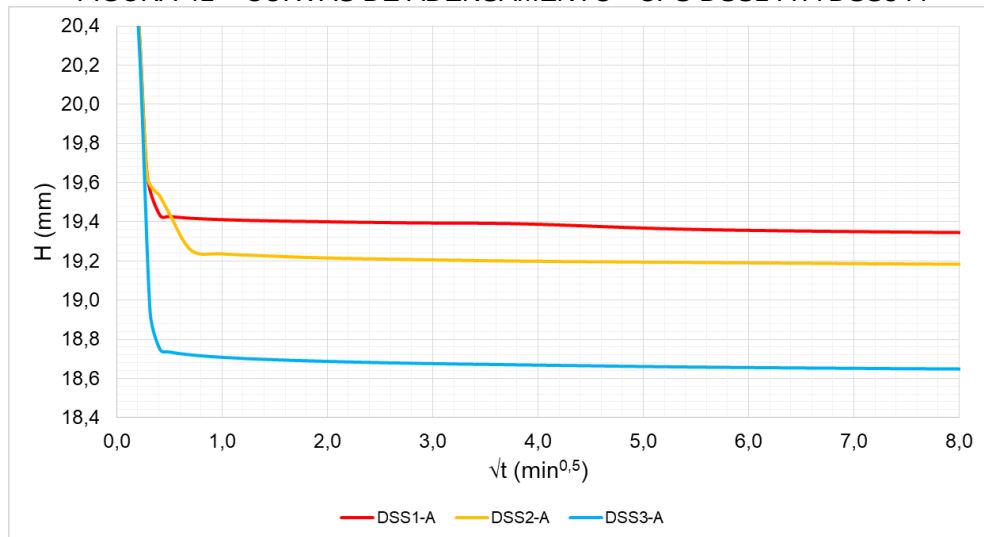
TABELA 6 – ESPECIFICAÇÕES DOS CPS - DSS SOLO A

Grau de Compacidade	Peso Específico Aparente Seco	Volume de Solo	Massa de Solo
(%)	(kN/m³)	(cm³)	(g)
65	15,05	41,59	62,59

FONTE: O autor (2018).

O adensamento dos corpos de prova foi realizado em um período de 2 horas. Esse período, embora inferior ao empregado nos ensaios de Cisalhamento Direto, foi suficiente para a estabilização dos deslocamentos verticais (FIGURA 41).

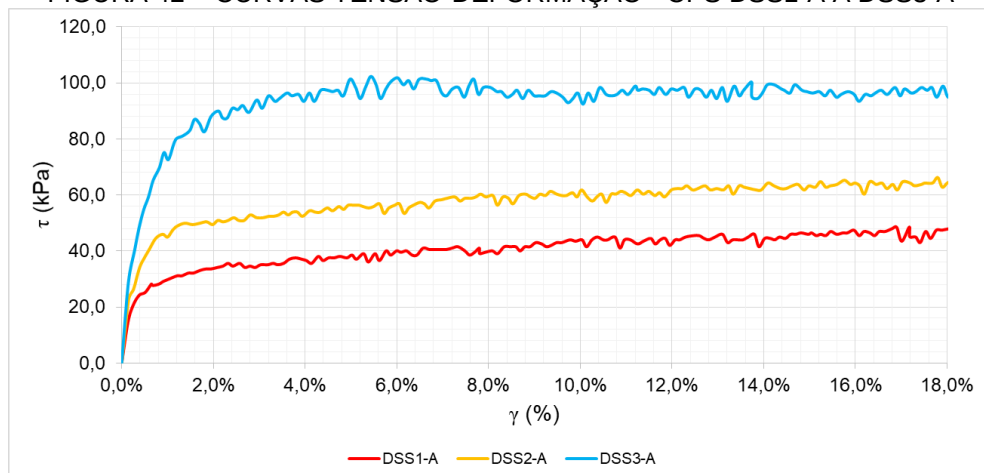
FIGURA 41 – CURVAS DE ADENSAMENTO - CPS DSS1-A A DSS3-A



FONTE: O autor (2018).

Durante a fase de cisalhamento, a altura dos corpos de prova foi mantida constante pela redução da tensão vertical devido às limitações destacadas no item 3.2.3.3. Ainda assim, a válvula de drenagem no topo do CP foi mantida aberta embora não se tenha observado saída de água durante a ruptura. As curvas tensão cisalhante *versus* distorção angular (FIGURA 42) apresentam certo “ruído” devido às oscilações na força vertical para controle da altura.

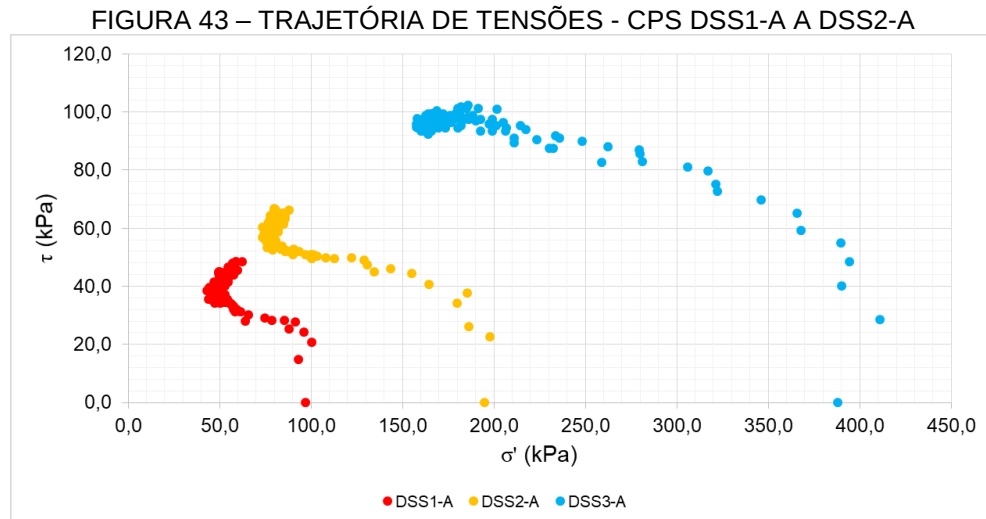
FIGURA 42 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - CPS DSS1-A A DSS3-A



FONTE: O autor (2018).

Percebe-se que o comportamento dúctil do solo é também verificado nas curvas obtidas pelo ensaio DSS, embora a tensão cisalhante seja significativamente menor para os valores de tensão normal equivalentes. Essa característica pode ser

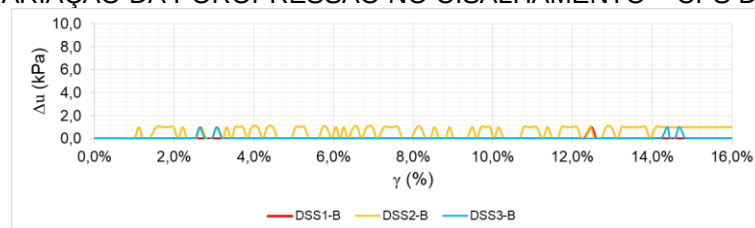
bem observada por meio da trajetória de tensões (FIGURA 43) traçada para o conjunto dos corpos de prova. Percebe-se que, de modo geral, a tensão normal reduz-se até valores inferiores à metade da tensão de ensaio.



FONTE: O autor (2018).

O monitoramento da variação da poropressão durante o cisalhamento (Δu) é essencial para garantia da qualidade do ensaio. Esse fato apresenta ainda maior importância tendo em vista a maior velocidade empregada nos ensaios do Solo A. Os valores de poropressão medidos durante o ensaio (FIGURA 44) permitem verificar que a velocidade adotada mostrou-se adequada visto que a variação desta grandeza foi inferior à precisão do transdutor utilizado (2 kPa).

FIGURA 44 – VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO NO CISALHAMENTO – CPS DSS1-A A DSS3-A

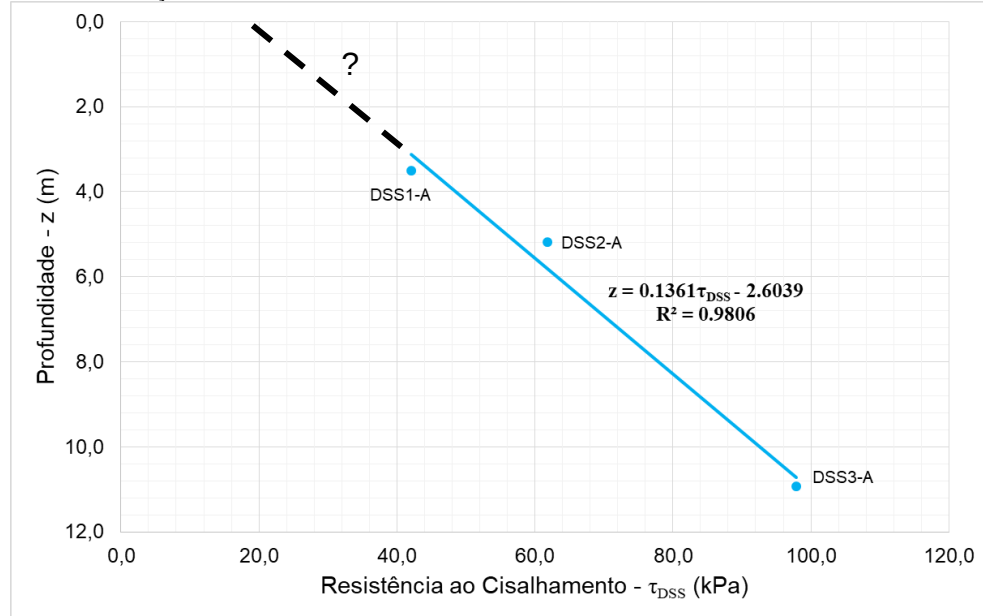


FONTE: O autor (2018).

Devido à redução da tensão vertical durante o cisalhamento, não mostrou-se adequada a utilização da envoltória de Mohr-Coulomb para obtenção dos parâmetros de resistência utilizando o ensaio DSS. Optou-se, portanto, pela construção da curva de variação da tensão de cisalhamento máxima obtida no ensaio DSS (τ_{DSS}) com a profundidade (FIGURA 45), obtida a partir da tensão normal correspondente. Para

profundidades inferiores às analisadas nos ensaios, foi considerada a mesma inclinação da reta ajustada.

FIGURA 45 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO A COM A PROFUNDIDADE – ENSAIO DSS

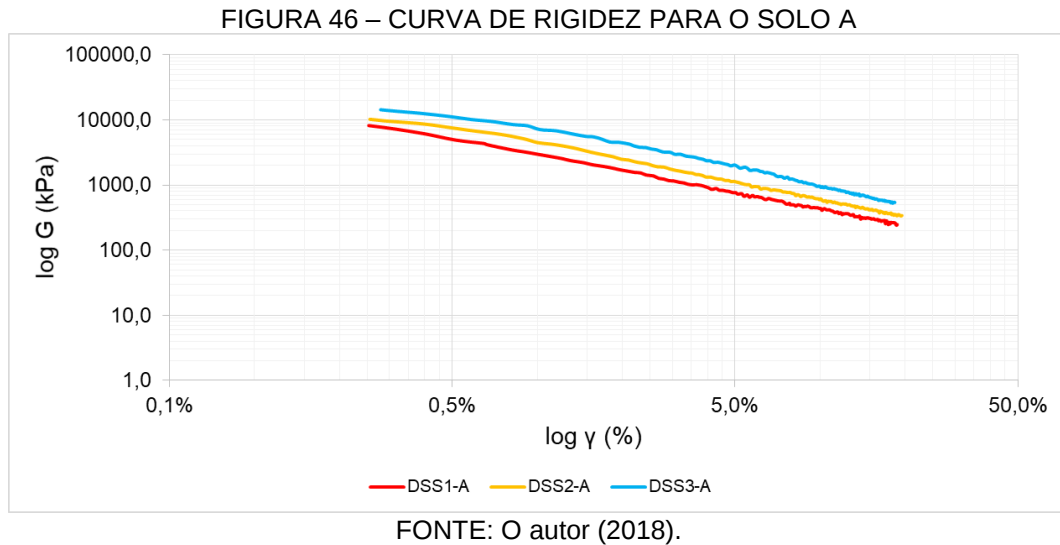


FONTE: O autor (2018).

Em resumo, a resistência ao cisalhamento do solo pôde ser obtida diretamente a partir do ensaio, sem a necessidade dos parâmetros ângulo de atrito (ϕ') e intercepto coesivo (c'). O ajuste linear mostrou-se adequado com um elevado fator de ajuste.

Uma vantagem exclusiva do ensaio de cisalhamento simples é a possibilidade de obtenção do módulo de elasticidade transversal (G) por meio da realização do ensaio. Também conhecido como módulo de cisalhamento, este parâmetro elástico estabelece a relação de proporcionalidade direta entre as tensões de cisalhamento (τ) e as distorções angulares (γ). O módulo de elasticidade apresenta elevada importância no caso de projetos cuja limitação não é a resistência do solo (um estado limite último), mas sim suas deformações durante a solicitação (um estado limite de serviço). Quando as características de operacionalidade apresentarem limitações consideráveis, torna-se essencial o conhecimento das constantes elásticas do material.

O ensaio *Direct Simple Shear* é o único ensaio laboratorial no contexto da Mecânica dos Solos que torna possível a determinação direta de G . Na FIGURA 46 são apresentadas as curvas de variação da rigidez com a deformação para o Solo A.



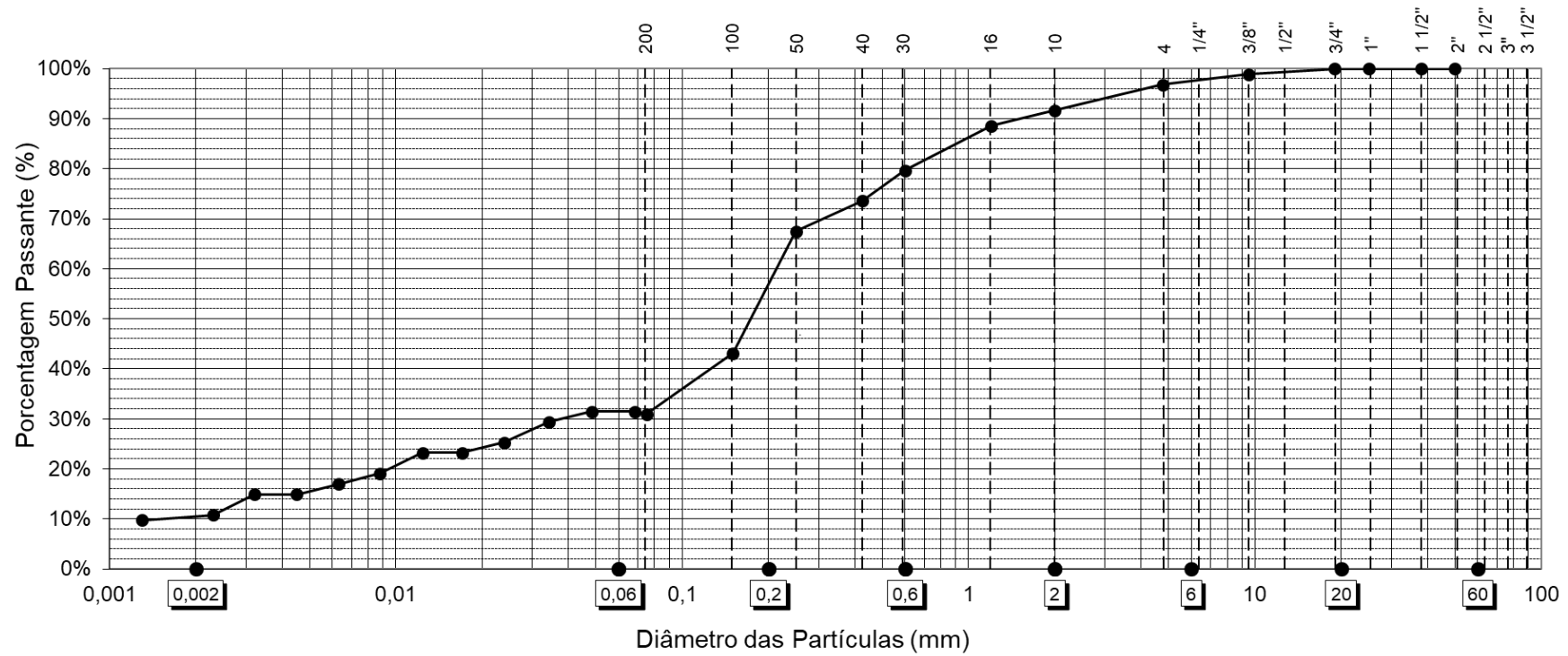
4.2 SOLO B

4.2.1 Ensaios de Caracterização

Os ensaios de caracterização conduzidos no presente trabalho tiveram por objetivo obter as propriedades físicas do material utilizado nos ensaios de resistência. Na FIGURA 47 é apresentada a curva granulométrica traçada a partir dos resultados do peneiramento e sedimentação.

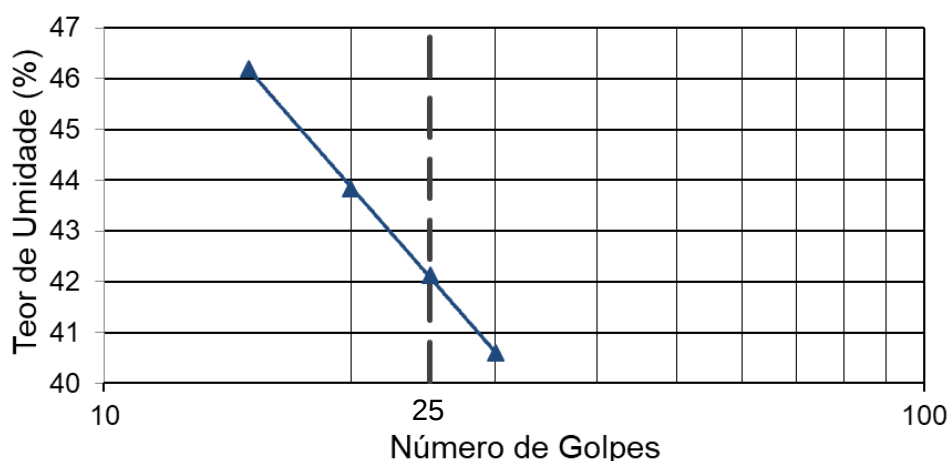
Na FIGURA 48 é apresentada a curva de fluidez para o Solo B, relacionando o teor de umidade com o logaritmo do número de golpes necessários para fechar a ranhura padrão do aparelho de Casagrande. A partir desta curva foi possível determinar o Limite de Liquidez do material. As TABELAS 7 e 8 resumem todos os resultados encontrados a partir dos ensaios de caracterização física realizados.

FIGURA 47 – CURVA GRANULOMÉTRICA DA AMOSTRA DO SOLO B



FONTE: O autor (2018).

FIGURA 48 – CURVA DE FLUIDEZ PARA O SOLO B



FONTE: O autor (2018).

TABELA 7 – RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO SOLO B

Solo B	LL	LP	IP	γ_s	$W_{natural}$
	(%)	(%)	(%)	(kN/m ³)	(%)
	42	26	16	27,10	20,40

FONTE: O autor (2018).

TABELA 8 – RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA PARA O SOLO B

Solo B	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedregulho
	(% < 2 μ m)	(2 μ m < % < 0,06 mm)	(0,06 mm < % < 0,2 mm)	(0,2 mm < % < 0,6 mm)	(0,6 mm < % < 2,0 mm)	(2,0 < % < 60 mm)
	10,47	21,02	23,84	24,29	12,03	8,35

FONTE: O autor (2018).

A partir da análise da FIGURA 47 foi possível a classificação do material segundo o Sistema Universal. O coeficiente de não uniformidade (CNU), dado pela razão entre o diâmetro abaixo do qual se situam 60%, em massa, das partículas (D_{60}) e o diâmetro efetivo do solo (D_{10}) resultou em um valor de 142,28. O coeficiente de curvatura (CC), por sua vez, resultou em 4,33.

Como a porcentagem de finos deste solo supera 12%, fez-se necessário o uso da carta de plasticidade de Casagrande para classificação do material (PINTO, 2006). Isso se deve ao fato de que as propriedades dos finos afetam significativamente o comportamento do solo. Após a realização deste procedimento, pôde-se perceber que o solo em estudo encontra-se pouco abaixo da Linha A, classificando-se, portanto, como uma areia siltosa.

O índice de plasticidade (IP) de 16 encontrado para o Solo B indica um comportamento moderadamente plástico segundo a classificação proposta pelo IAEG

(1979). Em geral, segundo Fiori (2016), quanto maior o índice de plasticidade, maiores serão os problemas de engenharia relacionados ao solo para, por exemplo, suporte de edificações.

A fim de se investigar a influência dos finos argilosos no comportamento do Solo B, analisou-se o índice de atividade da amostra. Este parâmetro relaciona o IP e a fração de argila (porcentagem dos grãos com diâmetro inferior a 0,002 mm). O índice de atividade de 1,53 indica que a argila pode ser considerada ativa segundo o proposto por Skempton (1953). Esse aspecto deve ser considerado na avaliação do comportamento mecânico deste solo.

4.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

A TABELA 9 traz os dados dos 8 corpos de prova ensaiados na prensa de cisalhamento direto. São apresentados os valores das tensões normais de ensaio, a data de moldagem, os teores de umidade, graus de saturação e índices de vazios iniciais e finais, pesos específicos e o índice de vazios ao final da fase de adensamento (e_{ad}). Para todos os corpos de prova ensaiados, o grau de saturação final (S_f) resultou superior a 100%. Este fato se deve, provavelmente, à perda de material durante o cisalhamento ou erros na aferição do teor de umidade final. Este índice físico foi, portanto, ajustado para o valor de 100% tendo sido atendida a condição de saturação do corpo de prova.

TABELA 9 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO NO SOLO B

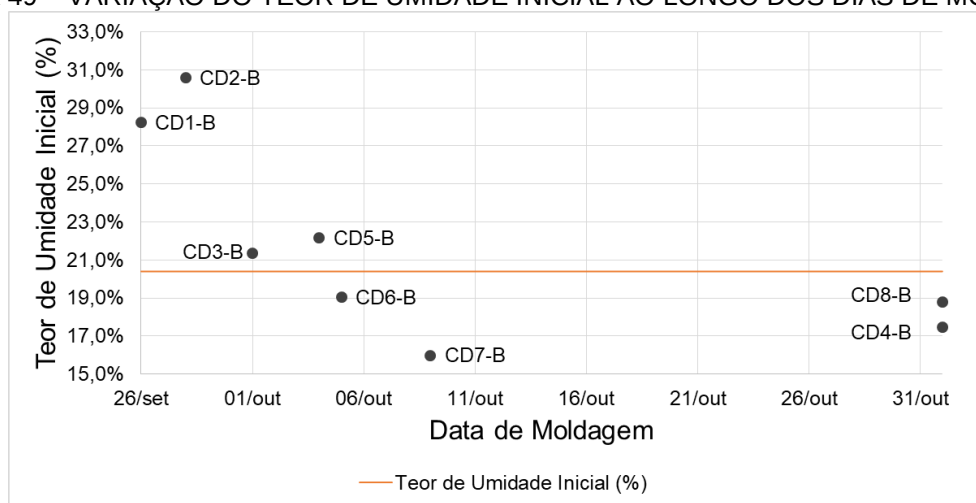
CP	Tensão Normal	Data	w_i	γ_t	γ_d	e_i	S_i	e_{ad}	w_f	e_f	S_f
	(kPa)		(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(%)	-	(%)	-	(%)
CD1-B	100	26/09/18	28,2	18,7	14,6	0,847	90,0	0,784	41,2	0,759	100,0
CD2-B	200	28/09/18	30,6	19,0	14,6	0,855	96,6	0,688	31,6	0,650	100,0
CD3-B	400	01/10/18	21,3	19,4	16,0	0,691	83,4	0,499	27,3	0,445	100,0
CD4-B	400	01/11/18	17,5	19,9	16,9	0,598	78,9	0,409	23,2	0,361	100,0
CD5-B	800	04/10/18	22,2	18,7	15,3	0,761	78,7	0,432	23,8	0,373	100,0
CD6-B	800	05/10/18	19,0	19,7	16,6	0,630	81,6	0,417	19,0	0,371	100,0
CD7-B	800	09/10/18	16,0	19,8	17,1	0,581	74,3	0,348	17,4	0,299	100,0
CD8-B	800	01/11/18	18,8	20,6	17,3	0,558	91,0	0,390	20,7	0,354	100,0

FONTE: O autor (2018).

Pôde-se identificar certa variação no teor de umidade dos corpos de prova, como pode ser bem visualizado na FIGURA 49. Acredita-se que esta variação possa

ter origem em três problemas recorrentes da prática laboratorial: a heterogeneidade do material, as condições de armazenamento, que podem ter permitido a secagem do material, e os erros na aferição dos valores. Os teores de umidades calculados para os corpos de prova CD1-B e CD2-B apresentam-se superiores ao teor de umidade inicial (no momento da abertura do bloco indeformado), o que considera-se devido à heterogeneidade do material em estudo. Por outro lado, nos CPs CD4-B, CD7-B e CD8-B o teor de umidade encontra-se inferior à umidade natural. Este fato pode ser também devido à heterogeneidade do solo ou a um eventual processo de secagem a que o material foi submetido. Em virtude da moldagem de mais de um CP para as tensões de 400 kPa e 800 kPa, a influência do teor de umidade nestas tensões pôde ser avaliada mais criteriosamente para obtenção dos parâmetros de resistência.

FIGURA 49 – VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE INICIAL AO LONGO DOS DIAS DE MOLDAGEM



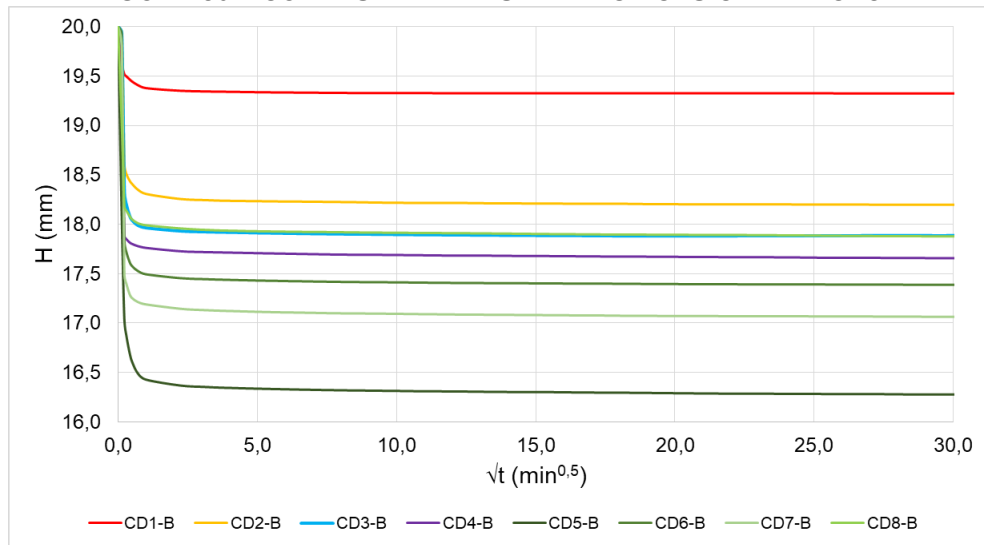
FONTE: O autor (2018).

Embora a variação do teor de umidade seja bem identificada nos dados apresentados na TABELA 9, observa-se também uma variação expressiva no índice de vazios iniciais para cada corpo de prova ensaiado. A variabilidade deste índice físico pode indicar que a amostra de solo ensaiada apresentava um estado natural consideravelmente heterogêneo espacialmente, mesmo tomando-se todos os cuidados nesse sentido no momento da moldagem.

Seguindo os preceitos apresentados no capítulo anterior, as amostras foram adensadas até estabilização dos deslocamentos verticais. As curvas obtidas nesse processo são apresentadas na FIGURA 50. Na FIGURA 51 são apresentadas as curvas tensão-deformação para as amostras CD1-B a CD8-B. Embora os ensaios de Cisalhamento Direto tenham sido conduzidos até o nível de deformação de 20%, o

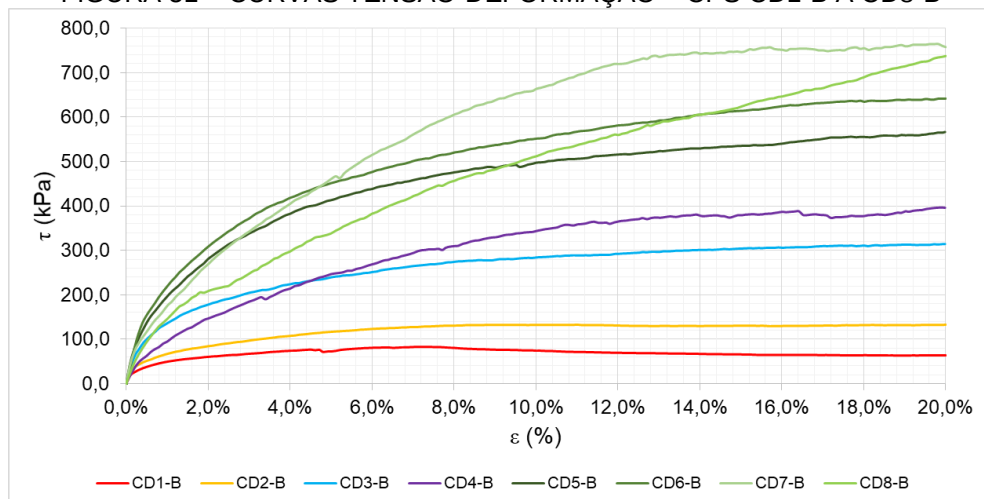
comportamento do solo em deformações superiores a 12% pode ser comprometido em virtude das limitações deste ensaio. Em geral, quando a deformação supera o nível mencionado a área do corpo de prova já foi substancialmente reduzida e pode haver perda de material. Em adição, a não uniformidade das tensões para a ser muito mais relevante nesses casos. Como contorno a esta limitação, foram desenvolvidos ensaios de Cisalhamento Direto com reversão para determinação da resistência residual. Estes ensaios não foram realizados no escopo deste trabalho.

FIGURA 50 – CURVAS DE ADENSAMENTO - CPS CD1-B A CD8-B



FONTE: O autor (2018).

FIGURA 51 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO – CPS CD1-B A CD8-B

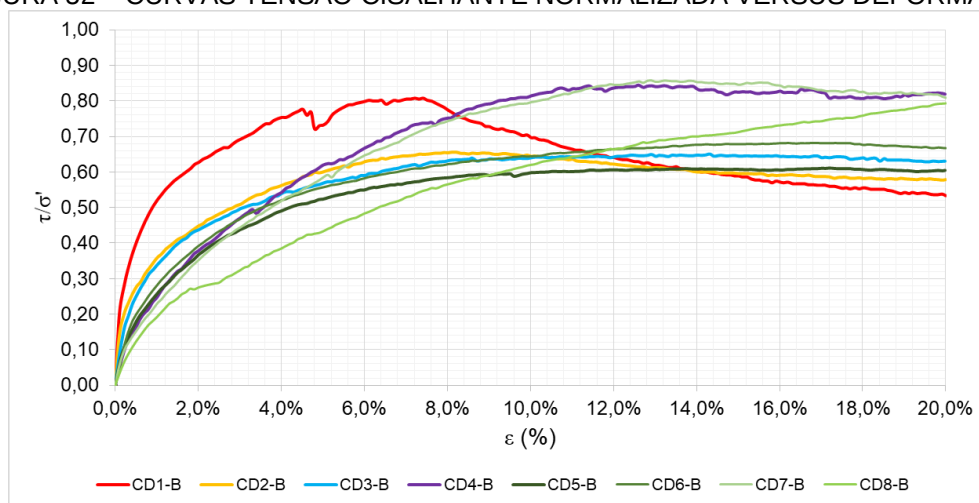


FONTE: O autor (2018).

Apenas o corpo de prova CD1-B, ensaiado na tensão normal de 100 kPa, apresentou pico de resistência. Para todos os outros casos, o solo exibiu comportamento dúctil (característico de argilas normalmente adensadas e areias

fofas) como pode ser melhor observado nas curvas da FIGURA 52. Esse comportamento indica que a tensão de pré-adensamento do Solo B deve se encontrar no intervalo de 100 a 200 kPa. Em função desta característica, o critério de ruptura adotado para o CP que apresentou pico foi o da máxima tensão cisalhante. Em contrapartida, para aqueles que apresentaram comportamento dúctil, foram analisadas as resistências em dois níveis de deformação: 6% e 12%.

FIGURA 52 – CURVAS TENSÃO CISALHANTE NORMALIZADA VERSUS DEFORMAÇÃO

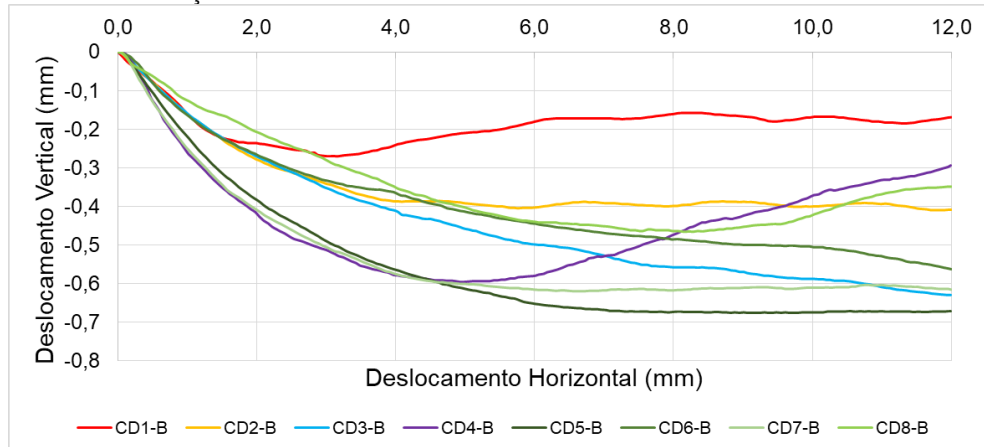


FONTE: O autor (2018).

Da análise da FIGURA 52 pode-se perceber que os CPs CD2-B, CD3-B, CD5-B e CD6-B apresentam comportamento tensão-deformação semelhante em virtude da proximidade das curvas normalizadas. Isso indica uniformidade no comportamento destes corpos de prova. De forma análoga, os corpos de prova CD4-B e CD7-B possuem forte relação entre si, embora distantes dos anteriormente citados. Devido a este fato, essas curvas foram desconsideradas na construção da envoltória de Mohr-Coulomb. Por outro lado, o corpo de prova CD8-B apresentou comportamento distinto de todos os seus pares ensaiados. Não se observou, nesse caso, a formação de um patamar dúctil bem definido, tendo a tensão cisalhante crescido mesmo em níveis de deformação que sem dúvidas caracterizam a ruptura. Por esta razão o ensaio CD8-B não foi considerado na obtenção dos parâmetros de resistência.

Nas curvas deslocamento vertical *versus* deslocamento horizontal (FIGURA 53), foi verificado comportamento dilatante durante a ruptura para os corpos de prova CD1-B (como esperado, devido à presença de pico na curva tensão-deformação), CD4-B E CD8-B. De modo geral, há predomínio da redução de volume durante o cisalhamento.

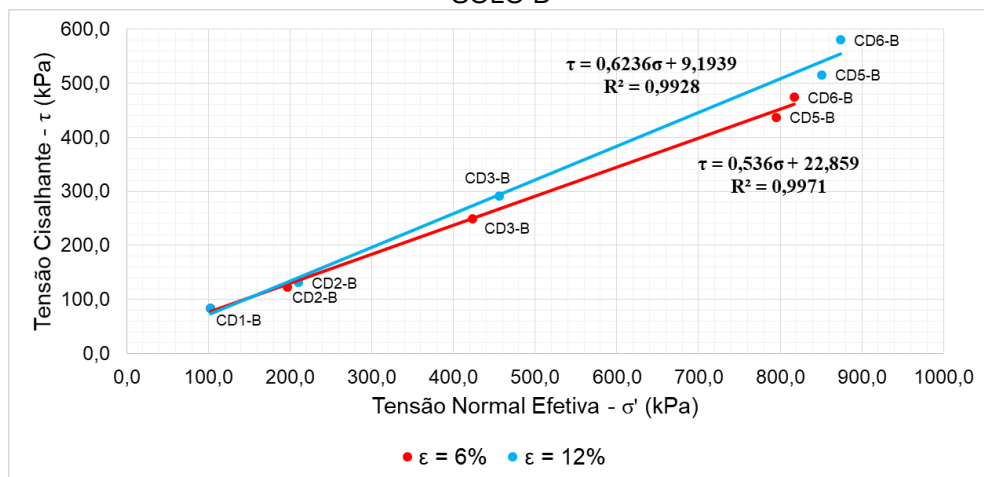
FIGURA 53 – VARIAÇÃO DE ALTURA DURANTE O CISALHAMENTO - CPS CD1-B A CD8-B



FONTE: O autor (2018).

Na FIGURA 54 são apresentadas as envoltórias de resistência para os dois níveis de deformação estudados (6% e 12%). As envoltórias foram obtidas por meio de ajuste linear aos pares tensão normal (σ') - tensão cisalhante (τ) retirados das curvas da FIGURA 51. Os coeficientes de correlação obtidos mostraram-se adequados e próximos à unidade. Percebe-se que o aumento da deformação representa um ganho em termos de ângulo de atrito efetivo e, em contrapartida, uma redução no valor do intercepto coesivo. Os parâmetros de resistência obtidos são sumarizados na TABELA 10.

FIGURA 54 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA O ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO - SOLO B



FONTE: O autor (2018).

TABELA 10 – RESUMO DOS ENSAIOS CD PARA O SOLO B

Deformação	Intercepto Coesivo (c')	Ângulo de Atrito (ϕ')
(%)	kPa	(°)
6	22,86	28,19
12	9,19	31,95

FONTE: O autor (2018).

Em termos de variação dos parâmetros de resistência com a deformação, identifica-se um aumento percentual de 11,77% no ângulo de atrito e uma redução de 22,86% no intercepto coesivo. Esse comportamento é esperado visto que uma vez vencidas as forças devidas à coesão, a resistência do solo é dada principalmente pela parcela friccional em deformações acima de 10%.

4.2.3 Ensaios *Direct Simple Shear*

De maneira análoga ao ensaio de Cisalhamento Direto, foram ensaiados 8 corpos de prova na prensa DSS. As tensões normais de ensaio e os índices físicos calculados são apresentados na TABELA 11. Para estes ensaios, foram realizadas rupturas em corpos de prova inundados e não inundados: os corpos de prova com numeração ímpar tiveram a fase de percolação ascendente de água e os corpos com índice par foram adensados sem inundação. Ressalta-se que a percolação não apresentou elevada significância no comportamento mecânico da amostra devido ao grau de saturação inicial elevado da amostra (predominantemente maior que 85%).

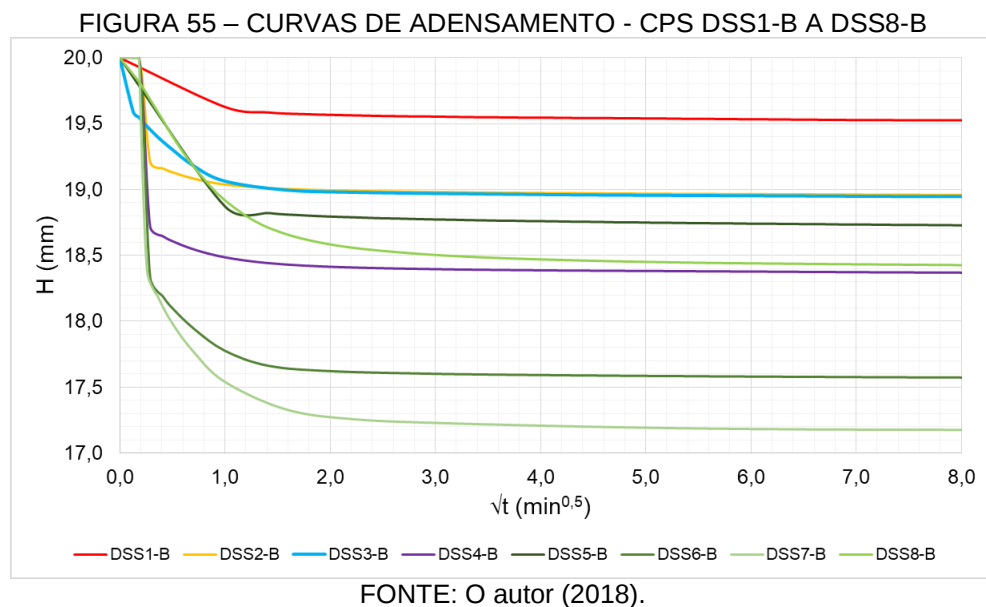
TABELA 11 – DADOS DOS CORPOS DE PROVA UTILIZADOS NOS ENSAIOS DSS NO SOLO B

CP	Tensão Normal	Data	W_i	γ_t	γ_d	e_i	S_i	e_{ad}	W_f	e_f	S_f
	(kPa)		(%)	(kN/m ³)	(kN/m ³)	-	(%)	-	(%)	-	(%)
DSS1-B	100	08/08/18	29,4	20,4	15,8	0,713	100,0	0,672	29,2	0,672	100,0
DSS2-B	100	03/07/18	30,4	19,4	14,8	0,819	100,0	0,721	35,0	0,720	100,0
DSS3-B	200	06/08/18	31,4	19,6	14,9	0,814	100,0	0,715	36,2	0,715	100,0
DSS4-B	200	30/06/18	30,3	18,7	14,4	0,880	92,9	0,723	30,9	0,723	100,0
DSS5-B	400	04/08/18	23,5	19,3	15,6	0,732	86,7	0,621	29,9	0,620	100,0
DSS6-B	400	29/06/18	31,3	17,6	13,4	1,011	83,8	0,763	32,9	0,763	100,0
DSS7-B	800	02/08/18	31,5	19,4	14,8	0,831	100,0	0,570	29,9	0,569	100,0
DSS8-B	800	28/06/18	27,9	19,0	14,9	0,818	92,2	0,671	26,8	0,670	100,0

FONTE: O autor (2018).

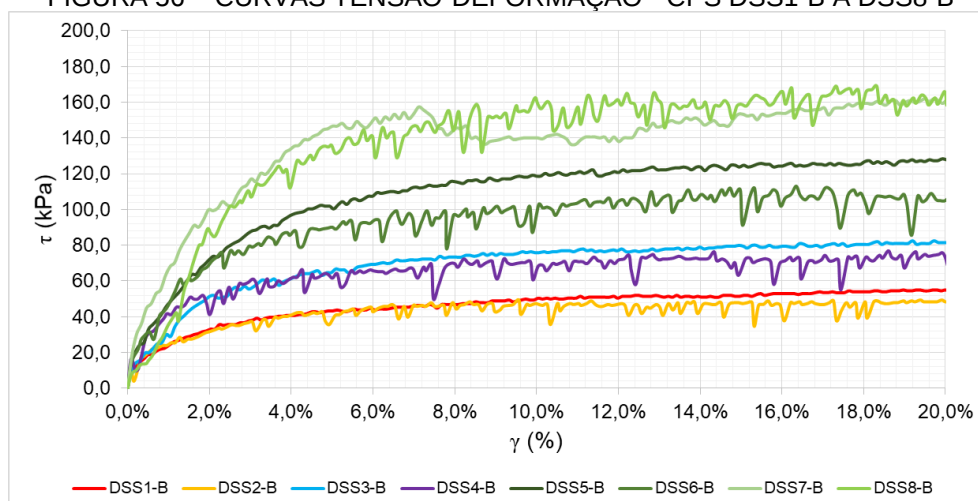
A fase de adensamento foi conduzida até a completa estabilização dos deslocamentos verticais (FIGURA 55). Observa-se que os corpos de prova não

inundados (amostras pares) apresentaram, em geral, maior variação de altura para todos os níveis de tensão estudados. Esse fato está ligado ao maior índice de vazios inicial (e_i) apresentado por estes corpos de prova no momento da moldagem, o que torna estes solos mais compressíveis. A diferença pode estar ligada à heterogeneidade do material estudado. Observa-se, também, que o índice de vazios após a fase de adensamento também mantêm-se mais elevado para as amostras pares. A análise criteriosa do índice de vazios inicial permitiu uma comparação mais correta entre os resultados de resistência ao cisalhamento obtida por diferentes ensaios.



De modo similar aos ensaios do Solo A, os corpos de prova DSS1-B a DSS8-B foram cisalhados mantendo-se a altura constante. As curvas tensão cisalhante *versus* distorção angular (FIGURA 56) apresentam oscilação na devido aos ajustes na tensão vertical a cada incremento de deformação.

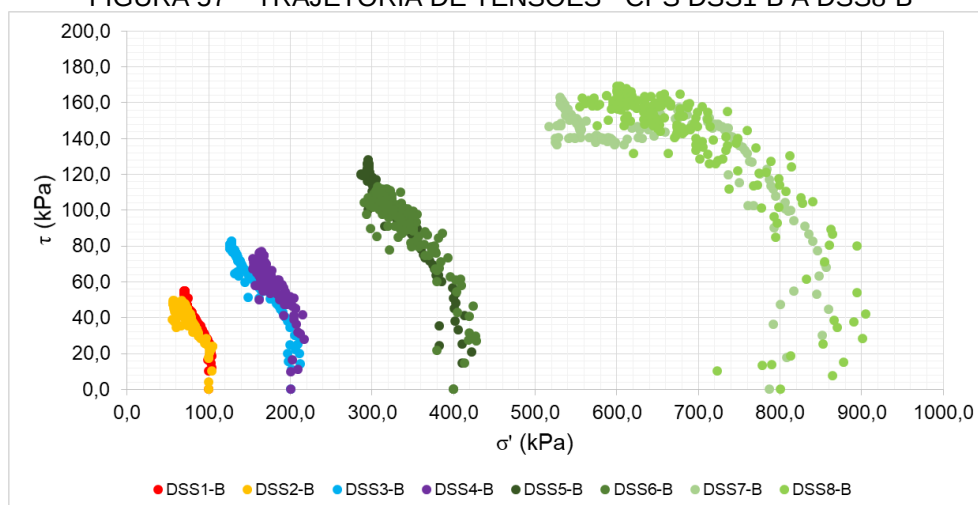
FIGURA 56 – CURVAS TENSÃO-DEFORMAÇÃO - CPS DSS1-B A DSS8-B



FONTE: O autor (2018).

Destaca-se, a partir da análise da FIGURA 56, que os corpos de prova com índices pares apresentam maior oscilação na tensão cisalhante do que aqueles com índice ímpar. Esse fato provavelmente se deve a ajustes realizados nas células de carga da prensa no período entre a realização dos ensaios sem inundação e com inundação, visto que os ensaios foram realizados em diferentes meses (TABELA 11). Apesar desse fato, as curvas obtidas para um mesmo nível de tensão normal apresentaram boa correspondência, excetuando-se a tensão de 400 kPa. Para este nível, as duas curvas obtidas (DSS5-B e DSS6-B) apresentaram uma variação na tensão cisalhante de aproximadamente 20 kPa. Este fenômeno pode ser melhor observado por meio das trajetórias de tensões na FIGURA 57. Nota-se, novamente, uma expressiva redução nas tensões verticais do ensaio devido ao controle de volume, embora em menor magnitude que para as curvas do Solo A (FIGURA 43).

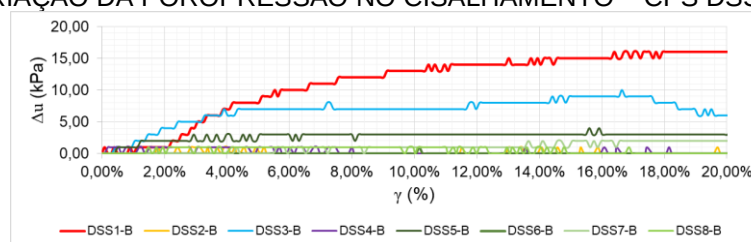
FIGURA 57 – TRAJETÓRIA DE TENSÕES - CPS DSS1-B A DSS8-B



FONTE: O autor (2018).

Foram registradas variações na poropressão (FIGURA 58) durante o cisalhamento das amostras DSS1-B (inferiores a 10 kPa) e DSS3-B (em torno de 15 kPa). Como os ensaios equivalentes em termos de tensão normal (DSS2-B e DSS4-B, respectivamente), nos quais não houve variação da poropressão, apresentaram comportamento mecânico muito semelhante aos primeiramente citados, conclui-se que a variação na pressão neutra não foi significativa a ponto de alterar os resultados obtidos.

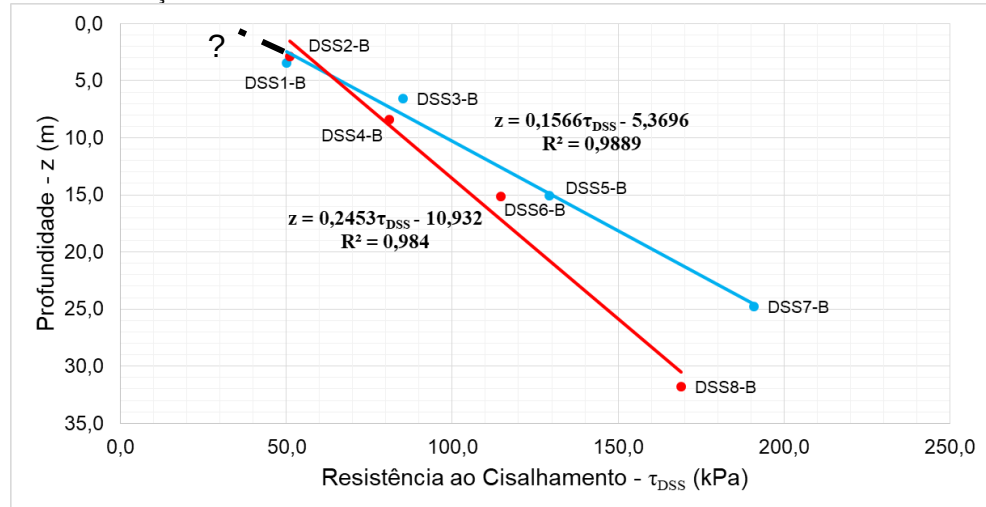
FIGURA 58 – VARIAÇÃO DA POROPRESSÃO NO CISALHAMENTO – CPS DSS1-B A DSS3-B



FONTE: O autor (2018).

As curvas que relacionam a resistência ao cisalhamento obtida pelo ensaio DSS (τ_{DSS}) com a profundidade são apresentadas na FIGURA 59. A curva em vermelho representa o ajuste aos pontos de resistência dos ensaios não inundados e a curva azul dos ensaios inundados. A diferença na inclinação é provavelmente devida aos diferentes índices de vazios iniciais e finais dos corpos de prova do Solo B (TABELA 9). Ressalta-se, desse modo, a alta influência da heterogeneidade espacial do estado do solo nas suas propriedades mecânicas. Ainda assim, percebe-se que ambas as curvas possuem fator de ajuste apropriado.

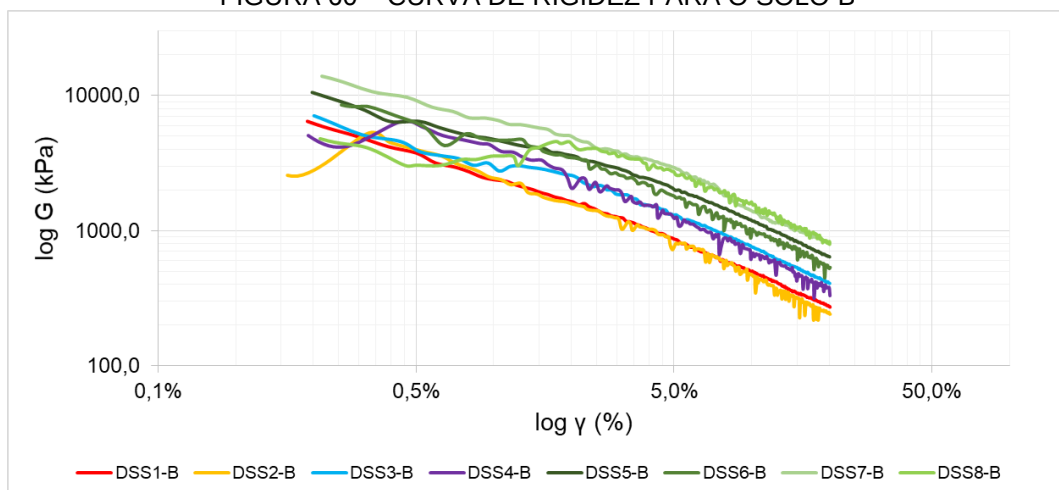
FIGURA 59 – VARIAÇÃO DA RESISTÊNCIA DO SOLO B COM A PROFUNDIDADE – ENSAIO DSS



FONTE: O autor (2018).

Neste trabalho, serão adotados os valores de resistência fornecidos pela curva azul em virtude da maior correspondência do índice de vazios destes corpos de prova com os equivalentes, em termos de tensão vertical, do ensaio de Cisalhamento Direto. Em adição, para efeitos de comparação com o ensaio de Cisalhamento Direto – sempre realizado na condição inundada – é preferível a utilização da resistência obtida a partir de ensaios realizados com esta fase. Finalmente, na FIGURA 60 são apresentadas as curvas de variação da rigidez com a deformação para o Solo B.

FIGURA 60 – CURVA DE RIGIDEZ PARA O SOLO B



FONTE: O autor (2018).

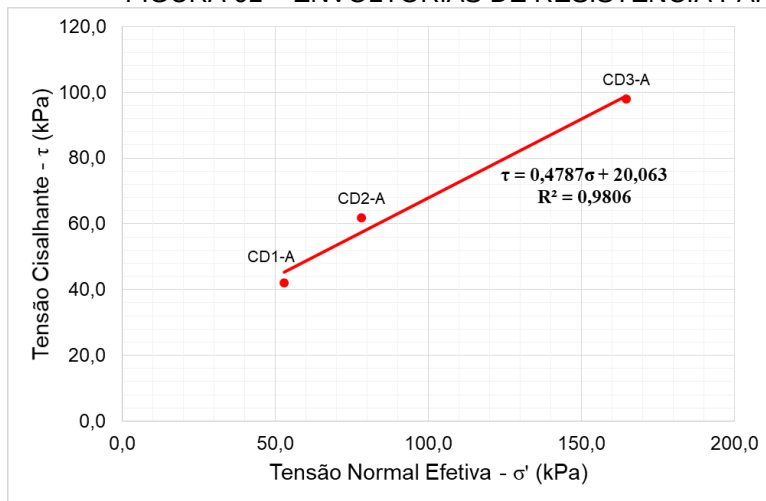
4.3 COMENTÁRIOS SOBRE OS ENSAIOS REALIZADOS

Com o objetivo de avaliar as possíveis diferenças entre os modos de ruptura desenvolvidos nos ensaios de Cisalhamento Direto e *Direct Simple Shear*, foram realizadas campanhas de ensaios em corpos de prova provenientes de solos com características granulométricas distintas. De modo geral, é observado na literatura uma boa correspondência entre os resultados obtidos a partir das duas metodologias de ensaio (MEIL et al., 2016; AIREY E WOOD, 1987; CORTE, 2016). Entretanto, em todos os ensaios em que esta condição se verificou, a tensão vertical foi mantida constante durante a ruptura do solo.

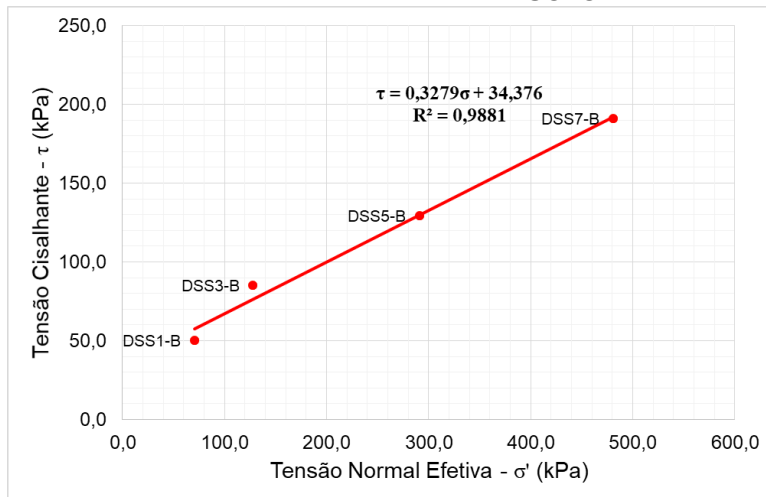
O equipamento desenvolvido por Bjerrum e Landva (1966) foi utilizado, primordialmente, para conduzir ensaios não drenados em argilas saturadas. Devido às dificuldades de impedir a drenagem em prensas DSS, costuma-se realizar o ensaio mantendo-se o volume da amostra constante (BJERRUM E LANDVA, 1966; DYVIK et al., 1987). Este artifício simula a condição de carregamento não drenada. A prensa utilizada na campanha de ensaios deste trabalho apresenta o mesmo princípio de funcionamento e não permite a variação de volume sob uma tensão constante. Verificou-se experimentalmente que esta limitação afeta consideravelmente a obtenção de parâmetros drenados – a influência da variação da tensão vertical parece influenciar em grande medida a magnitude das tensões cisalhantes desenvolvidas nos corpos de prova.

A influência do controle de volume foi detectada de maneira mais acentuada na obtenção dos parâmetros de resistência drenados (c' e ϕ') a partir dos resultados experimentais. O traçado das envoltórias de Mohr-Coulomb (FIGURA 61) permitiu observar grandes diferenças entre o ângulo de atrito e o intercepto coesivo obtidos por meio do ensaio de cisalhamento direto e DSS.

FIGURA 61 – ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA PARA OS ENSAIOS DSS



SOLO A



SOLO B

FONTE: O autor (2018).

DSS

$$\phi' = 25,58^\circ$$

$$c' = 20,06 \text{ kPa}$$

CISALHAMENTO DIRETO

$$\phi' = 38,32^\circ$$

$$c' = 0,00 \text{ kPa}$$

DSS

$$\phi' = 18,15^\circ$$

$$c' = 34,38 \text{ kPa}$$

CISALHAMENTO DIRETO

$$\phi' = 31,95^\circ$$

$$c' = 9,19 \text{ kPa}$$

Na opinião do autor, a hipótese principal para as grandes diferenças encontradas está ligada à variação da tensão vertical durante o cisalhamento nos ensaios *Direct Simple Shear*. Esse fato também foi detectado nos ensaios levados a cabo por Babalola (2016). A autora afirma que diversos fatores podem ocasionar as diferenças que se observa entre os ensaios, dentre eles a perturbação de amostras, os diferentes tempos de adensamento (com pequena significância) e taxa de deformação. Entretanto, após a análise de todas estas possibilidades, a autora concluiu que as diferenças podem ser devidas aos diferentes mecanismos de cisalhamento existentes em cada ensaio.

Corroborando esta hipótese, o presente estudo mostra que as variações na tensão vertical e, conseqüentemente, a não variação do volume geram um estado de cisalhamento diferenciado que distancia o *Direct Simple Shear* do Cisalhamento

Direto. Esse fato se evidencia nos resultados obtidos para o Solo A: com granulometria predominantemente arenosa, não eram esperadas significativas diferenças expressivas entre ensaios drenados e não drenados neste solo. Ainda assim, os resultados obtidos foram divergentes para o Cisalhamento Direto (drenado) e o DSS (não drenado). Logo, a variação da tensão vertical mostra-se uma importante variável nesta questão.

Como o modo de deformação e o desenvolvimento das tensões cisalhantes ainda é objeto de discussão no que tange ao ensaio DSS, o maior entendimento destes mecanismos se faz necessário para aumentar a confiabilidade dos resultados. Em complemento, como explorado por Airey e Wood (1987), o efeito cumulativo da rotação dos planos em que atuam as tensões principais pode levar a uma redução da resistência do solo que ainda não é inteiramente compreendida.

Dessa forma, uma análise criteriosa dos resultados deve ser realizada, especialmente no caso de ensaios conduzidos a volume constante, com o objetivo de se obter parâmetros drenados. A fim de contribuir para o entendimento da abrangência destas diferenças entre os ensaios, algumas análises paramétricas voltadas para a estabilidade de taludes serão apresentadas no próximo capítulo.

5 APLICAÇÃO EM ESTABILIDADE DE TALUDES

No presente capítulo é realizado um estudo de estabilidade de taludes em uma superfície genérica com o objetivo de avaliar parametricamente a variação dos fatores de segurança a depender dos ensaios de resistência adotados e da inclinação do talude. Neste trabalho, utilizou-se o *software* SLOPE/W, do pacote GEOSTUDIO (KRAHN, 2004).

O SLOPE/W é um programa que utiliza a teoria do equilíbrio limite para cálculo do fator de segurança (F.S.) em taludes de solo ou rochas. Simplificadamente, foram inicialmente inseridos os parâmetros geotécnicos do material (Solo B) determinados na campanha de ensaios laboratoriais. Na sequência, a geometria do talude foi desenhada na interface do *software*. Para esta análise simplificada, a geometria foi arbitrada a fim de facilitar as análises. O solo foi considerado completamente saturado e, portanto, não foram abordadas questões como a não-saturação e a variação da linha piezométrica.

Em todas as análises, foi utilizado o método de equilíbrio limite de Morgenstern & Price (1965). A escolha do método se deu pela sua rigorosidade e a possibilidade de aplicação em abordagens mais genéricas. Adicionalmente, a utilização tanto do equilíbrio de forças como de momentos contribuiu para a escolha desta metodologia de análise.

5.1 OBJETIVO E PARÂMETROS DE ENTRADA

A estabilidade de taludes representa uma parcela significativa das análises no contexto da Engenharia Geotécnica. Do ponto de vista técnico, um talude representa uma massa de solo submetida a forças devidas ao peso, ao escoamento da água e à resistência ao cisalhamento (FIORI, 2016). Basicamente, um estudo de estabilidade leva em consideração o equilíbrio entre estas três forças.

O objetivo do presente estudo é, de maneira simplificada, conduzir uma análise paramétrica de estabilidade de taludes variando-se a proveniência da resistência ao cisalhamento do Solo B anteriormente apresentado. Para tanto, serão utilizados resultados de ensaios de Cisalhamento Direto e *Direct Simple Shear*, analisando-se também a influência da inclinação do talude (i) na estabilidade. A geometria do talude foi arbitrada, fixando-se sua altura em 20 m (FIGURA 62) e

desconsiderando-se a linha freática. O solo foi considerado saturado em toda a extensão do talude. Os parâmetros adotados para cada análise são apresentados na TABELA 12.

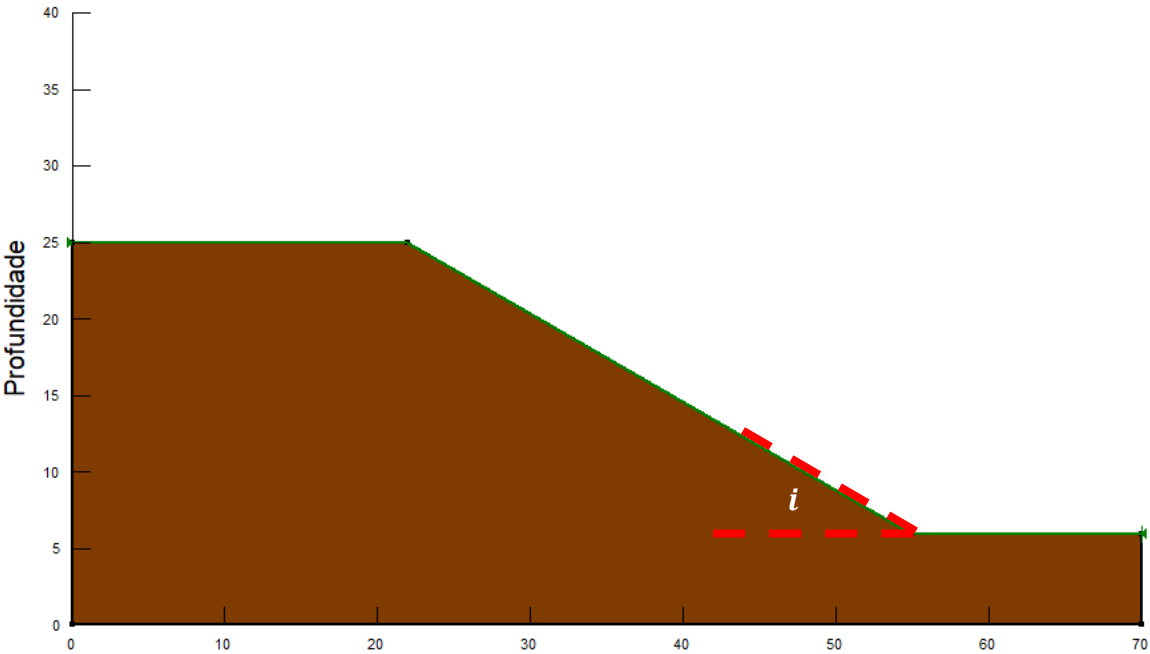
TABELA 12 – PARÂMETROS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE REALIZADAS

Análise	H	Inclinação (<i>i</i>)	Peso Específico	Ensaio de Resistência	Parâmetro de Resistência
	(m)	(°)	(kN/m³)		
ET-01	20	30	19,40	CD	$c = 9,19 \text{ kPa}$ e $\phi = 31,95^\circ$
ET-02		35		CD	$c = 9,19 \text{ kPa}$ e $\phi = 31,95^\circ$
ET-03		40		CD	$c = 9,19 \text{ kPa}$ e $\phi = 31,95^\circ$
ET-04		45		CD	$c = 9,19 \text{ kPa}$ e $\phi = 31,95^\circ$
ET-05		50		CD	$c = 9,19 \text{ kPa}$ e $\phi = 31,95^\circ$
ET-06		30		DSS	$\tau_{DSS} = 6,3857z + 34,2886$
ET-07		35		DSS	$\tau_{DSS} = 6,3857z + 34,2886$
ET-08		40		DSS	$\tau_{DSS} = 6,3857z + 34,2886$
ET-09		45		DSS	$\tau_{DSS} = 6,3857z + 34,2886$
ET-10		50		DSS	$\tau_{DSS} = 6,3857z + 34,2886$
ET-11		30		DSS	$c = 34,38 \text{ kPa}$ e $\phi = 18,15^\circ$
ET-12		35		DSS	$c = 34,38 \text{ kPa}$ e $\phi = 18,15^\circ$
ET-13		40		DSS	$c = 34,38 \text{ kPa}$ e $\phi = 18,15^\circ$
ET-14		45		DSS	$c = 34,38 \text{ kPa}$ e $\phi = 18,15^\circ$
ET-15		50		DSS	$c = 34,38 \text{ kPa}$ e $\phi = 18,15^\circ$

FONTE: O autor (2018).

Os parâmetros de resistência utilizados nas análises de estabilidade foram obtidos por meio das curvas apresentadas na FIGURA 54 (envoltórias de Mohr-Coulomb para os ensaios de Cisalhamento Direto), na FIGURA 59 (determinação de τ_{DSS}) e na FIGURA 61 (envoltória de Mohr-Coulomb para os ensaios DSS).

FIGURA 62 – GEOMETRIA DO TALUDE GENÉRICO UTILIZADO NAS ANÁLISES



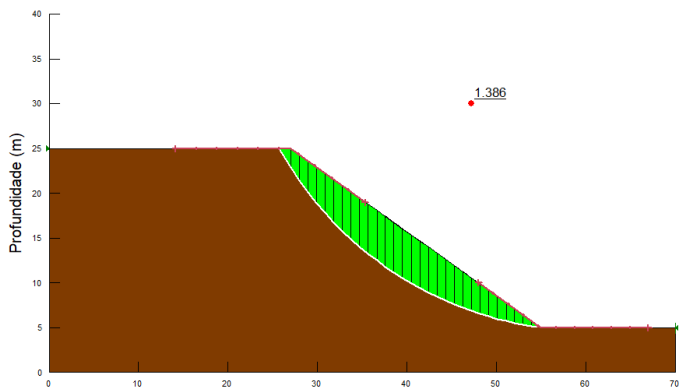
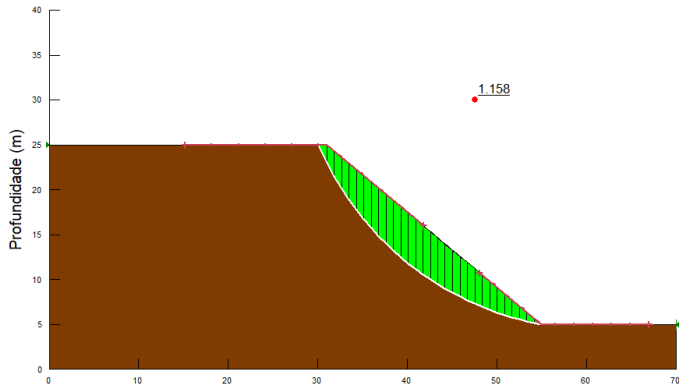
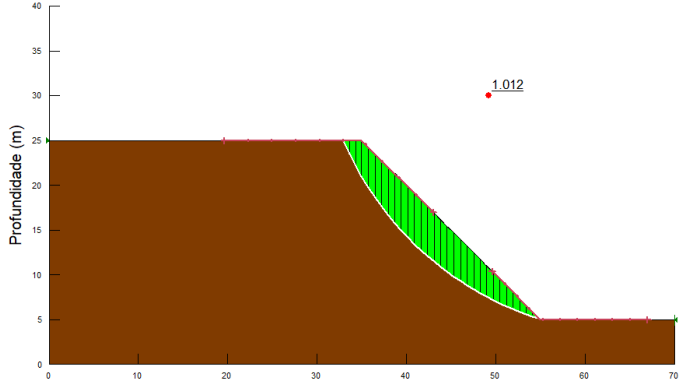
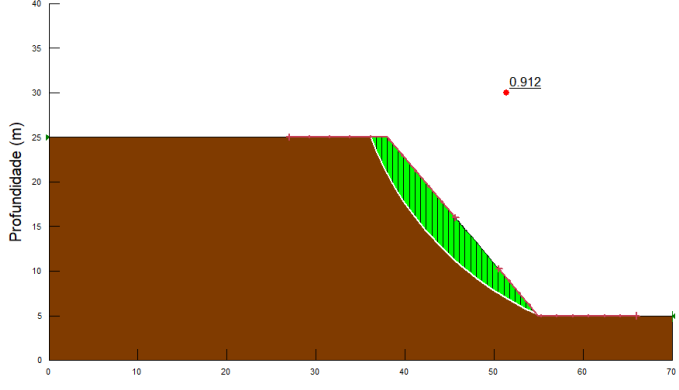
FONTE: O autor (2018).

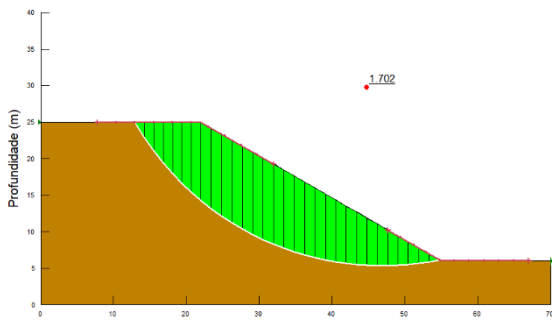
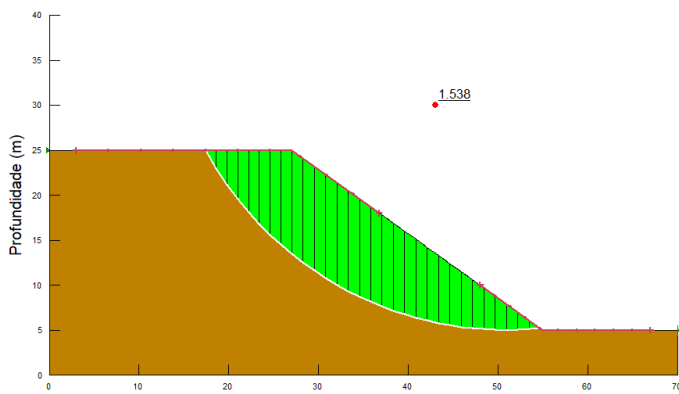
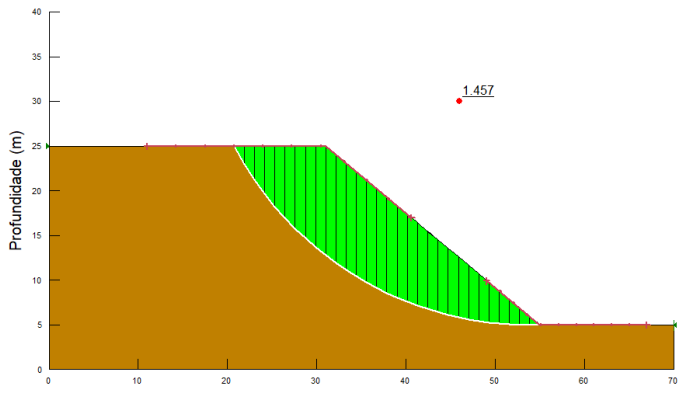
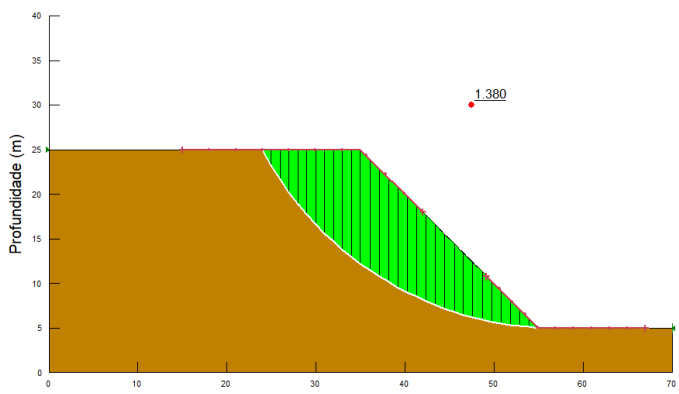
5.2 RESULTADOS E DISCUSSÃO

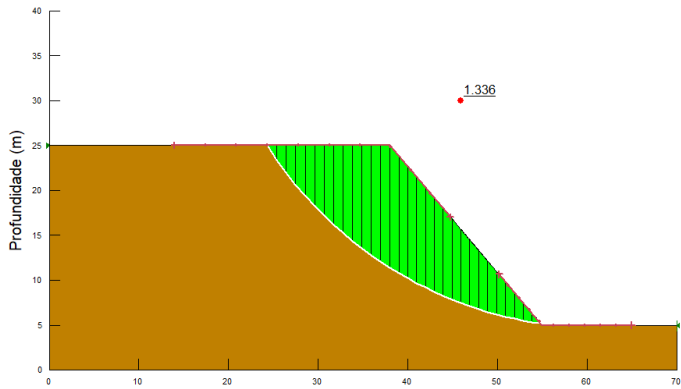
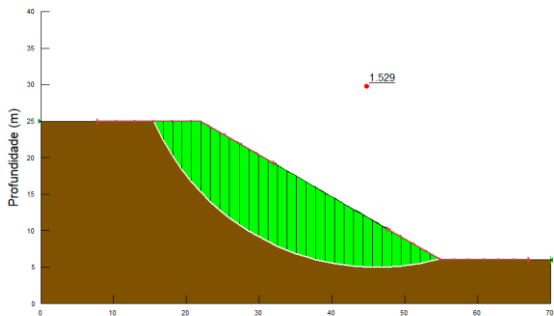
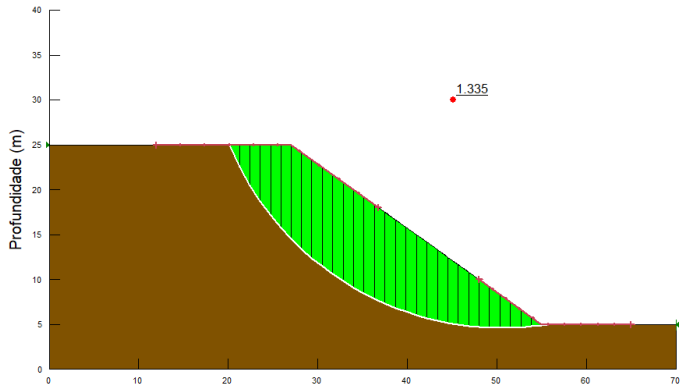
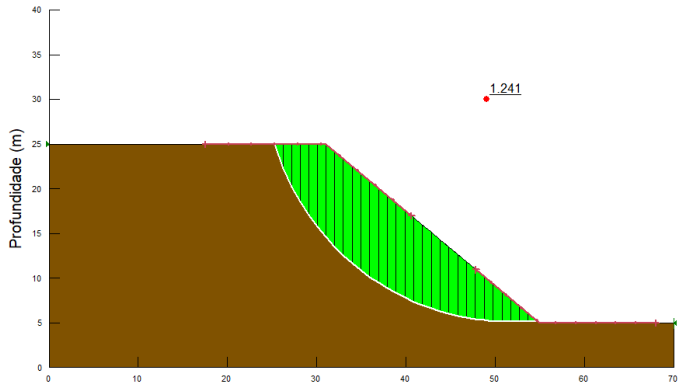
Foram realizadas 15 análises de estabilidade variando-se a resistência do Solo B e a inclinação da superfície. As superfícies de ruptura críticas encontradas são apresentadas no QUADRO 5. Os fatores de segurança mínimos são sumarizados na TABELA 13.

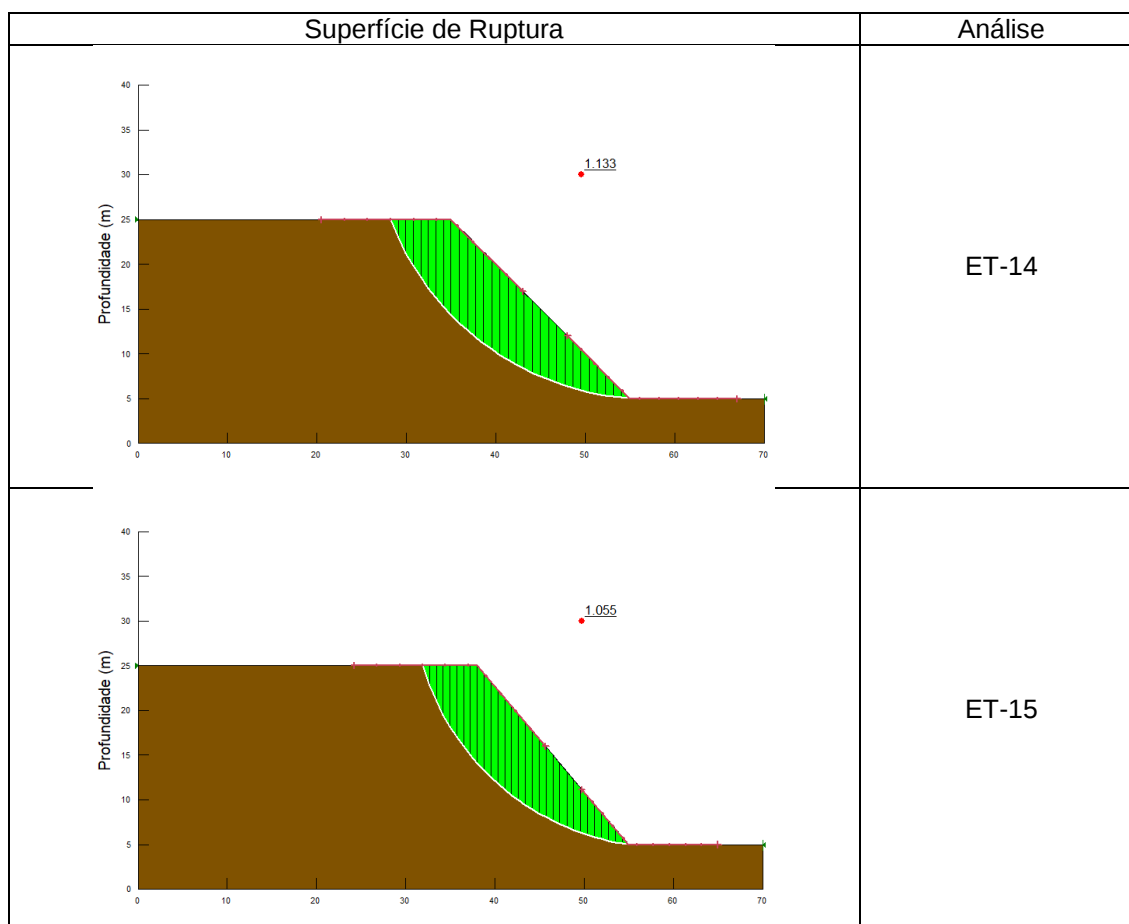
QUADRO 5 – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE DE TALUDES REALIZADAS

Superfície de Ruptura	Análise
O gráfico mostra a geometria de um talude genérico com a superfície de ruptura crítica destacada em verde. Um ponto vermelho no gráfico indica o fator de segurança mínimo de 1.532.	ET-01

Superfície de Ruptura	Análise
	ET-02
	ET-03
	ET-04
	ET-05

Superfície de Ruptura		Análise
		ET-06
		ET-07
		ET-08
		ET-09

Superfície de Ruptura		Análise
 The graph for ET-10 shows a cross-section of a slope with a failure surface. The y-axis is labeled 'Profundidade (m)' and ranges from 0 to 40. The x-axis ranges from 0 to 70. A failure surface is shown as a curve starting at (25, 25) and ending at (55, 5). The area above the failure surface is shaded green with vertical lines. A red dot on the failure surface is labeled '1.336'.		ET-10
 The graph for ET-11 shows a cross-section of a slope with a failure surface. The y-axis is labeled 'Profundidade (m)' and ranges from 0 to 40. The x-axis ranges from 0 to 70. A failure surface is shown as a curve starting at (20, 25) and ending at (55, 5). The area above the failure surface is shaded green with vertical lines. A red dot on the failure surface is labeled '1.529'.		ET-11
 The graph for ET-12 shows a cross-section of a slope with a failure surface. The y-axis is labeled 'Profundidade (m)' and ranges from 0 to 40. The x-axis ranges from 0 to 70. A failure surface is shown as a curve starting at (25, 25) and ending at (55, 5). The area above the failure surface is shaded green with vertical lines. A red dot on the failure surface is labeled '1.335'.		ET-12
 The graph for ET-13 shows a cross-section of a slope with a failure surface. The y-axis is labeled 'Profundidade (m)' and ranges from 0 to 40. The x-axis ranges from 0 to 70. A failure surface is shown as a curve starting at (25, 25) and ending at (55, 5). The area above the failure surface is shaded green with vertical lines. A red dot on the failure surface is labeled '1.241'.		ET-13



FONTE: O autor (2018).

TABELA 13 – RESUMO DOS FATORES DE SEGURANÇA OBTIDOS COM AS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

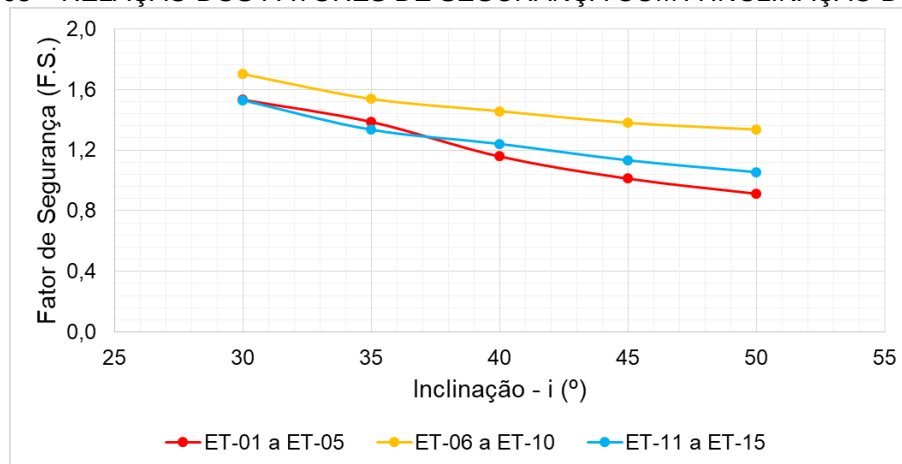
Análise	Ensaio	Critério de Ruptura	Inclinação - i ($^{\circ}$)	F.S. mínimo
ET-01	CD	Mohr-Coulomb	30	1,532
ET-02	CD	Mohr-Coulomb	35	1,386
ET-03	CD	Mohr-Coulomb	40	1,158
ET-04	CD	Mohr-Coulomb	45	1,012
ET-05	CD	Mohr-Coulomb	50	0,912
ET-06	DSS	$\tau_{DSS} = f(z)$	30	1,702
ET-07	DSS	$\tau_{DSS} = f(z)$	35	1,538
ET-08	DSS	$\tau_{DSS} = f(z)$	40	1,457
ET-09	DSS	$\tau_{DSS} = f(z)$	45	1,380
ET-10	DSS	$\tau_{DSS} = f(z)$	50	1,336
ET-11	DSS	Mohr-Coulomb	30	1,529
ET-12	DSS	Mohr-Coulomb	35	1,335
ET-13	DSS	Mohr-Coulomb	40	1,241
ET-14	DSS	Mohr-Coulomb	45	1,133
ET-15	DSS	Mohr-Coulomb	50	1,055

FONTE: O autor (2018).

De modo geral, observa-se que as análises de estabilidade realizadas utilizando-se dados provenientes dos ensaios *Direct Simple Shear* considerando a variação da resistência do solo (τ_{DSS}) com a profundidade (ET-06 a ET-10) forneceu

fatores de segurança mais elevados (FIGURA 63). No caso da utilização do critério de Mohr-Coulomb para obtenção dos parâmetros de resistência, observa-se maior proximidade entre os F.S. obtidos com os resultados provenientes dos ensaios CD e DSS, especialmente para inclinações inferiores a 40°.

FIGURA 63 – RELAÇÃO DOS FATORES DE SEGURANÇA COM A INCLINAÇÃO DO TALUDE



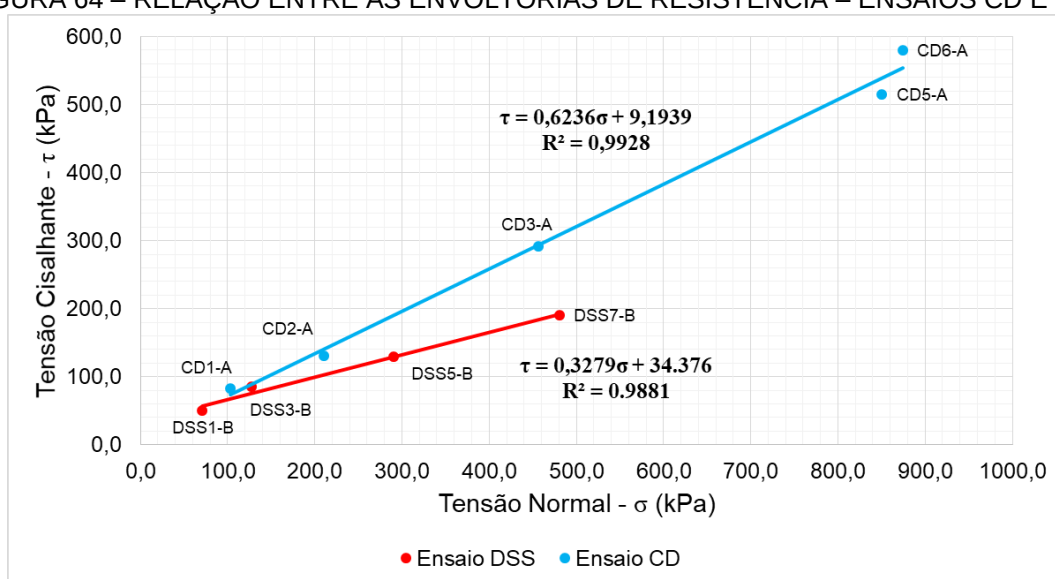
FONTE: O autor (2018).

Ressalta-se, entretanto, que as superfícies críticas de ruptura ET-06 a ET-15 ilustradas no QUADRO 5 apresentam profundidade consideravelmente superior às das análises ET-01 a ET-05. Esse fato permite traçar alguns comentários a respeito da variação da resistência do solo a depender do ensaio e do critério de ruptura utilizado:

- Analisando-se a resistência dada pelo critério de Mohr-Coulomb, as diferenças em termos de fator de segurança entre as resistências obtidas pelos ensaios CD (ET-01 a ET-05) e DSS (ET-11 a ET-15) não ultrapassam 4,00% para as inclinações de 30° e 35°, chegando a 15,68% para a inclinação de 50°. Esse fato evidencia que a redução no ângulo de atrito do Solo B evidenciada na FIGURA 61 é compensada, em termos de resistência ao cisalhamento, pelo elevado intercepto coesivo obtido – ao menos para as estabilidades aqui consideradas. Ressalta-se, entretanto, que embora a aplicação não traduza significativas diferenças entre os resultados dos ensaios, espera-se que a maior parte da resistência do Solo B se dê pela parcela friccional, não parecendo ser razoável a suposição da existência de uma parcela coesiva tão elevada conforme sugerido pelo ensaio DSS;

- Embora a resistência do solo seja proveniente do mesmo ensaio para as análises ET-06 a ET-15, são observadas variações significativas nos fatores de segurança ligadas à utilização de diferentes critérios de ruptura. De modo geral, o uso da variação da tensão cisalhante (τ_{DSS}) com a profundidade fornece fatores de segurança maiores do que utilizando-se parâmetros de resistência pelo ajuste de Mohr-Coulomb;
- Considerando-se as análises utilizando a envoltória de resistência, observa-se que os resultados provenientes do ensaio de Cisalhamento Direto fornecem maiores fatores de segurança para superfícies de ruptura profundas. Por outro lado, a resistência obtida pelo DSS resulta em maiores F.S. para rupturas mais próximas à superfície do talude. Este fenômeno pode ser melhor observado na FIGURA 64. O ponto de encontro das duas envoltórias de resistência (em torno de 100 kPa) indica que para tensões normais acima deste valor a maior resistência é proporcionada pelo ensaio de Cisalhamento Direto; analogamente, para níveis de tensão menores, predomina a resistência dada pelo DSS. Em outras palavras, o ensaio CD é mais conservador para profundidades de ruptura menores enquanto o DSS assume esta posição em rupturas de maiores proporções;

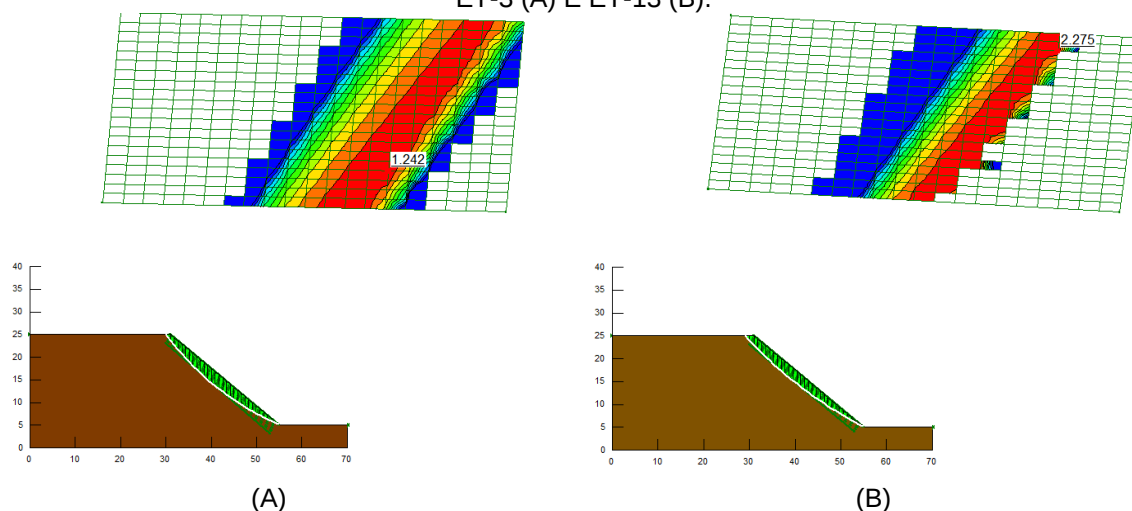
FIGURA 64 – RELAÇÃO ENTRE AS ENVOLTÓRIAS DE RESISTÊNCIA – ENSAIOS CD E DSS



FONTE: O autor (2018).

De maneira geral, as rupturas ocorridas nas análises ET-06 a ET-15 não se manifestam na prática devido à magnitude da superfície de ruptura. Com essa perspectiva, realizou-se mais um ciclo de análises de estabilidade a fim de investigar o comportamento dos fatores de segurança na ocorrência de rupturas rasas, comprovando o fato identificado na FIGURA 64. Para tanto, utilizando os mesmos parâmetros da TABELA 12, limitou-se a ocorrência da superfície de ruptura a uma profundidade de 2,50 m. Na FIGURA 65, a título de exemplo, são apresentadas as superfícies obtidas para as análises ET-03 e ET-13.

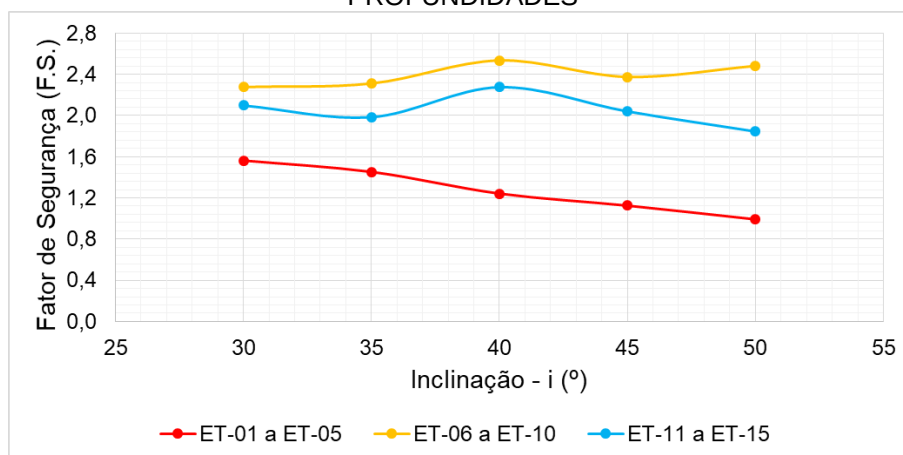
FIGURA 65 – ANÁLISES DE ESTABILIDADE COM SUPERFÍCIE DE RUPTURA LIMITADA PARA ET-3 (A) E ET-13 (B).



FONTE: O autor (2018).

Os fatores de segurança obtidos (FIGURA 66) indicam que, para este caso, o ensaio de Cisalhamento Direto fornece resultados mais conservadores para as análises em pequena profundidade. Como esperado, as análises realizadas tendo como parâmetros de entrada os resultados de ensaios DSS forneceram fatores de segurança elevados. Observa-se, inclusive, um aumento no fator de segurança com o aumento na inclinação do talude. Isso deve-se à provável tendência de a superfície de ruptura crítica ser mais profunda com o aumento da inclinação, o que conduz ao comportamento observado.

FIGURA 66 – FATORES DE SEGURANÇA PARA ANÁLISES DE RUPTURAS EM PEQUENAS PROFUNDIDADES



FONTE: O autor (2018).

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O objetivo do presente trabalho foi contribuir para o entendimento da influência do mecanismo de ruptura para a escolha de ensaios de avaliação da resistência do solo para fins de Engenharia. Nesse contexto, as condições de drenagem, a velocidade de carregamento e o mecanismo de ruptura de cada ensaio são fatores determinantes no processo decisório de especificação da investigação geotécnica experimental necessária. Especificamente, foram abordados os ensaios de Cisalhamento Direto – consagrado no meio profissional – e o *Direct Simple Shear* (DSS).

Pôde-se observar a grande relevância dos ensaios de cisalhamento simples nas aplicações de Engenharia. Ao contrário do Cisalhamento Direto – cujo mecanismo de ruptura não é observado na realidade – o cisalhamento simples ocorre na maior parte das superfícies de rupturas de taludes, fundações superficiais e profundas e ainda em aplicações *offshore* no caso de ensaios dinâmicos. Desse modo, pode-se concluir que o mecanismo de ruptura que é mobilizado durante um ensaio DSS pode ser mais representativo do que acontece em campo a depender da aplicação.

Na investigação experimental conduzida, foram analisados dois solos com características distintas. Para ambos observaram-se diferenças significativas entre a resistência do solo proveniente de cada ensaio. Como essa diferença foi observada tanto em um solo coesivo-friccional (Solo B) quanto em um solo puramente arenoso – o Solo A, no qual as diferenças entre ensaios drenados e não drenados não são significativas –, a principal hipótese levantada é a de que a variação da tensão vertical nos ensaios a volume constante possui grande influência na mobilização da resistência do solo ao cisalhamento. Landva (2008) afirmou que o modo de ruptura e as limitações do equipamento DSS podem conduzir a uma interpretação extremamente conservadora da resistência do solo, o que também verificou-se, em termos de ângulo de atrito, neste trabalho. Os estudos do autor reanalisaram suas próprias conclusões da década de 60, reforçando o caráter contínuo da evolução do conhecimento acerca do cisalhamento simples.

A utilização dos ensaios obtidos na investigação experimental para a análise paramétrica de estabilidade de taludes permitiu observar que as diferenças nos parâmetros de resistência não se traduzem da mesma forma em termos de fator de segurança. Ao que parece, o intercepto coesivo obtido a partir dos ensaios DSS evita

que a redução do ângulo de atrito represente uma queda na resistência ao cisalhamento. Entretanto, os resultados não parecer ser condizentes com o real comportamento mecânico do solo que, para o estudo realizado, seria preponderantemente friccional.

Em termos comparativos, os resultados das análises de estabilidade indicaram um decréscimo do fator de segurança com o aumento da inclinação do talude, como esperado. Os resultados críticos apontaram semelhança do fator de segurança para os estudos utilizando o critério de Mohr-Coulomb. Entretanto, as superfícies de ruptura críticas para os parâmetros vindos do ensaio de Cisalhamento Direto são menos profundas – e, portanto, mais condizentes com a grande maioria dos problemas práticos. Como conclusão final, as análises indicaram que para rupturas rasas o limite da segurança é regido por ensaios de Cisalhamento Direto enquanto que para rupturas profundas por ensaios de cisalhamento simples (DSS). Esse comportamento foi confirmado em análises complementares com limitação da profundidade de ruptura do solo.

Na opinião do autor e com base na bibliografia referenciada, os ensaios DSS realizados sob tensão vertical constante podem resultar em parâmetros de resistência do solo mais próximos da realidade devido ao seu comportamento mecânico mais próximo do desenvolvido pelo solo quando solicitado. Isso se deve ao fato de que o mecanismo de ruptura por indução de distorções angulares aproxima-se mais à teoria do cisalhamento e supera diversas limitações inerentes ao Cisalhamento Direto, podendo fornecer soluções de Engenharia mais racionais. Para os estudos aqui realizados, esta hipótese necessita de confirmação experimental.

Por fim, ressalta-se a importante necessidade de compreensão dos modos de ruptura e carregamento do solo no processo decisório de especificação de ensaios de laboratório no contexto da Engenharia Civil. A grande variedade de ensaios possibilita uma gama de escolhas para diversos casos práticos. Entretanto, de modo geral, o conhecimento necessário para tal tarefa não é totalmente consolidado na atuação dos profissionais da área. Ainda assim, a escolha da metodologia de ensaio correta está diretamente ligada a projetos e obras mais viáveis, seguras e tecnicamente corretas.

Como sugestões e propostas para trabalhos futuros acerca do ensaio *Direct Simple Shear*, pode-se elencar:

- Realização de modelagens numéricas a fim de melhor entender a distribuição de tensões em um corpo de prova submetido ao

cisalhamento simples e sua influência na resistência final obtida por meio do ensaio;

- Realização de ensaios sob tensão vertical constante e com variação volumétrica a fim de comprovar a hipótese levantada neste trabalho sobre as diferenças entre o Cisalhamento Direto e o DSS;
- Aprimoramento da compreensão sobre ensaios DSS realizados com tensão confinante controlada e suas diferenças em relação ao uso de anéis rígidos para o confinamento;
- Inserção dos conceitos do ensaio *Direct Simple Shear* na formação de Engenheiros Civis a fim de aumentar a abrangência dos estudos sobre o tema bem como sua aplicação prática;
- Estudos com retroanálise de escorregamentos utilizando dados provenientes de ensaios DSS.

REFERÊNCIAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Amostras de solos – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** – NBR 6457, 2016.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica.** – NBR 6508, 2016.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Análise Granulométrica.** – NBR 7181, 2016.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos - Método de ensaio.** – NBR 12004, 1990.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos - Método de ensaio.** – NBR 12051, 1991.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Determinação do Limite de Liquidez.** – NBR 6459, 2016.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. **Solo – Determinação do Limite de Plasticidade.** – NBR 7180, 2016.

ABRAMSON, L.W. et al. **Slope Stability and Stabilization Methods.** 2. ed. United States Of America: Wiley, 2001. 736 p.

AIREY, D. W.; WOOD, D. M.. An evaluation of direct simple shear tests on clay. **Géotechnique**, [s.l.], v. 37, n. 1, p.25-35, mar. 1987. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1987.37.1.25>.

ANDERSEN, K. H. Cyclic clay data for foundation design of structures subjected to wave loading. In: **Proceedings of the International Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena**, CBS04, Bochum, Germany. v. 31, p.371–387, 2004.

ANDRESEN, A.; BERRE, T.; KLEVEN, A.; LUNNE, T. Procedures used to obtain soil parameters for foundation engineering in the North Sea. **Marine Georesources & Geotechnology**, v. 3, n. 3, p. 201–266, 1979. Taylor & Francis.

ASTM D4253-16. **Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org.

ASTM D4254-16. **Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density**, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016, www.astm.org.

ASTM. D 3080: Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions. ASTM International, West Conshohocken, USA, 2011.

ASTM. D 6528: Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils. ASTM West Conshohocken, PA, 2007.

BABALOLA, Z. **Direct Shear and Direct Simple Shear Tests**: A Comparative Study of the Strength Parameters and their Dependence on Moisture and Fines Contents, 2016. University of Cape Town.

BAXTER, C. D. P.; BRADSHAW, A. S.; OCHOA-LAVERGNE, M.; HANKOUR, R. DSS Test Results Using Wire-Reinforced Membranes and Stacked Rings. In: **GeoFlorida 2010: Advanced in Analysis, Modeling & Design**, , n. Gsp 199, p. 1885–1894, 2010.

BISHOP, A. W. The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. **Géotechnique**, v. 5, n. 1, p. 7–17, 1955.

BJERRUM, L.; LANDVA, A. Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. **Géotechnique**, v. 16, n. 1, p. 1–20, 1966.

BORIN, Daniel Leon. **The behaviour of saturated kaolin in the simple shear apparatus**. 1973. Tese de Doutorado. University of Cambridge.

BOYLAN, N.; LONG, M. Development of a direct simple shear apparatus for peat. **Geotechnical Testing Journal**, v. 32, n. 2, p. 126–138, 2009. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1520/GTJ101703> Item>. .

BRAJA, M. D. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. Tradução da 7ª edição norte americana. Rio de Janeiro: Cengage Learning, 2011.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. **BS 1377-7: British Standard Methods of test for Soils for Civil Engineering purposes - Part 7 - Shear strength test**. Londres: BSI, 1990.

BUDHU, M. Nonuniformities imposed by simple shear apparatus. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 21, n. 1, p. 125–137, 1984.

BUDHU, Muni. **Soil Mechanics and Foundations**. 3. ed. United States Of America: Wiley, 2010. 780 p.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6 ed. v. 1. Rio de Janeiro: LTC, 1981.

CHRISTIAN, J. T. Discussion of “State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils”. **ASTM International: Laboratory Shear Strength of Soil**, 1981.

CONTROLSGROUP. **Cyclic simple shear**. Disponível em: <<http://www.controls-group.com/eng/soil-mechanics-testing-equipment/cyclic-simple-shear.php>>. Acesso em: 1/7/2018.

CORTE, Marina Bellaver. **Desenvolvimento de Equipamento para Ensaio Simple Shear**. 2016. 177 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

COULOMB, C. A. **Essai sur une application des regles de maximis et minimis a quelques problemes de statique relatifs a l'architecture** (*essay on maximums and minimums of rules to some static problems relating to architecture*). s.l., 1776.

CRAIG, R. F. **Soil Mechanics**. 8. ed. United States Of America: Crc Press, 2012. 584 p.

DAS, Braja. **Advanced Soil Mechanics (English Edition)**. 4. ed. United States Of America: Crc Press, 2013. 634 p.

DE JOSSELIN DE JONG, G. The double sliding, free rotating model for granular assemblies. **Géotechnique**, v. 21, n. 2, p. 155–163, 1971. Thomas Telford Ltd.

DEGROOT, Don J.; GERMAINE, John T.; LADD, Charles C.. Effect of Nonuniform Stresses on Measured DSS Stress-Strain Behavior. **Journal Of Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 120, n. 5, p.892-912, maio 1994. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1994\)120:5\(892\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1994)120:5(892)).

DELL'AVANZI, E. **Introdução à Previsão em Engenharia Geotécnica**. Curitiba - PR, 2014.

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **Solos – Determinação da Densidade Real – Norma Rodoviária – Método de Ensaio**. – DNER-ME 093, 1994.

DOHERTY, J.; FAHEY, M. Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. **Computers and Geotechnics**, v. 38, n. 7, p. 917–924, 2011. Elsevier Ltd. Disponível em: <<http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2011.05.005>>. .

DOUNIAS, G. T.; POTTS, D. M. Numerical Analysis of Drained Direct and Simple Shear Tests. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 12, p. 1870–1891, 1993.

DUNCAN, J. Michael; WRIGHT, Stephen G.; BRANDON, Thomas L. **Soil strength and slope stability**. 1. ed. United States of America: John Wiley & Sons, 2014. 312 p.

DYVIK, R.; BERRE, T.; LACASSE, S.; RAADIM, B. Comparison of truly undrained and constant volume direct simple shear tests. **Géotechnique**, v. 37, n. 1, p. 3–10, 1987. Thomas Telford Ltd.

FABRÍCIO, João Vicente Falabella. **Análises Probabilísticas de Estabilidades de Taludes e Contenções**. 2006. 170 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FAKHARIAN, K.; EVGIN, E. Simple Shear Versus Direct Shear Tests on Interfaces during Cyclic Loading. In: **International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics**. 1995.

FELLENIOUS, W. **Earth stability calculations assuming friction and cohesion on circular slip surfaces**. 1927. W. Ernst & Sohn, Berlin.

FIORI, A. P. **Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas**. 2ª ed. Curitiba - PR: Oficina de Textos, 2016. 604 p.

FONSECA, Ana Paula. **Análise de mecanismos de escorregamento associados a voçorocamento em cabeceira de drenagem na Bacia do rio Bananal (SP/RJ)**. 2006. 373 f. Tese (Doutorado) - Curso de Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Coppe/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FREDLUND, D. G.; KRAHN, J. Comparison of slope stability methods of analysis. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 14, n. 3, p. 429–439, 1977. Disponível em: <<http://www.nrcresearchpress.com/doi/10.1139/t77-045>>. .

GERSCOVICH, D. M. S. **Estabilidade de Taludes**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016. 192 p.

GHOLAMI, Mahsa. **Shear Behaviour of Oil Sand Fine Tailings in simple shear and triaxial devices**. 2014. 172 f. Tese (Doutorado) - Curso de Ottawa-carleton Institute Of Civil And Environmental Engineering, Department Of Civil And Environmental Engineering, Carleton University, Northfield, 2014.

GIBSON, R. E.; HENKEL, D. J. Influence of duration of tests constant rate of strain on measured “drained” strenght. **Géotechnique**, v. 4, n. 1, p. 6–15, 1954.

GROGNET, Matthieu. **The Boundary Conditions In Direct Simple Shear Tests**: Developments for peat testing at low normal stress. 2011. 92 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Faculty Of Applied Earth Science, Delft University Of Technology, Delft, 2011.

HANZAWA, H.; NUTT, N.; LUNNE, T.; TANG, Y. X.; LONG, M. A comparative study between the NGI direct simple shear apparatus and the MIKASA direct Shear apparatus. **Soils and Foundations**, v. 47, n. 1, p. 47–58, 2007.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing, Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests** (Volume 2). 2ª ed. Londres - UK: Pentech Press, London, England, 1994.
<http://scholarsmine.mst.edu/icrageesd/03icrageesd/session01/4>

HVORSLEV, H. J. Physiscal Components of the Shear Strength of Cohesive Soils. In: **Proceedings of Shear Strength of Cohesive soils**, ASCE, p. 169–273, 1960.

IAEG. **Classification of rocks and soils for engineering geology mapping**: Part 1 - rock and soil materials. Krefeld - Alemanha, 1979.

JANBU, H. Discussion on Stability of Earth Dam Slopes. **Géotechnique**, v. 5, n. 1, p. 225–226, 1955.

KANJI, M. A. Unconventional laboratory tests for the determination of the shear strength of soil-rock contacts. In: **Proceedings of 3rd Congress of International Society of Rock Mechanics.**, Denver. 1974. p. 241-247.

KJELLMAN, W.. Testing The Shear Strength of Clay in Sweden. **Géotechnique**, [s.l.], v. 2, n. 3, p.225-232, jun. 1951. Thomas Telford Ltd..
<http://dx.doi.org/10.1680/geot.1951.2.3.225>.

KOUTSOFTAS, D.; FISCHER, J. A. Insitu Undrained Shear-Strength Of 2 Marine Clays. **Journal Of The Geotechnical Engineering Division-ASCE**, v. 103, n. 12, p. 1462–1463, 1977. ASCE - Amer Soc Civil Engineers 345 E 47th St, New York, NY.

KRAHN, J. **Stability modeling with SLOPE/W**: An engineering methodology. GEOSLOPE/W International Ltd. Calgary, Alberta, Canada, 2004.

LACASSE, S.; DYVIK, R. Discussion of “Effect of Nonuniform Stresses on Measured DSS Stress-Strains Behavior”. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 121, n. October, p. 742–745, 1995.

LACASSE, S; VUCETIC, M. Discussion of “State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils”. **Laboratory Shear Strength Of Soil**, [s.l.], p.633-633, mar. 1981. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/stp28776s>.

LAMBE, T. William; WHITMAN, Robert V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1969. 553 p.

LANDVA, A. Simple Shear Testing and Behavior of Norwegian Quick Clays. In: **Geotechnical Engineering Congress 2008**, n. Hutchinson 1961, p. 230–250, 2008.

LA-ROCHELLE, P. Limitations of Direct Simple Shear Test Devices. Laboratory Shear Strength of Soil. **ASTM STP 740**, p. 653–658, 1981.

LUCKS, A. S.; CHRISTIAN, J. T.; BRANDOW, G. E.; HÖEG, K. Stress conditions in NGI simple shear test. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 98, n. 1, p. 155–160, 1972. ASCE.

MAO, X.; FAHEY, M.. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear. **Géotechnique**, [s.l.], v. 53, n. 8, p.715-727, out. 2003. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.2003.53.8.715>.

MAYNE, Paul W. A review of undrained strength in direct simple shear. **Soils And Foundations**, [s.l.], v. 25, n. 3, p.64-72, 1985. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.3208/sandf1972.25.3_64.

MEIL, G. LE; HENDRY, M.; MARTIN, D. Direct simple shear (DSS) testing of a very stiff glaciolacustrine clay. In: **GeoVancouver**, n. December, 2016.

MOHR, O. Über die Darstellung des Spannungszustandes und des Deformationszustandes eines Korperelementes und über die Anwendung derselben in der Festigkeitslehre. **Der Civilingenieur**, v. 28, p. 113–156, 1882.

MORGENSTERN, N. R.; PRICE, V. E. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. **Géotechnique**, [s.l.], v. 15, n. 1, p.79-93, mar. 1965. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1965.15.1.79>.

NORSOK. **Marine soil investigations G-001**. Norway, 2004.

NOWACKI, F.; SOLHJELL, E.; FARROKH NADIM, F.; et al. Deterministic slope stability analyses of the Sigsbee Escarpment. In: **Offshore Technology Conference**. Offshore Technology Conference, 2003.

OSIPOV, V.I.. **Physicochemical Theory of Effective Stress in Soils**. United States Of America: Springer International Publishing, 2015. 55 p. (SpringerBriefs in Earth Sciences).

PERAZZOLO, Lilian. **Desenvolvimento de equipamento para ensaios Simple Shear**. 2008. 302 f. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós - Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

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

PREVOST, Jean-Herve; HØEG, Kaare. Reanalysis of simple shear soil testing. **Canadian Geotechnical Journal**, [s.l.], v. 13, n. 4, p.418-429, nov. 1976. Canadian Science Publishing. <http://dx.doi.org/10.1139/t76-042>.

RANDOLPH, M. F.; WROTH, C. P.. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles. **Géotechnique**, [s.l.], v. 31, n. 1, p.143-157, mar. 1981. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1981.31.1.143>.

ROSCOE, K.. An Apparatus for the Application of Simple Shear to Soil Samples. In: **3rd International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, p. 186–191, 1953.

SAADA, A.S.; TOWNSEND, F.C.. State of the Art: Laboratory Strength Testing of Soils. **Laboratory Shear Strength Of Soil**, [s.l.], p.7-7, 2004. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/stp28744s>.

SCHROEDER, K.; ANDERSEN, K. H.; TJOK, K.-M. Laboratory Testing and Detailed Geotechnical Design of the Mad Dog Anchors. In: **Offshore Technology Conference, 2006**. Offshore Technology Conference, 2006.

SHEN, C.K.; SADIGH, K; HERRMANN, L.R.. An Analysis of NGI Simple Shear Apparatus for Cyclic Soil Testing. **Dynamic Geotechnical Testing**, [s.l.], p.148-148, 1978. ASTM International. <http://dx.doi.org/10.1520/stp35675s>.

SKEMPTON, A. W.. The Colloidal “Activity” of Clays. **Selected Papers On Soil Mechanics**, [s.l.], p.60-64, jan. 1984. Thomas Telford Publishing. <http://dx.doi.org/10.1680/sposm.02050.0009>.

SKEMPTON, A. W.; HUTCHINSON, John. Stability of natural slopes and embankment foundations. In: **Soil Mechanics & Foundations Engineering Conference Proceedings**. Mexico, 1969.

SOYDEMIR, C. Strength anisotropy observed through simple shear tests. In: **Laurits Bjerrum Memorial Volume**, NGI, Oslo, p. 99–113, 1976.

SYMES, M. J. P. R.; GENS, A.; HIGHT, D. W.. Undrained anisotropy and principal stress rotation in saturated sand. **Géotechnique**, [s.l.], v. 34, n. 1, p.11-27, mar. 1984. Thomas Telford Ltd.. <http://dx.doi.org/10.1680/geot.1984.34.1.11>.

SZABO, I. Up-to-date means of shear strength tests: comparison between simple and direct shear. **Periodica Polytechnica Civil Engineering**, v. 38, n. 1, p. 109–126, 1994.

TERZAGHI, K. **Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage**. Leipzig und Wien: Verlag Franz Deuticke, 1925. 399 p.

TERZAGHI, K.; FROLICH, O. K. **Theory of settlement of clay layers**. Leipzig und Wien: Verlag Franz Deuticke, 1936.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 1 ed. 1948.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESRI, G. 1996. **Soil Mechanics in Engineering Practice**. 3 ed., John Wiley & Sons. 565 p.

THIAN, Siaw Yin; LEE, Choon Yong. Cyclic stress-controlled tests on offshore clay. **Journal Of Rock Mechanics And Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 9, n. 2, p.376-381, abr. 2017. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.jrmge.2016.06.013>.

THIAN, Siaw Yin; LEE, Choon Yong. Simplified Constant Volume Simple Shear Tests on Clay. **KSCE Journal Of Civil Engineering**, [s.l.], v. 22, n. 8, p.2834-2842, 10 abr. 2018. Springer Nature. <http://dx.doi.org/10.1007/s12205-018-0467-y>.

TONUS, Bianca Penteadó de Almeida. **Estabilidade de Taludes: Avaliação dos Métodos de Equilíbrio Limite aplicados a uma encosta coluvionar e residual da Serra do Mar Paranaense**. 2009. 147 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós - Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná, Curitiba, 2009.

UESUGI, Morimichi; KISHIDA, Hideaki. Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. **Soils And Foundations**, [s.l.], v. 26, n. 4, p.139-149, 1986. Elsevier BV. http://dx.doi.org/10.3208/sandf1972.26.4_139.

VANDENBERGHE, J.-F. **Behaviour of Brusselian sand during cyclic direct simple shear tests**. Disponível em: <https://sites.uclouvain.be/gce/infos/jfvdb3_res-en.html>. Acesso em: 1/7/2018.

VAUGHAN, P.R. Characterizing the mechanical properties of in situ residual soils. In: **2° International Conference on Geomechanics in Tropical Soils**, Singapore, p. 20-37, 1988.

VILLET, W.c.b.; SITAR, N.; JOHNSON, K.a.. Simple Shear Tests on Highly Overconsolidated Offshore Silts. In: **Offshore Technology Conference**, [s.l.], p.1-15, 1985. Offshore Technology Conference. <http://dx.doi.org/10.4043/4918-ms>.

VUCETIC, M.; LACASSE, S. Discussion of “ Specimen Size Effect in Simple Shear Test ” by M. Vucetic and S. Lacasse (December, 1982). **Journal Of Geotechnical Engineering**, [s.l.], v. 110, n. 3, p.439-442, mar. 1984. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-9410\(1984\)110:3\(439\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-9410(1984)110:3(439)).

WRIGHT, D. K.; GILBERT, P. A.; SAADA, A. S. Shear devices for determining dynamic soil properties. From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics—In: **Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference**, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE. 1978.