

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA DE GOIÁS
CAMPUS GOIÂNIA
DEPARTAMENTO DAS ÁREAS ACADÊMICAS III
CURSO SUPERIOR DE BACHARELADO EM ENGENHARIA CIVIL.

MARCO AURÉLIO IZAAC DE SOUZA

DETERMINAÇÃO E APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO DO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL

GOIÂNIA

2018

MARCO AURÉLIO IZAAC DE SOUZA

DETERMINAÇÃO E APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO DO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como
requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil no Departamento de
Áreas Acadêmicas III do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás –
Campus Goiânia.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos de Oliveira.

GOIÂNIA

2018

So895d Souza, Marco Aurélio Izaac de.

Determinação e aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo argiloso do município de Goiânia a partir de ensaio triaxial / Marco Aurélio Izaac de Souza. – Goiânia: Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, 2018.

133 f. : il.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos de Oliveira.

TCC (Trabalho de Conclusão de Curso) – Curso de Bacharelado em Engenharia Civil, Departamento de Áreas Acadêmicas III, Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Inclui apêndices.

1. Ensaio triaxial. 2. Cisalhamento. 3. Barragens. I. Oliveira, João Carlos de (orientador). II. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás. III. Título.

CDD 624.1513



INSTITUTO FEDERAL
Goiás

MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO
SECRETARIA DE EDUCAÇÃO PROFISSIONAL E TECNOLÓGICA
INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA
PRÓ-REITORIA DE PESQUISA E PÓS-GRADUAÇÃO
SISTEMA INTEGRADO DE BIBLIOTECAS

TERMO DE AUTORIZAÇÃO PARA DISPONIBILIZAÇÃO NO REPOSITÓRIO DIGITAL DO IFG - ReDi IFG

Com base no disposto na Lei Federal nº 9.610/98, AUTORIZO o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás, a disponibilizar gratuitamente o documento no Repositório Digital (ReDi IFG), sem ressarcimento de direitos autorais, conforme permissão assinada abaixo, em formato digital para fins de leitura, download e impressão, a título de divulgação da produção técnico-científica no IFG.

Identificação da Produção Técnico-Científica

- | | |
|--|---|
| ☐ Tese | ☐ Artigo Científico |
| ☐ Dissertação | ☐ Capítulo de Livro |
| ☐ Monografia – Especialização | ☐ Livro |
| ☒ TCC - Graduação | ☐ Trabalho Apresentado em Evento |
| ☐ Produto Técnico e Educacional - Tipo: _____ | |

Nome Completo do Autor:

Matrícula:

Título do Trabalho:

Autorização - Marque uma das opções

1. ☒ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG;
2. ☐ Autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG somente após a data ____/____/____;
3. ☐ Não autorizo disponibilizar meu trabalho no Repositório Digital do IFG.

Ao indicar a opção **2** ou **3**, marque a justificativa:

- ☐ O documento está sujeito a registro de patente.
☐ O documento pode vir a ser publicado como livro, capítulo de livro ou artigo.
☐ Outra justificativa: _____

DECLARAÇÃO DE DISTRIBUIÇÃO NÃO-EXCLUSIVA

O/A referido/a autor/a declara que:

- i. o documento é seu trabalho original, detém os direitos autorais da produção técnico-científica e não infringe os direitos de qualquer outra pessoa ou entidade;
- ii. obteve autorização de quaisquer materiais inclusos no documento do qual não detém os direitos de autor/a, para conceder ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás os direitos requeridos e que este material cujos direitos autorais são de terceiros, estão claramente identificados e reconhecidos no texto ou conteúdo do documento entregue;
- iii. cumpriu quaisquer obrigações exigidas por contrato ou acordo, caso o documento entregue seja baseado em trabalho financiado ou apoiado por outra instituição que não o Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás.

Expiânia 10/07/2019
Local Data

Marco Aurélio S. de Souza
Assinatura do Autor e/ou Detentor dos Direitos Autorais

MARCO AURÉLIO IZAAC DE SOUZA

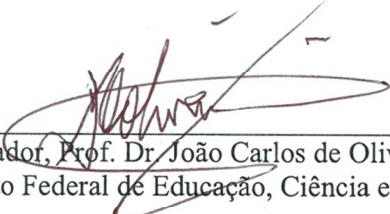
DETERMINAÇÃO E APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO
CISALHAMENTO DE UM SOLO ARGILOSO DO MUNICÍPIO DE GOIÂNIA A PARTIR
DO ENSAIO TRIAXIAL

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como
requisito parcial para obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil no Departamento de
Áreas Acadêmicas III do Instituto Federal de
Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás –
Campus Goiânia.

Orientador: Prof. Dr. João Carlos de Oliveira.

Defesa realizada em 08 de março de 2018 perante a Banca Examinadora obtendo a avaliação:
aprovada com correção, nota: 10,0.

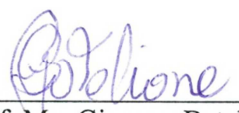
COMISSÃO EXAMINADORA



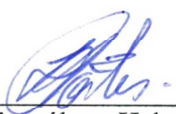
Orientador, Prof. Dr. João Carlos de Oliveira
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – *Campus* Goiânia.



Examinador interno, Prof. Esp. Wesley Pimenta de Menezes
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – *Campus* Goiânia.



Examinador interno, Prof. Me. Giovane Batalione
Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – *Campus* Goiânia.



Examinador externo, Tecnólogo Helmar Antônio Cortes
FURNAS S.A. Departamento Técnico de Engenharia Civil.

Dedico este trabalho primeiramente a Deus, por ser essencial em minha vida, autor do meu destino, meu guia, ouvinte nas minhas horas de incertezas, ao meu pai, minha mãe, irmão, professores e amigos.

AGRADECIMENTOS

À Deus, primeiramente, por ter me dado o dom da vida e a força para superar minhas dificuldades e limitações. Aos meus pais, pelo amor, incentivo e apoio incondicional. Aos meus professores, que me deram a bagagem científica necessária para chegar ao final desse curso, especialmente na pessoa do professor João Carlos pela oportunidade e apoio na elaboração deste trabalho. Rendo meus agradecimentos aos técnicos e amigos Sandro, Alfredo, Helmar e aos estagiários, Amanda, Lucas e Rodrigo que de prontidão sempre me atenderam, como também, me apresentaram a beleza do trabalho em laboratório.

Um agradecimento especial à FURNAS S.A – Departamento Técnico de Engenharia Civil, nas pessoas do Engenheiro Civil e Doutor Renato Cabral Guimarães e do Tecnólogo Helmar Antônio Cortes, pela cooperação técnica na manutenção e operação do equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia.

“A natureza não tem nenhum contrato para concordar com a Matemática”

White

RESUMO

A determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo é de suma importância na engenharia civil principalmente no que tange a construção de aterros, barragens, análise de estabilidade de taludes e outros. O presente trabalho de conclusão de curso teve como objetivo realizar o ensaio Triaxial com um solo argiloso da região metropolitana de Goiânia, Goiás, e obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento em condições drenadas e não drenadas para assim estudar a sua aplicação na estabilidade dos taludes de uma barragem de terra hipotética. Contudo, para que isso fosse realizado, inicialmente foi feita uma manutenção e a realização de reparos no equipamento triaxial do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – IFG Campus Goiânia, recolocando-o em operação. Foram substituídos alguns componentes e, após a realização de dois ensaios teste, verificou-se que o equipamento encontrava-se apto para a realização dos ensaios propostos no presente trabalho. A amostra de solo argiloso foi selecionada de forma a representar um solo típico da região metropolitana de Goiânia e, preliminarmente à realização dos ensaios triaxiais, foi feita a sua caracterização completa, ou seja, a realização dos ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação, massa específica dos grãos e limites de consistência. Posteriormente à caracterização, foi feita a sua classificação geotécnica nos sistemas SUCS e TRB e os ensaios de compactação, utilizando a energia do Proctor normal e índice de suporte Califórnia, com imersão dos corpos de prova por 48 horas. As condições de moldagem foram definidas adotando-se um grau de compactação igual a 95%, na umidade ótima do ensaio de compactação. Para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento, foram realizadas duas baterias de ensaios triaxiais, do tipo CU e CD, com as tensões confinantes de 100, 200 e 400 kPa. Após obtidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, ou seja, a coesão e o ângulo de atrito, para condições drenadas e não drenadas, foi avaliada a aplicação do referido solo na construção de uma barragem mista de terra e enrocamento utilizando-se os softwares Seep/W e Slope/W, versão estudante, da GeoStudio ou GeoSlop. A análise de fluxo e estabilidade foi feita apenas para a fase de operação da barragem, utilizando os dados dos ensaios drenados. Os resultados obtidos demonstraram a importância do conhecimento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos, as peculiaridades de realização de ensaios triaxiais em condições drenadas e não drenadas, as aplicações em obras geotécnicas e a avaliação do desempenho da barragem hipotética estudada.

Palavras – Chave: Ensaio Triaxial, Resistência ao Cisalhamento, Barragens, Estabilidade de taludes, análise de fluxo.

ABSTRACT

The determination of the parameters of shear strength of a soil is of paramount importance in civil engineering, especially in relation to the construction of embankments, dams, stability analysis of slopes and others. The objective of this work was to perform the Triaxial test with a clayey soil from the Goiânia metropolitan region of Goiás and obtain the parameters of shear strength in drained and non drained conditions in order to study its application to slope stability of a hypothetical earth dam. However, for this to be accomplished, maintenance and repairs were initially performed on the triaxial equipment of the Federal Institute of Education, Science and Technology of Goiás - IFG Campus Goiânia, putting it back into operation. Some components were replaced and, after two test trials, it was verified that the equipment was fit to perform the tests proposed in the present work. The clay soil sample was selected in order to represent a typical soil of the Goiânia metropolitan region and, prior to the realization of the triaxial tests, its complete characterization was made, that is, the granulometry tests by sieving and sedimentation, mass grain size and consistency limits. Subsequent to the characterization, its geotechnical classification was made in the SUCS and TRB systems and the compaction tests, using the normal Proctor energy and California support index, with immersion of the specimens for 48 hours. The molding conditions were defined by adopting a degree of compaction equal to 95%, in the optimum moisture of the compaction test. For determination of the shear strength parameters, two triaxial test batteries, CU and CD, with confining tensions of 100, 200 and 400 kPa were performed. After obtaining the parameters of soil shear strength, ie cohesion and friction angle, for drained and non drained conditions, the application of said soil in the construction of a mixed earth and rock dam was evaluated using the Seep / W software and Slope / W, student version, from GeoStudio or GeoSlop. Flow and stability analysis was performed only for the dam operation phase, using drainage test data. The results obtained demonstrated the importance of knowing the parameters of shear strength of the soils, the peculiarities of performing triaxial tests in drained and non drained conditions, the applications in geotechnical works and the evaluation of the performance of the hypothetical dam studied.

Key Words: Triaxial Testing, Shear Strength, Dams, Slope Stability, Flow Analysis.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 – Representação gráfica do ângulo de atrito	25
Figura 2.2 – Representação gráfica do ângulo de atrito em plano inclinado.....	26
Figura 2.3 – Representação gráfica do contato entre os grãos de solo.....	27
Figura 2.4 – Representação gráfica do critério de Mohr	29
Figura 2.5 – Análise do estado de tensões no plano de ruptura.....	30
Figura 2.6 – Efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo. ..	31
Figura 2.7 – Evolução de estado de tensões	31
Figura 2.8 – Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto	33
Figura 2.9 – Representação didática de resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto.....	34
Figura 2.10 – Exemplo Representação do critério de ruptura de Coulomb	35
Figura 2.11 – Corpo de prova sob pressão de confinamento na câmara	35
Figura 2.12 – Exemplo de envoltória formada com resultados de ensaios de compressão triaxial	36
Figura 2.13 – Esquema da câmara de ensaio triaxial.	37
Figura 2.14 – Aplicação de tensão desviadora	39
Figura 2.15 – Representação de uma superfície de escorregamento circular.....	43
Figura 2.16 – Representação de uma superfície de escorregamento diferente da forma circular.....	43
Figura 2.17 – Forças atuantes em uma fatia genéri	44
Figura 2.18 – Lamela de Fellenius e seus esforços	45
Figura 2.19 –Lamela de Bishop e seus esforços.....	46
Figura 3.1 – Vista Geral do Equipamento Triaxial do IFG – Campus Goiânia	48
Figura 3.2 – Manutenção das células de aplicação de pressão constante.....	49
Figura 3.3 – Substituição da luva ou membrana das células de aplicação de pressão constante	49
Figura 3.4 – Base e Topo da célula de aplicação de pressão constante.....	50
Figura 3.5 – Esquema do funcionamento das câmaras ou células de pressão constante para a realização de ensaio triaxial	50
Figura 3.6 – Câmaras de aplicação de pressão constante ou interface ar / água, após a realização da manutenção.....	51

Figura 3.7 – Célula triaxial de ensaios	51
Figura 3.8 – Substituição de oringue “estrangulado” e recolocação do pistão na tampa superior da célula.....	52
Figura 3.9 – Colocação de graxa de silicone para lubrificação do pistão; célula triaxial de ensaio montada, após o processo de manutenção.....	52
Figura 3.10 – Válvulas conectadas na base da célula triaxial	53
Figura 3.11 – Manutenção dos variômetros: detalhe das condições dos componentes anteriormente à manutenção; peças limpas aguardando montagem.....	54
Figura 3.12 – Manutenção dos variômetros: Vista superior do variômetro e do orifício usado para preenchimento com vaselina; preenchimento da bureta aferidora dos variômetros	55
Figura 3.13 – Limpeza do tanque desaerador.....	55
Figura 3.14 - Área de coleta das amostras. Proximidades da região da Central de Abastecimento de Goiás S.A (CEASA)	56
Figura 3.15 – Realização do ensaio de limite de liquidez.	57
Figura 3.16 – Materiais utilizados para moldagem do corpo de prova	59
Figura 3.17 – Gabarito do corpo de prova.....	60
Figura 3.18 – Montagem do corpo de prova na célula triaxial; corpo de prova revestido pela membrana de látex.	62
Figura 3.19 – Corpo de prova já posicionado na célula triaxial preenchida com água.....	62
Figura 3.20 – Detalhe da bureta preenchida com água, configuração da ligação do dreno, detalhe do dreno.....	63
Figura 3.21 – Detalhe da ligação da execução da etapa de contra pressão	64
Figura 3.22 – Curva de consolidação do primeiro corpo válido, ensaio CU.....	67
Figura 3.23 – Prensa triaxial do IFG – Câmpus Goiânia.....	68
Figura 3.24 – Detalhe do anel dinamometrico da prensa triaxial.....	68
Figura 3.25 – Corpo de prova em ensaio na prensa do IFG - Campus Goiânia	69
Figura 3.26 – Primeiro corpo de prova ensaio e válido.....	69

Figura 3.27 – Engate rápido rompido do manômetro.....	70
Figura 3.28 – Detalhe do desgaste da bureta do variometro	70
Figura 4.1 – Curva granulométrica do ensaio de caracterização do solo estudado	73
Figura 4.2 – Curva de compactação do solo estudado	75
Figura 4.3 – Tensão Desvio x Deformação Axial – Ensaio CD.....	76
Figura 4.4 – Variação específica de volume x deformação axial – Ensaio CD	76
Figura 4.5– Trajetória de Tensões – Ensaio CD.....	77
Figura 4.6 – Circulo de Morh – Ensaio CD.....	77
Figura 4.7 – Envoltória de tensões – Ensaio CD.....	78
Figura 4.8 – Tensão desvio x deformação axial – Ensaio CU.....	79
Figura 4.9 - Pressão Neutra x Deformação Axial – Ensaio CU	80
Figura 4.10 – Círculo de Morh para tensões efetivas – Ensaio CU.....	80
Figura 4.11 – Círculo de Morh para tensões totais – Ensaio CU	81
Figura 4.12 – Trajetória das tensões totais – Ensaio CU.....	81
Figura 4.13 – Trajetória de tensões efetivas – Ensaio CU.....	82
Figura 4.14 – Envoltória dos Parâmetros totais adquirida através de ensaio triaxial do solo estudado – Ensaio CU	82
Figura 4.15 - Parâmetros efetivos adquirido através de ensaio triaxial do solo estudado. Ensaio CU.....	83
Figura 4.16 – Seção da barragem analisada e suas dimensões.....	84
Figura 4.17 – Tela inicial do pacote GeoStudio	86
Figura 4.18 – Definição do nome do projeto.....	86
Figura 4.19– Definição da escala do desenho	87
Figura 4.20 – Definição dos eixos do projeto.....	87
Figura 4.21 – Definição das dimensões do sistema de eixos.....	88
Figura 4.22 – Definição da geometria e dos contornos da barragem	88
Figura 4.23– Definição das regiões para aplicação de material	89
Figura 4.24 – Definição das regiões para aplicação de material	90

Figura 4.25 – Definição das propriedades dos materiais constituintes do barramento ..	91
Figura 4.26 – Definição do módulo de deformação volumétrica. As setas, de cima para baixo, a sequência a ser seguida	92
Figura 4.27 – Definição do grau de saturação e o material da amostra.....	92
Figura 4.28 – Curva Sucção mátrica em função do teor de umidade volumétrica.....	93
Figura 4.29 – Definição da permeabilidade dos materiais	94
Figura 4.30 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade.....	94
Figura 4.31 – Determinação da velocidade de percolação dos materiais.....	95
Figura 4.32 – Curva Condutividade Hidráulica da argila	95
Figura 4.33 – Materiais já cadastrados com seus respectivos parâmetros	96
Figura 4.34 - Janela de aplicação de materiais	96
Figura 4.35 – Perfil da barragem com materiais aplicados	97
Figura 4.36 – Janela para definição das condições de contorno.....	98
Figura 4.37 – Definição da altura da coluna de água	98
Figura 4.38 – Região de aplicação da linha de altura da coluna de água	99
Figura 4.39 – Definição da região de drenagem.....	100
Figura 4.40 – Definição do ponto zero de pressão.....	100
Figura 4.41– Aplicação da malha de fluxo na barragem.....	101
Figura 4.42 – Definição do ponto zero de pressão	102
Figura 4.43 – Análise de fluxo utilizando o software Seep/W	102
Figura 4.44 – Aplicação da linha do isovalor.....	103
Figura 4.45 – Aplicação da linha do isovalor.....	103
Figura 4.46 – Aplicação da linha do isovalor.....	104
Figura 4.47 – Árvore de análise do programa, inclusão do módulo SLOPE/W.....	105
Figura 4.48 - Seleção da direção do movimento e método de análise.....	105
Figura 4.49 – Inserção dos parâmetros de resistência dos solos da barragem.....	106
Figura 4.50 – Perfil do barramento após aplicação do material	107

Figura 4.51 – Definição do intervalo de entrada de saída da superfície de pesquisa ...	108
Figura 4.52 – Detalhe da região da crista, local escolhido para a superfície de pesquisa de entrada.....	108
Figura 4.53 – Detalhe da região da crista, local escolhido para a superfície de pesquisa de saída	109
Figura 4.54 – Detalhe do ícone Iniciar	109
Figura 4.55 – Fator de segurança encontrado após análise do programa pelo método de Bishop	110
Figura 4.56 – Fator de segurança encontrado após análise do programa pelo método de Fellenius.....	110

LISTA DE QUADROS

Quadro 2.1 - Valores teóricos de B em saturação completa.....	38
Quadro 3.1 – Ensaios realizados na pesquisa	61
Quadro 4.1 - Resumo da granulometria do solo estudado.....	72
Quadro 4.2 - Resumo das frações granulométricas do solo estudado, de acordo com a escala granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995)	73
Quadro 4.3 – Resultados de caracterização do solo estudado	74
Quadro 4.4 – Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento do solo obtido do ensaio triaxial CD	79
Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo submetido o ensaio CD	83
Quadro 4.6 – Parâmetros utilizados para a análise da estabilidade do talude hipotético.....	85
Quadro 4.7 – Fatores de segurança limites para diversas fases de Carregamento de barragens.....	111

LISTA DE ABREVIATURAS

ASTM - American Society for Testing and Materials

CBR - California Bearing Ratio

CD - Ensaio consolidado drenado ou adensado drenado

CEASA – Central de Abastecimento de Goiás S.A

CG – Grau de compactação

CU - Ensaio consolidado não – drenado ou adensado não drenado

Eoed – Módulo de Elasticidade oedométrico do solo

TRB - Highway Research Board

IP - Índice de Plasticidade

ISC - Índice de suporte Califórnia

k – Coeficiente de permeabilidade do solo

LL - Limite de liquidez

LP - Limite de Plasticidade

M_v – Coeficiente de deformação volumétrica

SUCS – Sistema Unificado de Classificação dos solos

UU – Ensaio não consolidado não drenado ou não adensado não drenado

N - Força normal

LISTAS DE SÍMBOLOS

F_{at} - Módulo da força de atrito

f_c - Coeficiente de atrito cinético

f_e - Coeficiente de atrito estático

u_c - Valor da poropressão aferida durante o ensaio adensado não drenado

σ_1 - Tensão principal maior

σ_3 - Tensão principal menor ou tensão confinante

τ_f - Tensão de resistência ao cisalhamento.

B - Parâmetro de poropressão de Skempton

c - Coesão

q - Ordenadas dos pontos da trajetória de tensões

λ_d - Peso específico do solo

F - Coeficiente de segurança

S - resistência ao cisalhamento do solo

T - Módulo da força tangencial

c' - Coesão efetiva

p - Coordenadas das abscissas dos pontos da trajetória de tensões

σ - Tensão Normal

φ - Ângulo de atrito

$w_{ót}$ - Umidade ótima

$\rho_{dmáx}$ - Massa específica seca máxima

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1 OBJETIVOS	19
1.1.1 Objetivo Geral	19
1.1.2 Objetivos Específicos	20
1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO	20
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1 A IMPORTÂNCIA DA MECÂNICA DOS SOLOS OU GEOTECNIA NA PRÁTICA DA ENGENHARIA CIVIL	21
2.2 RESISTÊNCIAS AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	22
2.2.1 Atrito	23
2.2.2 Coesão	27
2.2.3 Critérios de ruptura.....	28
2.2.4 Circulo de Morh para tensões efetivas	30
2.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS	32
2.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto	32
2.3.2 Ensaio Triaxial	35
2.4 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS DE TERRA	41
2.4.1. Alguns métodos para Análise da estabilidade de taludes de barragens.....	42
2.4.2 Método das Fatias.....	44
2.4.3 Método de Fellenius	45
2.4.4 método de Bishop simplificado	46
3. METODOLOGIA.....	47
3.1 MANUTENÇÃO E REPAROS DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DO IFG – CAMPUS GOIÂNIA.....	47
3.1.1 Descrição do Equipamento Triaxial do IFG Campus Goiânia	47
3.1.2 Realização de desmontagem, limpeza, desentupimento e montagem das câmaras de aplicação de pressão e triaxiais.	48
3.2 SELEÇÃO E COLETA DA AMOSTRA DE SOLO ARGILOSO.....	56
3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	57
3.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC OU CBR)...	58
3.5 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS.....	58

3.5.1 Moldagem dos corpos de prova.....	59
3.5.2 Montagem dos corpos de prova na célula ou câmara triaxial	61
3.5.3 Saturação do corpo de prova por percolação.....	62
3.5.4 Saturação do corpo de prova por contra pressão	64
3.5.5 Etapa de Consolidação ou Adensamento	65
3.6 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	71
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.	72
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA	72
4.1.1 Ensaios de Caracterização	72
4.1.2 Classificações Geotécnicas.....	74
4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC OU CBR)	74
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS (CD)	75
4.3.1 Envoltória de Mohr-Coulomb e parâmetros drenados de resistência ao cisalhamento	78
4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS NÃO DRENADOS (CU).....	79
4.4.1 Tensão Desvio x Deformação Axial	79
4.4.2 Poropressão x Deformação axial.....	80
4.5. APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO ESTUDADO EM UMA BARRAGEM.	83
4.5.1 Geometria da Barragem Mista – Enrocamento com Núcleo Argiloso.....	84
4.5.2 Análise da estabilidade de taludes de barragens utilizando o software Slope/w do pacote geostudio 2018.	85
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	112
5.1 CONCLUSÕES.....	112
5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	112
REFERÊNCIAS	114
APÊNDICE	116

1. INTRODUÇÃO

A determinação das características de textura ou granulometria, massa específica dos grãos e plasticidade, bem como das propriedades dos solos em termos de resistência, deformabilidade e permeabilidade é feita por meio de ensaios de laboratório, realizados com amostras representativas deformadas ou indeformadas, ou por meio de ensaios de campo.

Para que os valores obtidos em laboratório possam corresponder às condições de campo, além da representatividade da amostra, é preciso simular bem as condições às quais o solo estará submetido na obra.

Um dos ensaios mais completos em termos de simulação das condições de campo e obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos é o ensaio triaxial.

O presente trabalho, além de recolocar em funcionamento o equipamento triaxial do IFG – Câmpus Goiânia, desativado há vários anos, objetiva identificar através dos ensaios de compressão triaxial feitos nesse aparelho, os valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo argiloso da região metropolitana de Goiânia através dos ensaios tipo consolidados ou adensados, não drenados (CU) e consolidados ou adensados drenados (CD), a fim de realizar a aplicação desses parâmetros na estabilidade dos taludes de uma barragem hipotética.

1.1 OBJETIVOS

A seguir, serão apresentados os objetivos geral e específico do trabalho.

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo geral do presente trabalho é realizar ensaios triaxiais com um solo argiloso da região metropolitana de Goiânia, obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento em condições drenadas e não drenadas e estudar a aplicação dos parâmetros obtidos na estabilidade dos taludes de uma barragem de terra hipotética.

1.1.2 Objetivos Específicos

Realizar a manutenção, os reparos necessários e recolocar em operação o equipamento triaxial do IFG campus Goiânia.

Obter os parâmetros de cisalhamento de um solo da região metropolitana de Goiânia, em condições drenadas e não drenadas.

Elaborar um procedimento detalhado para operação e manutenção do equipamento triaxial do IFG campus Goiânia para a realização de ensaios em condições drenadas e não drenadas.

Estudar a aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos na análise da estabilidade de taludes de uma barragem hipotética através da utilização da versão estudantil do software GeoStudio 2018.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

A seguir, são apresentados a estruturação do trabalho com seus respectivos capítulos.

O capítulo 1, Introdução, apresenta o escopo do trabalho para que se tenha uma visão geral do mesmo, de forma sucinta e objetiva.

No capítulo 2, Revisão Bibliográfica é feito um apanhado de pesquisas e informações de fontes externas (livros, revistas, artigos científicos internet, etc.) sobre o tema.

O capítulo 3, Metodologia, apresenta os métodos e procedimentos utilizados para a realização do trabalho e o desenvolvimento do programa experimental.

O capítulo 4, Apresentação e Análise dos Resultados, descreve os resultados obtidos utilizando tabelas, Figuras e comentários acerca dos resultados obtidos.

O capítulo 5, Conclusões e Sugestões para Pesquisas Futuras, apresenta as conclusões obtidas com a realização do trabalho, tanto na parte experimental, quanto na parte de aplicação dos resultados e as sugestões para a realização de pesquisas futuras utilizando o equipamento triaxial. Ao final do trabalho, estão listadas as Referências utilizadas ao longo de todo o estudo e o apêndice.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No presente capítulo está apresentada uma revisão bibliográfica sobre o tema estudado, a fim de embasar a realização da pesquisa.

2.1 A IMPORTÂNCIA DA MECÂNICA DOS SOLOS OU GEOTECNIA NA PRÁTICA DA ENGENHARIA CIVIL

É indiscutível a importância do estudo dos solos como material de construção ou como suporte de cargas na prática da dita “boa engenharia”.

E para se alcançar o desejo da boa prática, a mecânica dos solos tem um importante papel, pois estuda, conforme Pinto (2006, p.13):

“o comportamento dos solos quando tensões são aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água nos vazios, constitui uma Ciência de Engenharia, na qual o engenheiro civil se baseia para desenvolver seus projetos.”

Projetos esses, que se apresentam mais ousados a cada dia como é o caso do edifício Burj Khalifa, que "levou 6 anos e consumiu 39 mil toneladas de aço reforçado, 330 mil metros cúbicos de concreto e 22 milhões de horas de trabalho. Apenas a fundação reforçada do prédio tem 50 metros de profundidade e leva mais de 110 mil toneladas de concreto" (REVISTA GALILEU, 2011) ou a famosa barragem das Três Gargantas (Three Gorges Dam) localizada na China com custo estimado de 17,9 bilhões de euros (ENGENHARIA E CONSTRUÇÃO, 2011).

Observado a monta dessas construções fica evidente imaginar não a obrigatoriedade, mais sim a dependência de um conhecimento tão perfeito quanto possível do terreno para se realizar obras como essas. Caputo (1996, p.5) reforça tal ideia.

“Os estudos para o projeto e a execução de fundações de estruturas (edifícios, pontes, viadutos, bueiros, túneis, muros de arrimo etc.) requerem, como é óbvio, prévias investigações geotécnicas, tanto mais desenvolvidas quanto mais importante seja a obra” Caputo (1996, p.5).

Contudo, a mecânica dos solos desde Terzaghi vem evoluindo a passos largos, apesar de que, mesmo em meio a tantas tecnologias e ensaios esse conhecimento não se encontra

totalmente desvendado, o que o torna ainda mais fascinante, além de suas peculiaridades e engenhosidades demandadas para a solução dos diversos problemas que o solo impõe. No meio técnico não raro às vezes ouvimos dizer que a mecânica dos solos é a "ciência do oculto". Tal fato deve-se, possivelmente, a heterogeneidade do material que apresenta comportamento demasiadamente complicado.

Segundo Lambe (1972 *apud* Caputo, 1988) para se destacar a importância da engenharia geotécnica, basta apenas nos atentar para o leque de perguntas nas quais a atividade de engenheiro civil é provocada a responder, ou ainda, apenas sugerir, se não for especialista da área. Qual a fundação mais adequada: superficial ou profunda? Estaca ou tubulão? Qual a altura máxima que um aterro poderá alcançar? Quais as dimensões mais seguras de uma barragem de terra? Qual a inclinação do talude?

Pode-se perceber que todas as perguntas feitas por Lambe (1972) pressupõem estados limites do solo, ou seja, em qual situação pode ocorrer ruptura do solo. Assim o problema de ruptura em mecânica dos solos representa, a priori, determinar qual situação a tensão de cisalhamento atuante atinge o valor limite da resistência ao cisalhamento do solo. De sorte serão vistos quais ensaios são utilizados para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo, em destaque, o ensaio triaxial que segundo Das (2006) “é um dos mais confiáveis métodos disponíveis para a determinação dos parâmetros da resistência ao cisalhamento.”.

Como se vê, a mecânica dos solos, visando elucidar tais incertezas se manifesta como uma ferramenta de peso no estudo dos solos quando “tensões são aplicadas, como nas fundações, ou aliviadas, no caso de escavações, ou perante o escoamento de água nos seus vazios, constitui uma Ciência de Engenharia, na qual o engenheiro civil se baseia para desenvolver seus projetos” Pinto (2006).

2.2 RESISTÊNCIAS AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Na engenharia civil são realizados diversos tipos de ensaios para a determinação do limite de resistência de alguns materiais. Um bom exemplo a ser dado é o ensaio de tração do aço. Deste ensaio é obtido o diagrama tensão deformação, a tensão de escoamento e a tensão de ruptura desse material. Esse último estado representa o esgotamento da capacidade de sustentação do material, caso esse limite seja alcançado podem surgir consequências perigosas como ruptura de seções, colapso da estrutura, perda de estabilidade e deterioração por fadiga.

Em mecânica dos solos descobrir esse “estado limite”, na maioria dos casos, significa encontrar a capacidade de resistência do solo ao fenômeno de cisalhamento. Para Pinto (2006, p. 260) “a ruptura dos solos é quase sempre um fenômeno de cisalhamento, que acontece, por exemplo, quando uma fundação em sapata é carregada até a ruptura ou quando ocorre o escorregamento de um talude. Só em condições especiais ocorrem rupturas por tensões de tração”.

Assim conhecer o limite máximo de tensão de cisalhamento de um solo propicia ao engenheiro civil, dimensionar seu projeto com maior acurácia, evitando elementos superdimensionados, e mais seguros, impedindo que o carregamento transmitido ao solo chegue ao seu limite de resistência e o leve a ruptura. Caputo (1996, p. 158) reforça:

Das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações. A estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção de túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas, [...].

Apesar da sua importância já destacada, Caputo (1996, p. 158) ainda alerta que a precisa determinação da resistência ao cisalhamento dos solos é um dos problemas mais complexos da mecânica dos solos. Contudo, sabemos atualmente que a resistência ao cisalhamento dos solos depende de duas parcelas, denominadas de parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos: ângulo de atrito e coesão. A definição e as características desses parâmetros serão apresentadas a seguir.

2.2.1 Atrito

Segundo Pinto (2006) “a resistência por atrito entre partículas pode ser demonstrada por analogia com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma superfície plana”. Tome-se a sugestão do autor a ilustração de uma situação a qual se pretende arrastar uma caixa grande repleta de livros colocada sobre o solo.

Imagine que, ao aplicar-se uma força horizontal com determinada intensidade sobre essa caixa ela se movimentará, contudo isso não acontece. Consequentemente, para tentar empurrá-la, vai-se aos poucos retirando os livros e vamos tentando mais uma vez empurrar a caixa. Ao passo que, em um determinado instante ela se movimenta e consegue-se arrastá-la sem a tanta dificuldade. Essa força que se opõe a tendência de movimento da caixa é

chamada de força de atrito e os autores Young e Freedman (2008) ajudam a compreender esse fenômeno.

Por se tratar de uma força ela carrega em si três propriedades importantes, direção, módulo e sentido. Quando fala-se em direção, quer-se dizer que a força de atrito sempre será tangencial a superfície de contato, como no exemplo acima, ela aparecerá horizontalmente entre a caixa e o solo em que ela se apoia. Não obstante, o sentido da força de atrito tende sempre a ser oposta ao movimento relativo das superfícies que estão em contato. Isso significa que o sentido da força de atrito é sempre contrário à tendência de movimento do objeto. Por fim, acerca do módulo decorrem algumas peculiaridades, que carecem de explicação, enquanto a força que empurra a caixa for pequena, pela terceira lei de Newton (ação e reação), o valor da força de atrito será maior ou igual à força que empurra a caixa, logo, ela não se movimenta. Consequentemente, o módulo da força aplicada é:

$$F_{at} = f_e \cdot N \quad (2.1)$$

Onde F_{at} é o módulo da força de atrito, (f_e) é o coeficiente de atrito estático e N a força normal de reação do corpo em contato com o solo. Quando o corpo entra em movimento a força de atrito vai diminuindo até se manter constante, o coeficiente (f_e) vai diminuindo e a força de atrito será dada pela equação.

$$F_{at} = f_c \cdot N \quad (2.2)$$

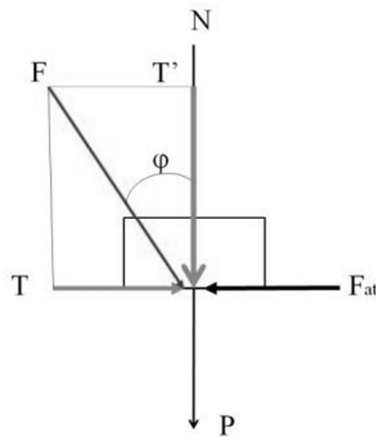
Onde (f_c) é o coeficiente de atrito cinético, em geral $f_e > f_c$. Tal fato nos leva a conclusão que a força de atrito tem seu maior módulo na eminência do movimento e passa a diminuir, mantendo-se constante, para uma determinada força. Apesar de não utilizar a mesma nomenclatura “ f_e ” para falar do coeficiente de atrito estático, Pinto (2006, p. 260) apresenta um conceito importante, o ângulo de atrito entre dois materiais (φ):

“Se N é a força vertical transmitida pelo corpo, a força horizontal T necessária para fazer o corpo deslizar deve ser superior a $f \cdot N$, e f é o coeficiente de atrito entre os dois materiais. Existe, portanto uma proporcionalidade entre a força tangencial e a força normal. Essa relação também se escreve da seguinte forma:”

$$T = \operatorname{tg} \varphi \cdot N \quad (2.3)$$

A força tangencial T citada pelo autor nada mais é do que a componente horizontal da força F decomposta a um determinado ângulo, conforme apresentado na Figura 2.1, onde φ é chamado de ângulo de atrito, sendo ele formado pela resultante das forças com a força normal. Tal ângulo pode entendido como o ângulo máximo no qual uma força pode ser aplicada sobre um corpo sem que o mesmo deslize. Quando um determinado valor de φ é alcançado o módulo da componente tangencial T se torna maior que o módulo de F_{at} , que depende da componente normal. Quando esse valor é alcançado o corpo desliza.

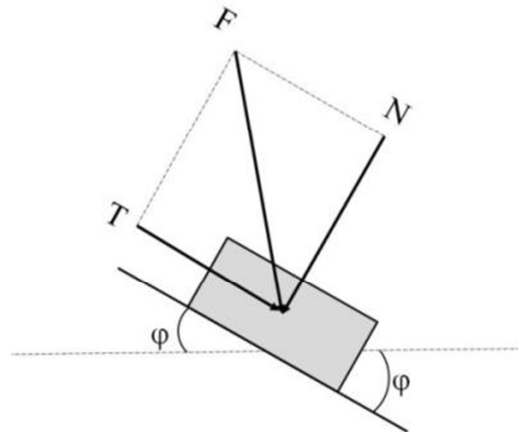
Figura 2.1 – Representação gráfica do ângulo de atrito



Fonte: Modificado: (Pinto, 2006, p. 261).

O deslizamento também ocorre quando o plano possui inclinação. Isso altera as componentes normal e tangencial que agem sobre o corpo e que podem leva-lo também a situação limite.

Figura 2.2 – Representação gráfica do ângulo de atrito em plano inclinado

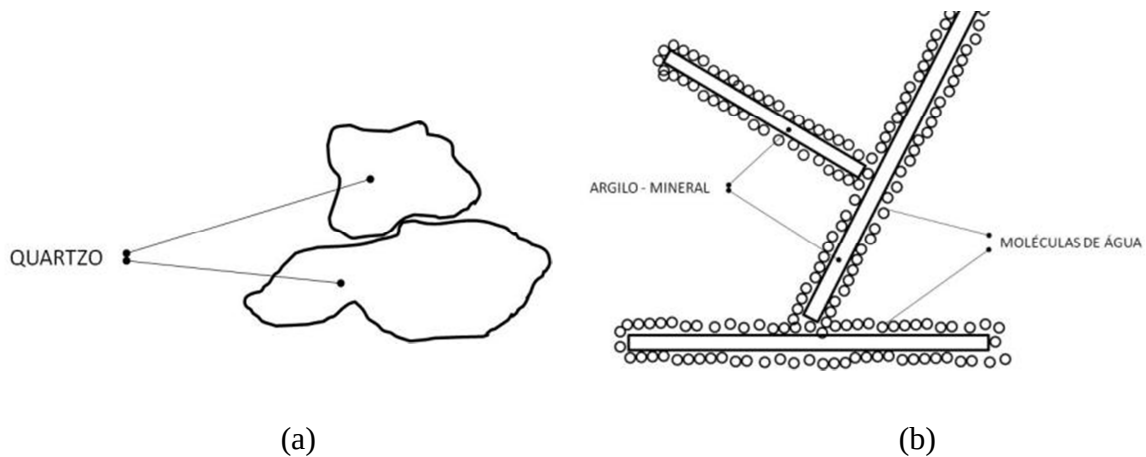


Fonte: Modificado (Pinto, 2006, p. 261).

Apesar de tudo, quando se trata de solos o fenômeno de atrito entre dois planos se diferencia um pouco. Pinto (2006) relata que isso ocorre devido ao fato do deslocamento ocorrer entre um grande número de grãos que podem rolar uns sobre os outros e acomodar-se em seus vazios durante o deslizamento. No exemplo da caixa, se fosse possível observar microscopicamente ambas as superfícies, veríamos uma “rugosidade organizada entre as partículas constituintes das mesmas, ao contrário dos solos, que apresentaria outras características de contato por se apresentar como, disperso ou coeso, compactado ou floculado e possuir matéria orgânica.

Um exemplo clássico dessa diferenciação pode ser ilustrado entre o contato de grãos de areia e argila. Pinto (2006) apresenta que nas areias as forças transmitidas aos grãos são suficientemente grandes para expulsar a água para a superfície de modo que o contato entre os grãos de areia podem ocorrer diretamente (grão – grão). Já nas argilas, o autor comenta que isso não ocorre. Como o número de grãos é muitíssimo maior que nas areias, as forças de contato ficam reduzidas e são insuficientes para expulsar a água das lamelas da argila (Figura 2.3).

Figura 2.3 Representação gráfica do contato entre os grãos de solo: (a) areias; (b) argilas.



Fonte: Modificado (Pinto, 2006, p. 262).

2.2.2 Coesão

Como apresentado anteriormente, a resistência de um solo ao fenômeno de cisalhamento está ligada essencialmente ao atrito entre as partículas. Contudo, não pode-se ignorar outro fenômeno bastante discutido nos livros de mecânica dos solos que é a coesão.

Em mecânica dos solos a coesão pode ser entendida de uma forma geral como a resistência ao cisalhamento de um solo quando não há nenhuma força externa atuando sobre ele, tomando a equação (3), tem-se que para $N = 0$, existirá uma parcela de força que resistirá ao cisalhamento independentemente da força normal atuante no plano. Essa parcela recebe o nome de coesão real.

Essa parcela de força resistente ao cisalhamento em geral é muito pequena quando comparada a força de atrito entre grão-grão. Contudo, como Pinto (2006) comenta que existem solos que apresentam uma espécie de cimento natural que aglutinam os grãos é que oferecem parcelas significativas de forças de coesão real. Pinto (2006, p. 262) apresenta uma diferença importante:

A coesão real deve ser bem diferenciada da coesão aparente: a real é uma parcela da resistência ao cisalhamento dos solos úmidos, não saturados, devida à tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água, e a aparente é, na realidade, um fenômeno de atrito, no qual a tensão normal que a determina é consequente da tensão capilar. Com a saturação do solo, a parcela da resistência desaparece, daí chamar-se aparente.

O fenômeno de coesão aparente pode ser bem ilustrado com o caso das esculturas de praia feitas com areia e em solos argilosos onde a coesão aparente assume valores consideráveis.

Não obstante, a coesão aqui tratada não será a mesma representada na equação (4) representada por (c) . Apesar de carregar o mesmo nome, essa indicará o intercepto coesivo ou coeficiente linear de uma equação de primeiro grau (critério de Coulomb) que será apresentada mais adiante e válida para uma determinada zona de tensões elevadas e não para tensão normal nula ou próxima de zero.

2.2.3 Critérios de ruptura

Segundo Pinto (2006) os critérios de ruptura nada mais são que formulações matemáticas que buscam representar as condições em que ocorre a ruptura dos materiais. Existem critérios para estabelecer máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Todavia, um critério só é dito satisfatório se refletir o comportamento do material em consideração.

Nessa ótica, revisando a bibliografia, os melhores critérios para representar o fenômeno de cisalhamento de um solo são o de Coulomb e o de Mohr.

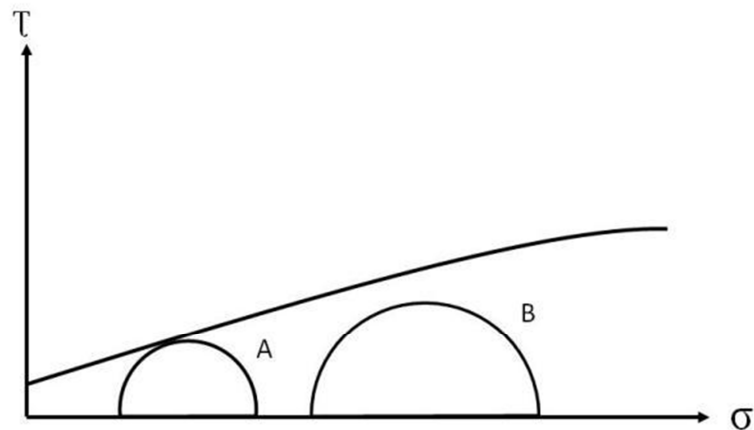
Das (2007, p. 301) diz que “para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, é suficiente aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura para uma função linear da tensão normal (Coulomb, 1776).” Essa função linear pode ser expressa como:

$$\tau_f = c + \sigma \tan \theta \quad (2.4)$$

Onde c = coesão, θ = ângulo de atrito interno, σ = Tensão Normal e τ_f = resistência a cisalhamento.

Já o critério de Mohr pode ser expresso conforme afirma Pinto (2006, p. 263). “Não há ruptura enquanto o círculo representativo do estado de tensões se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material”. A Figura 2.4 representa bem o que o referido autor quer dizer. O semicírculo B representa uma envoltória que representa um estado de tensões aonde não ocorre ruptura, e o semicírculo A, tangente à envoltória, representa um estado de tensões aonde ocorreu a ruptura do material.

Figura 2.4 – Representação gráfica do critério de Mohr.



Fonte: Modificado (Pinto, 2006, p. 263).

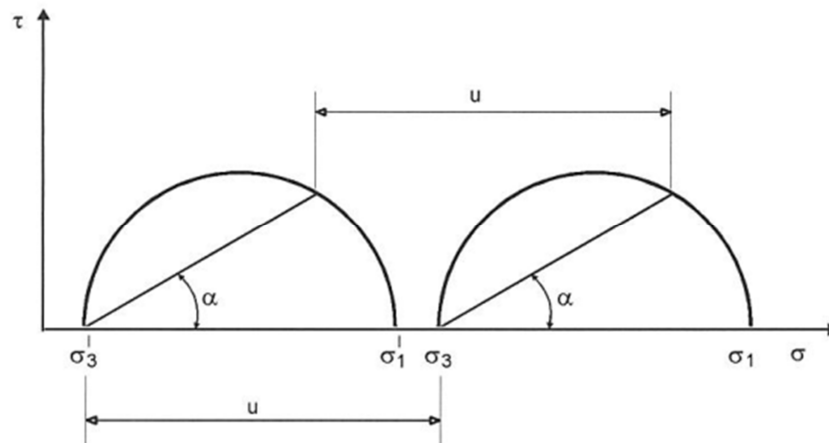
Silva (2009, p.55) apresenta a seguinte afirmação:

Ao romper vários corpos de prova de um mesmo solo, sob distintas condições de solitação, teremos vários círculos de Mohr representativos das tensões nos corpos de prova. Pelo menos um ponto de cada círculo representará as tensões no plano de ruptura. A reta que passa por esses pontos constituirá a envoltória de resistência do solo [...].

De sorte Pinto (2006) relata que envoltórias curvas são de difícil aplicação. Por essa razão as envoltórias de Mohr são substituídas por retas que melhor se adequam à sua envoltória. Contudo, ao se fazer tal ajustamento à envoltória de Mohr, seu critério de resistência fica idêntico ao de Coulomb o que justifica a expressão Critério de Mohr – Coulomb usando de forma recorrente em mecânica dos solos.

Sabendo disso podemos agora identificar alguns parâmetros e responder a seguinte pergunta feita por Pinto (2006, p. 264) “Em que plano se dará a ruptura?” observando a Figura 2.5 podemos responder.

Figura 2.6 - Efeito da pressão neutra no estado de tensões em um elemento de solo.

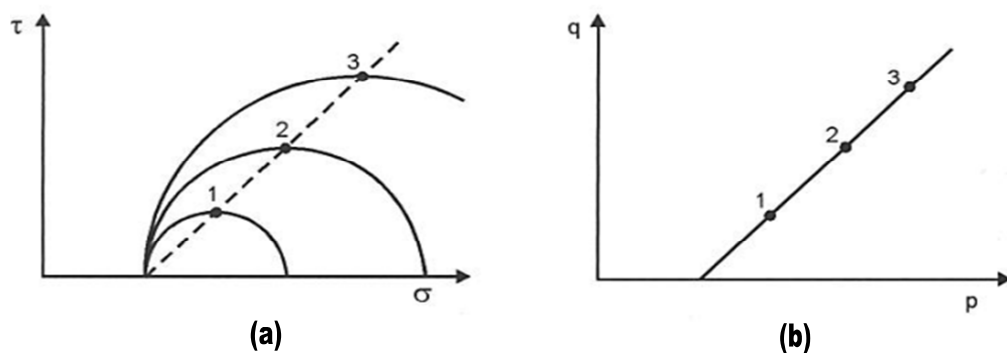


Fonte: PINTO (2006, p. 260).

2.2.5 TRAJETÓRIA DE TENSÕES

Para Pinto (2006) em um caso no qual a tensão confinante se mantém constante enquanto a tensão axial aumenta, a trajetória de tensões totais pode ser bem definida. Todavia, quando as tensões principais começam a variar concomitantemente, a representação pode se tornar confusa. Portanto, criou-se um forma de retratar as fases do carregamento através de pontos, que representam a maior ordenada de cada círculo, conforme ilustra a figura 2.7.

Figura 2.7 – Evolução de estado de tensões representado por (a) círculo de Mohr; (b) pela trajetória das tensões.



Fonte: PINTO (2006, p. 306).

Se p e q são respectivamente as coordenadas das abscissas e ordenadas dos pontos da trajetória, tem-se que:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \quad (2.5)$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad (2.6)$$

Onde p e q também são coordenadas dos pontos da trajetória (tensão normal e cisalhante) no plano de máxima tensão cisalhante.

2.3 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS

Atualmente existem dois principais tipos de ensaio de laboratório utilizados para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo (ângulo de atrito e coesão):

- Ensaio de cisalhamento direto;
- Ensaio triaxial;

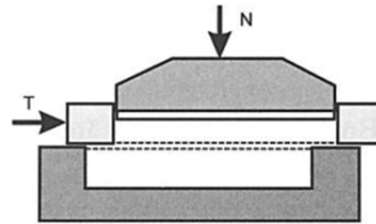
A seguir será feita uma breve abordagem sobre o ensaio de cisalhamento direto e uma descrição mais detalhada do ensaio triaxial, que é o foco do presente trabalho.

2.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

Conforme afirmam PINTO (2006) e DAS (2007) o ensaio de cisalhamento direto é a forma mais antiga e simples de se determinar a resistência de cisalhamento de um solo.

Para a realização do ensaio é colocado um corpo de prova (quadrado ou circular) de solo no interior de uma caixa de cisalhamento. Os corpos de prova em geral são moldados com dimensões de 51 mm x 51 mm ou 102 mm x 102 mm e cerca de 25 mm de altura (DAS, 2007). A caixa de cisalhamento do equipamento é bipartida na horizontal permitindo o deslocamento relativo entre as duas partes. A força normal é aplicada ao corpo de prova a partir do topo da caixa e a força de cisalhamento é mobilizada movendo-se uma metade da caixa em relação à outra provocando assim a ruptura do corpo de prova (figura 2.8).

Figura 2.8 – Esquema do equipamento de ensaio de cisalhamento direto



Fonte: Pinto (2006 p. 265).

Segundo Das (2007) nos dirá que existem dois tipos de equipamentos, os de tensão controlada e os de deformação controlada. A diferença entre os dois consiste que no primeiro a força de cisalhamento é aplicada em acréscimos iguais na parte superior da caixa de cisalhamento até que o corpo de prova sofra ruptura. Os deslocamentos e as deformações são aferidos através de extensômetros horizontais e verticais respectivamente. O extensômetro vertical é responsável por acompanhar a variação de altura do corpo de prova, consequentemente, sua variação de volume.

Por outro lado, nos ensaio de deformação controlada uma das partes se desloca à uma taxa constante e a força cisalhante pode ser medida com o auxílio de um anel dinamométrico ou célula de carga. O volume do corpo de prova pode ser aferido analogamente ao ensaio de tensão controlada.

Contudo, para um ensaio, a tensão normal e a tensão resistente de cisalhamento podem ser calculadas respectivamente por meio das seguintes equações Das,(2007):

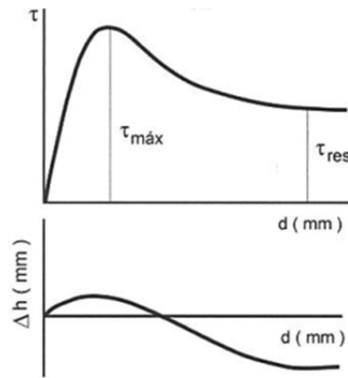
$$\sigma = \text{Tensão normal} = \frac{\text{Força Normal}}{\text{Área da seção transversal inicial do corpo de prova}} \quad (2.7)$$

$$\tau = \text{Tensão de cisalhamento} = \frac{\text{Força resistente ao cisalhamento}}{\text{Área da seção transversal corrigida do corpo de prova}} \quad (2.8)$$

Segundo Pinto (2006) a tensão τ poderá ser representada graficamente em função do deslocamento cisalhante. A variação de altura do corpo de prova também poderá ser modelada indicando, portanto, o aumento ou diminuição do volume durante o cisalhamento.

Para solos pré – adensados, por exemplo, com índices de vazios baixos, temos um aumento inicial do volume do solo durante a realização do ensaio, em seguida uma diminuição do volume como está ilustrado na figura 2.9.

Figura 2.9 – Representação didática de resultados típicos do ensaio de cisalhamento direto.



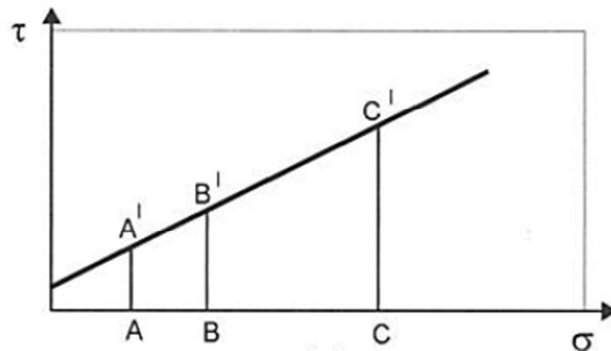
Fonte: Pinto, 2006, p. 265.

Onde: $\tau_{máx}$ é a tensão de ruptura do corpo de prova e τ_{res} é a tensão que o corpo de prova sustenta depois de ultrapassada a tensão de ruptura, denominada aqui por tensão residual.

De acordo com Das (2007, p. 306) os parâmetros de cisalhamento aspirados podem ser obtidos da seguinte forma:

Os ensaios de cisalhamento direto são repetidos em corpos de prova similares em várias tensões normais. As tensões normais e os valores correspondentes de τ_f obtidos a partir de um número de ensaios são colocados em um Figura a partir do qual os parâmetros da resistência ao cisalhamento são determinados.

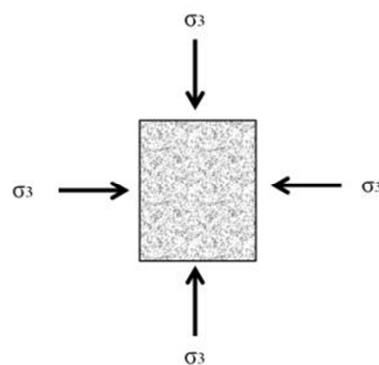
Onde τ_f é a tensão de cisalhamento de ruptura. A figura 2.10 apresenta graficamente o resultado de em ensaio de cisalhamento direto, de acordo com o critério de ruptura de Coulomb.

Figura 2.10 – Representação do critério de ruptura de Coulomb

Fonte: Pinto, 2006, p. 263

2.3.2 Ensaio Triaxial

O ensaio triaxial é um dos testes geotécnicos mais conhecidos e versáteis utilizados na engenharia. O ensaio consiste na moldagem de corpos de prova que variam de 38 mm a 100 mm de diâmetro. Estes corpos de prova são colocados sob confinamento em água dentro de uma célula e submetido a pressões variadas, denominadas de pressões confinantes. Essas pressões, por sua vez, atuam em todas as direções do corpo de prova e diz-se que ele se encontra sob um estado hidrostático de tensões (Figura 2.9).

Figura 2.11 – Corpo de prova sob pressão de confinamento na câmara.

Fonte: Modificado: DAS (2006, p.313)

A maioria dos corpos de prova possui a relação altura: diâmetro de 2:1 e são envoltos por uma membrana de látex. Essa membrana atua na separação do corpo de prova como o ambiente confinado. Dessa forma, dependendo da característica do ensaio, podemos forçar a passagem de água por dentro do corpo de prova, aplicar variações de pressão e medir a poropressão no interior do corpo de prova.

O carregamento axial é feito por meio de um pistão, que penetrando da câmara de ensaio, exerce uma força sobre o corpo de prova deformando-o, neste caso denominamos o ensaio de ensaio com carga controlada. Todavia, quando a prensa é que se desloca para cima pressionando o pistão, temos o ensaio de deformação controlada, que é o caso mais usual.

Essa carga é aferida por meio de um anel dinamométrico ou por uma célula de carga, que possui a vantagem de medir de forma efetiva a carga aplicada ao corpo de prova.

Segundo PINTO (2006) não existem tensões cisalhantes na base ou nas geratrizes do corpo de prova. Isso implica em considerar que os planos horizontais e verticais são os planos principais maior e menor do ensaio. A tensão aplicada no carregamento axial é denominada acréscimo de tensão axial ou tensão desviadora, dada pela relação matemática definida como $\sigma_1 - \sigma_3$ aonde σ_1 é a tensão axial e σ_3 a tensão confinante.

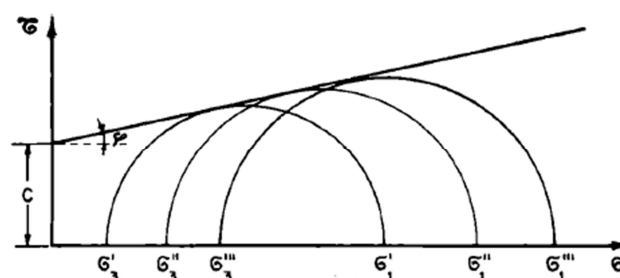
No decorrer da aplicação do carregamento axial o acréscimo de tensão axial e o deslocamento vertical são aferidos, em intervalos de tempo determinados. Este deslocamento vertical por sua vez será dividido pela altura inicial do corpo de prova o que resulta na “deformação vertical específica na qual se expressam as tensões desviadoras, bem como as variações de volume ou de poropressão” Pinto (2006, p. 267).

Essas tensões desviadoras permitirão o traçado do círculo de Mohr correspondente a cada carregamento axial, logo:

Determinando-se pares de tensões (σ_1 , σ_3) correspondentes à ruptura das diversas amostras ensaiadas, traçam-se os respectivos círculos de Mohr. Em seguida, assimilando-se a envoltória desses círculos à reta de Coulomb, obtêm-se os valores de ϕ e c (CAPUTO, 1988, p. 161).

A figura 2.12 ilustra os círculos de Mohr obtidos do ensaios triaxial com três tensões confinantes diferentes e a envoltória de Mohr Coulomb.

Figura 2.12 – Exemplo de envoltória formada com resultados de ensaios de compressão triaxial



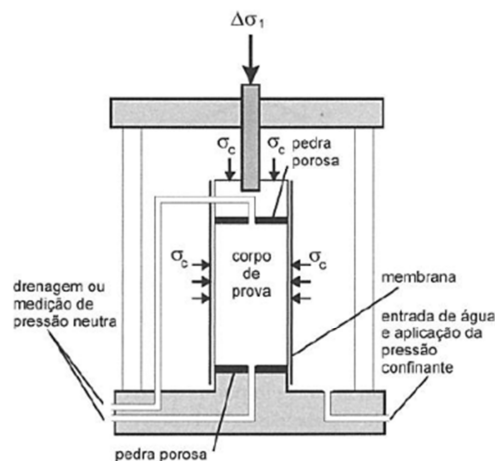
Fonte: Caputo (1988, p. 161).

O equipamento de ensaio triaxial é tão interessante que permite de forma engenhosa submeter o corpo de prova a condições que se aproximam daquelas encontradas *in situ* além de nos ofertar condições para aquisição de diversos dados sobre o solo estudado nas condições impostas durante o ensaio. Segundo PINTO (2006, p. 267):

Na base do corpo de prova e no cabeçote superior, são colocadas pedras porosas, o que permite a drenagem através dessas peças, que são permeáveis. A drenagem pode ser impedida por registros apropriados. Se a drenagem for permitida e o corpo de prova estiver saturado ou com elevado grau de saturação, a variação de volume do solo durante o ensaio pode ser determinada pela medida do volume de água que sai ou entra no corpo de prova. Para isso, as saídas de água são acopladas a buretas graduadas,

Tais buretas são denominadas de variômetros. A Figura 2.13 ilustra o esquema da câmara de ensaio triaxial.

Figura 2.13 – Esquema da câmara de ensaio triaxial.



Fonte: Pinto (2006, p. 266).

Contudo, se não for permitida a drenagem do corpo de prova, como ocorre nos ensaios não drenados, a água interna do corpo de prova ficará sobre pressão. As poropressões serão induzidas pelo carregamento e poderão ser medidas nos manômetros acoplados a célula de triaxial.

A seguir, serão descritos os três tipos de ensaios triaxiais mais utilizados: o ensaio consolidado drenado ou adensado drenado (CD ou S), ensaio consolidado não – drenado ou adensado não drenado (CU ou R) e por fim o ensaio não consolidado não drenado ou não adensado não drenado (ensaio UU ou Q).

2.3.2.1 Ensaio Consolidado ou Adensado Drenado (CD):

A sigla (CD) vem da expressão inglesa ***Consolidated Drained e*** é caracterizado pela permanente drenagem do corpo de prova quanto levado à ruptura na prensa triaxial. Como usualmente o ensaio é realizado com o corpo de prova na condição saturada, previamente à realização do carregamento axial, o corpo de prova é submetido a dois processos para garantir a saturação: saturação por percolação e por contra pressão. Na saturação por percolação a água entra por baixo e sai no topo do corpo de prova. Durante a saturação por contrapressão o corpo de prova é submetido a incrementos de pressão, tanto externamente como internamente. Os valores da pressão externa aplicada, denominada aqui por σ_3 e da poropressão medida, internamente ao corpo de prova, devem se igualar, para que se tenha garantida a saturação completa do corpo de prova. Das (2006, p. 313) nos diz que: “À medida que a pressão de confinamento é aplicada, a poropressão do corpo de prova aumenta por u_c (se a drenagem for impedida)”. Esse aumento na poropressão pode ser definido através do parâmetro de poropressão de Skempton dado pela equação:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (2.9)$$

Onde B é o parâmetro de poropressão de Skempton e u_c é o valor da poropressão aferida durante o ensaio. O quadro 2.1 apresenta valores teóricos do parâmetro B, de acordo com Das (2006).

Quadro 2.1 - Valores teóricos de B em saturação completa.

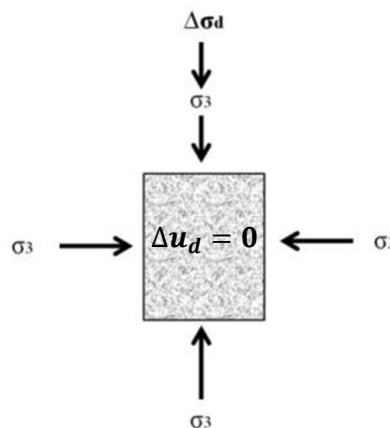
Tipo de solo	Valor teórico
Argila mole normalmente adensada	0,9998
Argilas e siltes moles levemente adensados	0,9988
Argilas rígidas sobreadensadas e areias	0,9877
Areias muito compactas e argilas muito rígidas sob pressão de confinamento	0,9120

Fonte: DAS (2006, p. 313).

Agora se a conexão que permite a drenagem do corpo de prova estiver aberta, a dissipação da poropressão que estiver em excesso ocorrerá e com o passar do tempo, u_c será igual a zero como afirma DAS (2007). Essa etapa é comumente denominada de consolidação e é uma das etapas que geralmente precede a ruptura do corpo de prova. É a partir da realização da etapa de consolidação que é possível se definir a velocidade suficientemente lenta dos ensaios drenados.

Após consolidado o corpo de prova é levado a prensa e “[...] a tensão desviadora $\Delta\sigma_d$, no corpo de prova é aumentada muito lentamente, a conexão de drenagem é mantida aberta e a taxa lenta de aplicação de tensão desviadora permite a completa dissipação de qualquer poropressão que tenha se desenvolvido como resultado ($\Delta u_d = 0$)”. DAS (2007, p. 313), ilustrada essa condição na Figura 2.14.

Figura 2.14 – Aplicação de tensão desviadora.



Fonte: Modificado: DAS (2006, p. 313).

Como a poropressão durante todo o ensaio é completamente dissipada, tem-se que a tensão total e efetiva do confinamento será $\sigma_3 = \sigma_3'$. No ensaio triaxial do tipo CD, σ_1' é a tensão total principal maior durante a ruptura e é dada por $\sigma_3 + \Delta\sigma_d = \sigma_1 = \sigma_1'$, onde σ_3' é a tensão efetiva principal menor na ruptura ou tensão confinante.

Vários ensaios em corpos de prova similares podem ser realizados por variação da pressão de confinamento. Com as tensões principais maior e menor na ruptura para cada ensaio, os círculos de Mohr podem ser desenhados e as envoltórias de ruptura podem ser obtidas. (Das, 2007, p. 314).

O ensaio triaxial do tipo CD também é chamado de ensaio lento (S, de *Slow*) o que, todavia, não representa a velocidade do carregamento sobre o corpo de prova e sim a necessidade de se ser tão lento quanto o necessário para a dissipação da poropressão gerada durante o carregamento do corpo de prova. Segundo PINTO (2006, p.268) “se o solo for muito permeável, o ensaio pode ser realizado em poucos minutos, mas, para argilas, o carregamento axial pode requerer até 20 dias ou mais”.

2.3.2.2 Ensaio Consolidado ou Adensado Não Drenado (CU):

A sigla (CU) origina-se de ***Consolidated Undrained*** e, nesse ensaio, o corpo de prova saturado é submetido primeiramente à consolidação através do emprego da pressão confinante σ_3 permitindo a drenagem do corpo de prova. Após a dissipação da poropressão, a drenagem não será mais permitida, e a tensão desviadora $\Delta\sigma_d$ será aumentada de forma rápida sob o corpo de prova até promover a ruptura por cisalhamento da amostra; esse ensaio é também reconhecido como *ensaio rápido pré-adensado* (R), R de *rapid*.

Segundo Das (2007, p. 320), “como a drenagem não é permitida, a poropressão, Δ_{ud} , aumentará. Durante o ensaio, medições simultâneas de $\Delta\sigma_d$ e Δ_{ud} são realizadas”.

O aumento da poropressão pode ser mensurado pelo parâmetro A de Skempton dado pela expressão:

$$A = \frac{\Delta_{ud}}{\Delta\sigma_d} \quad (2.10)$$

Segundo o autor, diferentemente do ensaio adensado ou consolidado drenado (CD), as tensões totais e efetivas não serão as mesmas no ensaio (CU). Como no momento da ruptura a poropressão é registrada, nesse ensaio as tensões principais podem ser analisadas como segue:

- Tensão principal maior no momento da ruptura (total): $\sigma_3 + (\Delta_{ud})_f = \sigma_1$
- Tensão principal maior no momento da ruptura (efetiva): $\sigma_1 - (\Delta_{ud})_f = \sigma'_1$
- Tensão principal menor no momento da ruptura (total): σ_3
- Tensão principal menor no momento da ruptura (efetiva): $\sigma_3 - (\Delta_{ud})_f = \sigma'_3$

Onde $(\Delta_{ud})_f$ é igual a poropressão no momento da ruptura. Por fim, fazem-se vários ensaios em corpos de provas de uma mesma amostra variando a pressão confinante para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento através do ciclo de Mohr – Coulomb.

2.3.2.3 Ensaio Não Consolidado ou Não Adensado Não Drenado (UU):

O símbolo (UU) origina-se *Unconsolidated Undrained*, ensaio em que o corpo de prova é submetido à pressão confinante σ_3 e levado a ruptura pela aplicação da tensão desviadora sem que se permita a drenagem.

Pinto (2006) completa que se “o teor de umidade permanece constante, e, se o corpo de prova estiver saturado, não haverá variação de volume. O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais”. Em função da rapidez de execução, esse ensaio também é chamado de ensaio Q(Q, de *Quickly* – muito rápido).

2.4 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS DE TERRA

Segundo Massad (2010, p. 72) a resistência ao cisalhamento de um solo depende de fatores como o valor da tensão normal efetiva, as condições de drenagem, a trajetória de tensões, o histórico de tensões, a estrutura e outras características dos solos. Tomando-se como exemplo, existem três situações no tempo de vida útil de uma barragem de terra que precisam ser analisados: final de construção, barragem em operação, com o nível d’água na sua posição máxima, há vários anos e rebaixamento rápido do nível d’água, que, na realidade, pode levar alguns meses para ocorrer, mas que nem por isso deixa de ser rápido, pela baixa permeabilidade do solo compactado. Para cada uma dessas três situações existe um tipo de ensaio triaxial que representa o comportamento do solo compactado na barragem, conforme será descrito a seguir.

No final da construção como, em geral, a barragem leva alguns meses para ser construída, não há tempo para as poropressões se dissiparem, por causa da baixa permeabilidade do solo compactado. Para a análise da estabilidade dos taludes da barragem nessa situação é recomendável se utilizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos do ensaio triaxial do tipo UU ou Q, pois o mesmo representa o comportamento do

solo neste momento: não consolidado e não drenado. Neste caso, o talude mais crítico é o que se apresentar mais íngreme.

Na fase de operação da barragem, quando o reservatório está completamente cheio e decorridos alguns anos, houve tempo suficiente não só para que a rede de fluxo, em regime permanente, se instale no maciço, como também para que o processo de adensamento do solo compactado, a montante e a jusante, tenha terminado. Para a análise da estabilidade dos taludes da barragem nessa situação é recomendável se utilizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos do ensaio triaxial do tipo CD ou S, pois o mesmo representa o comportamento do solo neste momento: consolidado e drenado. Durante a fase de enchimento do reservatório o talude de montante passa a ser o mais crítico e durante a fase de operação, decorrido um tempo considerável, o talude mais crítico se inverte para o talude de jusante.

Caso seja necessário promover o rebaixamento rápido do reservatório da barragem, o talude crítico volta a ser o de montante e para a análise da estabilidade dos taludes da barragem nessa situação é recomendável se utilizar os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos do ensaio triaxial do tipo CU ou R, pois o mesmo representa o comportamento do solo neste momento: consolidado e não drenado.

2.4.1. ALGUNS MÉTODOS PARA ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS

Determinar o fator de segurança para a estabilidade de um talude é de fundamental importância para garantir a proteção de vidas e a integridade de bens. Os estudos se aplicam à estabilidade de taludes artificiais, como os de barragens de terra e também aos naturais. Para Massad (2000, p. 64) “costuma-se estipular o coeficiente de segurança (F) como a relação entre a resistência ao cisalhamento do solo (S) e a tensão cisalhante atuante ou resistência mobilizada (τ) esta última obtida por meio das equações de equilíbrio.”

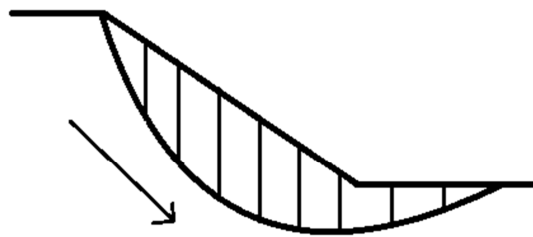
$$F = \frac{S}{\tau} \quad (2.11)$$

Essa relação nos diz o quanto à resistência ao cisalhamento do solo ao longo da superfície de escorregamento ou ruptura supera os esforços solicitantes.

Os métodos mais conhecidos para determinação do fator de segurança são o de Bishop modificado ou simplificado e o de Fellenius pois permitem a solução de muitos problemas de estabilidade de taludes de obras de terra; ambos se baseiam na comparação entre a resistência ao cisalhamento do solo e suas solicitações, na qual a relação das forças de resistência e as forças solicitantes devem ser impreterivelmente superiores, conforme a literatura e a boa prática, maiores que 1,1.

Conforme discute (FERNANDES; FILHO, 1998, p. 91-98) a determinação da superfície de escorregamento dependerá da forma dos maciços terrosos que nem sempre apresentarão características bem definidas. Segundo os mesmos autores, uma barragem de terra, na qual o maciço de terra e a fundação possuem o mesmo material, ocorrerá provavelmente uma superfície de escorregamento circular.

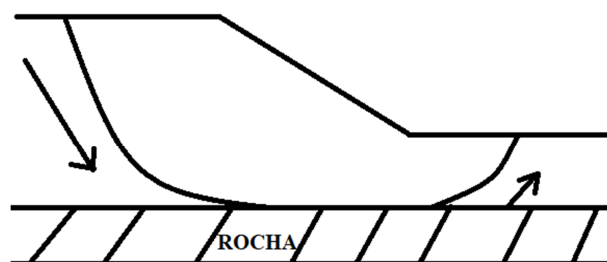
Figura 2.15 – Representação de uma superfície de escorregamento circular.



Fonte: Modificado: Fernandes; Filho (1998, p.92)

Contudo, em uma barragem na qual a fundação esteja apoiada sobre uma rocha ocorrerá outra forma de superfície de ruptura diferente da circular.

Figura 2. 16 - Representação de uma superfície de escorregamento diferente da forma circular.



Fonte: Modificado: Fernandes; Filho (1998, p.93).

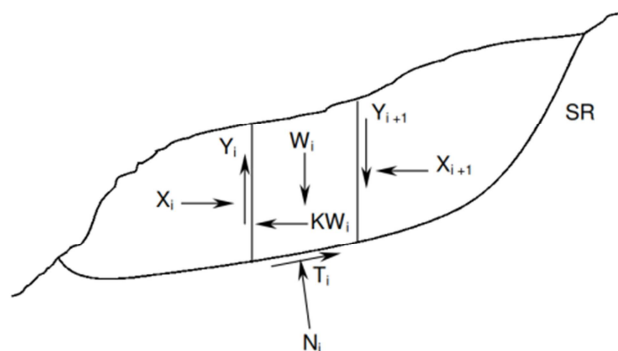
2.4.2 Método das Fatias

Conforme (FABRICIO, 2006, p. 21) o método consiste na divisão do maciço terroso em fatias, aplicando às mesmas, as três equações de equilíbrio conhecidas.

$$\begin{aligned}\sum \text{forças verticais} &= 0 \\ \sum \text{forças horizontais} &= 0 \\ \sum \text{momentos} &= 0\end{aligned}$$

A imagem abaixo ilustra as forças atuantes em uma fatia genérica da superfície potencial de ruptura.

Figura 2.17 – Forças atuantes em uma fatia genérica



Fonte: Fabrício (2006, p. 22).

Onde:

X_i, X_{i+1} – Componentes horizontais atuantes nas laterais da fatia.

Y_i, Y_{i+1} – Componentes verticais atuantes nas laterais da fatia.

W_i – Peso da fatia.

T_i – Força tangencial atuante na base da fatia.

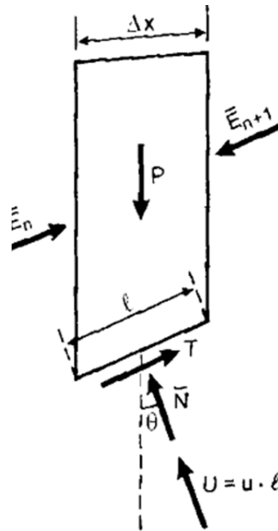
N_i – Força normal atuante na base da fatia.

2.4.3 Método de Fellenius

Tal método admite uma superfície de ruptura circular na qual através do equilíbrio dos momentos em relação a um centro O, calcula-se o fator. Nesse método não são levadas em conta as forças tangenciais ou normais à parede da fatia.

(FABRICIO, 2006, p. 21) nos dirá que se trata de um método simples, conservador e que erros significativos podem ocorrer, em casos de círculos com maior profundidade e que possuam poropressões elevadas. A figura abaixo ilustra as forças na fatia (lamela) idealizada por Fellenius.

Figura 2.18 – Lamela de Fellenius e seus esforços



Fonte: Massad (2010,p.68).

Onde:

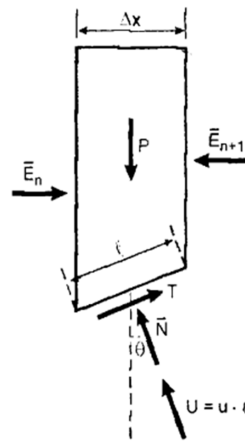
F é o fator de segurança, l o comprimento da base de uma lamela, U representa as forças resultantes das pressões neutras, $\bar{E}$ é a força atuante qualquer, P expressa o peso da lamela, T a tração de resistência total ao cisalhamento e por fim $\bar{N}$ a força normal efetiva atuante na base da lamela. Desprezando algumas variáveis como as forças laterais das fatias e ações sísmicas, o cálculo do coeficiente de segurança F , pode ser calculado por:

$$F = \frac{\sum[c' \cdot l + (P \cos \theta - u \cdot \Delta x \cdot \sec \theta) \cdot \tan \phi']}{\sum(P \cdot \sin \theta)} \quad (2.12)$$

2.4.4 método de Bishop simplificado

Conforme (Massad, 2010) o equilíbrio das forças é feito na direção vertical como a figura 2.19 ilustra. Isso significa que o método considera que as forças normais agem no centro da base da fatia e que podem ser calculadas pelo somatório das forças na vertical desprezando o somatório das forças atuantes na horizontal.

Figura 2.19 – Lamela de Bishop e seus esforços



Fonte: Massad (2010, p.69).

O fator de segurança para esse método pode ser calculado por

$$F = \frac{\sum \left[c' \cdot l + \frac{P - u\Delta_x - c' \Delta_x \frac{\tan \theta}{F}}{\cos \theta + \tan \phi' \frac{\sin \theta}{F}} \cdot \tan \phi' \right]}{\sum (P \cdot \sin \theta)} \quad (2.13)$$

3. METODOLOGIA

No presente capítulo encontram-se descritas todas as etapas realizadas no trabalho: manutenção e reparos no equipamento triaxial, seleção e coleta da amostra deformada de solo argiloso na região metropolitana de Goiânia - GO, realização dos ensaios de caracterização, realização dos ensaios de compactação e índice de suporte Califórnia (ISC ou CBR), realização dos ensaios triaxiais em diferentes condições de drenagem, elaboração de um roteiro para manutenção e operação do equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia e aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento na estabilidade dos taludes de uma barragem de terra hipotética.

3.1 MANUTENÇÃO E REPAROS DO EQUIPAMENTO TRIAXIAL DO IFG – CAMPUS GOIÂNIA

O equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia encontrava-se fora de operação há vários anos e tornou-se necessária a realização de uma minuciosa manutenção no mesmo. Para realizar esta etapa foi feita uma solicitação de cooperação técnica entre o IFG Campus Goiânia e o Departamento de Engenharia Civil de FURNAS S. A., localizado em Aparecida de Goiânia, que disponibilizou um técnico especializado para conduzir esta etapa. Como o bom funcionamento do equipamento era imprescindível para a realização do presente trabalho de conclusão de curso, esta etapa foi realizada na fase inicial do trabalho. A seguir serão descritas todas as atividades realizadas na fase de manutenção do equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia.

3.1.1 Descrição do Equipamento Triaxial do IFG Campus Goiânia

O equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia foi fabricado pela CONTROLS, empresa italiana. O modelo é o 28-T0400/Z com a capacidade de teste máxima de 50 kN, velocidade de ensaio compreendida entre 0,00001 mm/min a 9,99999 mm/min (Figura 3.1).

A manutenção do equipamento foi realizada nos meses de Maio e Junho de 2017, acontecendo no período de um dia por semana, durante seis semanas. Neste período foram realizadas as atividades descritas a seguir.

Figura 3.1 – Vista Geral do Equipamento Triaxial do IFG – Campus Goiânia



Fonte: o próprio autor

3.1.2 Realização de desmontagem, limpeza, desentupimento e montagem das câmaras de aplicação de pressão e triaxiais.

As câmaras de aplicação de pressão são responsáveis pela interface ou transferência da pressão aplicada no ar comprimido, para a água que é utilizada na aplicação de pressões hidráulicas durante os testes triaxiais (pressão de confinamento na célula e pressão interna ao corpo de prova). O ar comprimido vindo de um compressor é conduzido através de mangueiras aos registros reguladores de pressão, que adéquam a entrada de pressão no interior das bexigas ou membranas das câmaras de aplicação de pressão, conforme as necessidades de cada ensaio. Para a manutenção das câmaras de aplicação de pressão, primeiramente realizou-se a desmontagem das mesmas, Figura 3.2. Feito isso, com sabão neutro e esponja de aço limpou-se cada peça retirando, restos de borracha incrustados na célula, ferrugem e resíduos de cloro, desobstruindo-se cada orifício contido na célula; o resultado dessa etapa esta ilustrado abaixo. Durante essa atividade tomou-se bastante cuidado para que nenhuma parte pequena se perdesse, principalmente os origs de vedação (anéis de borracha). Tal cuidado foi tomando por se tratar de um equipamento importado e ser difícil encontrar elementos no mercado para a reposição. Valendo-se de experiências anteriores bem

sucedidas, optou-se novamente pela utilização de luvas de látex para substituição das bexigas ou membranas de transferência da pressão. (Figura 3.3).

Figura 3.2 – Manutenção das células de aplicação de pressão constante: A esquerda, desmontagem da célula para desobstrução das entradas, limpeza e troca da membrana ou luva; a direita, componentes da célula já limpos aguardando montagem



Fonte: o próprio autor

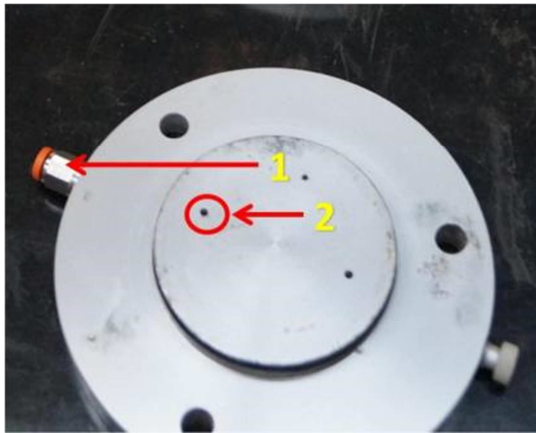
Figura 3.3 – Substituição da luva ou membrana da célula de aplicação de pressão constante.



Fonte: o próprio autor

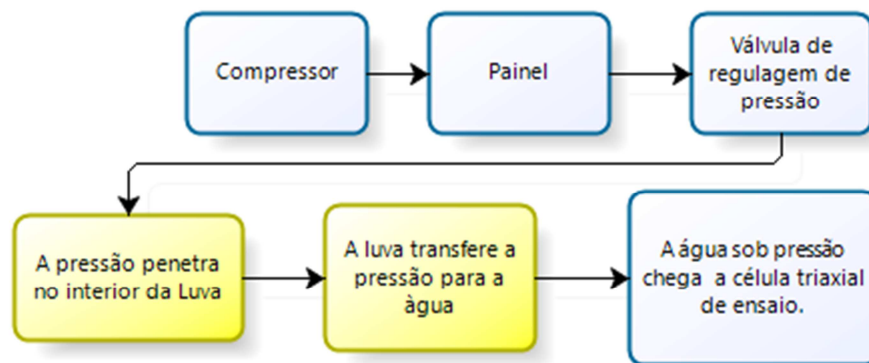
Como a luva reveste a circunferência interna da peça na base da célula, conforme ilustrado na figura 3.3, a pressão chega pelo engate rápido apontado pela seta (1), Figura 3.4 e vai ao interior da bexiga (luva) através do orifício (2). Essa ação força a saída da água confinada no interior da célula pelo orifício (3), contido na peça de topo da célula. A água é conduzida por uma mangueira conectada ao engate rápido (4) à célula triaxial de ensaio. O esquema geral simplificado do processo é ilustrado na figura 3.5.

Figura 3.4 – Da esquerda para direita respectivamente; Base e Topo da célula de aplicação de pressão constante. As setas (1) e (4) indicam os engates rápidos; (2) e (3) os orifícios.



Fonte: o próprio autor

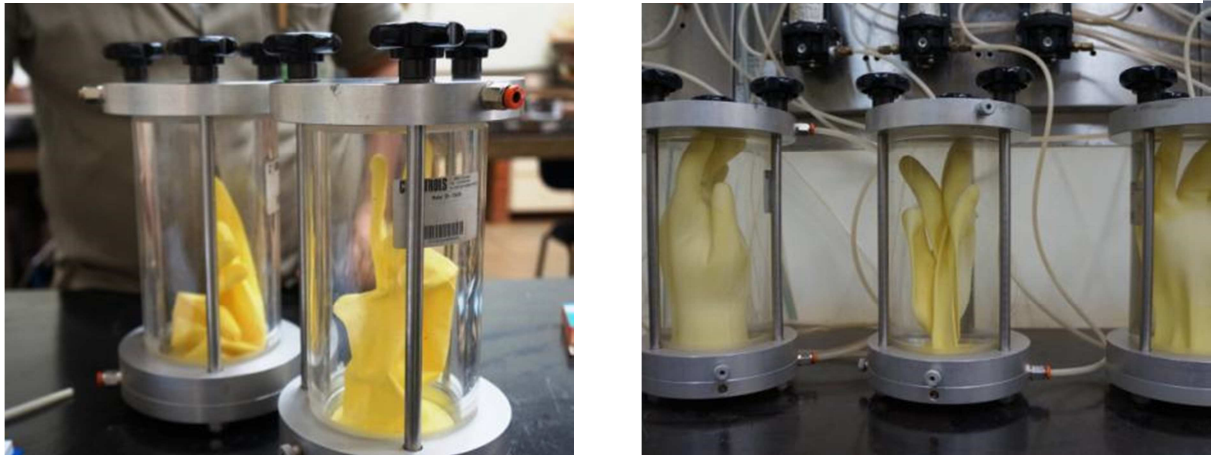
Figura 3.5 – Esquema do funcionamento das câmaras ou células de pressão constante para a realização de ensaio triaxial



Fonte: o próprio autor

Realizadas as trocas das bexigas (membranas ou luvas), passou-se graxa de silicone (inerte quimicamente e não corrosiva) em todos os origs (retentores) e efetuou-se a montagem das câmaras de controle de pressão. Em seguida, realizando manobras adequadas no painel do equipamento, preencheu-se externamente com água destilada as mesmas; o resultado final da manutenção das câmaras de aplicação de pressão constante pode ser verificado na Figura 3.6.

Figura 3.6 – Câmaras de aplicação de pressão constante ou interface ar / água, após a realização da manutenção



Fonte: o próprio autor

Depois de finalizada a manutenção das câmaras ou células de aplicação de pressão constante, passou-se para a manutenção das células triaxiais de ensaio (Figura 3.7). Essas células tem como funções receber o corpo de prova, aplicar tensões de confinamento isotrópicas (σ_3), conduzir as etapas de saturação e consolidação dos corpos de prova, por meio de linhas de drenagem apropriadas e, finalmente, receber e transferir para os corpos de prova a etapa de aplicação de acréscimo de tensão axial (σ_1).

Figura 3.7 – Célula triaxial de ensaios.



Fonte: o próprio autor

Analogamente às células de aplicação de pressão constante, a desmontagem, manutenção e remontagem das células ou câmaras triaxiais foram realizadas, todavia, agora,

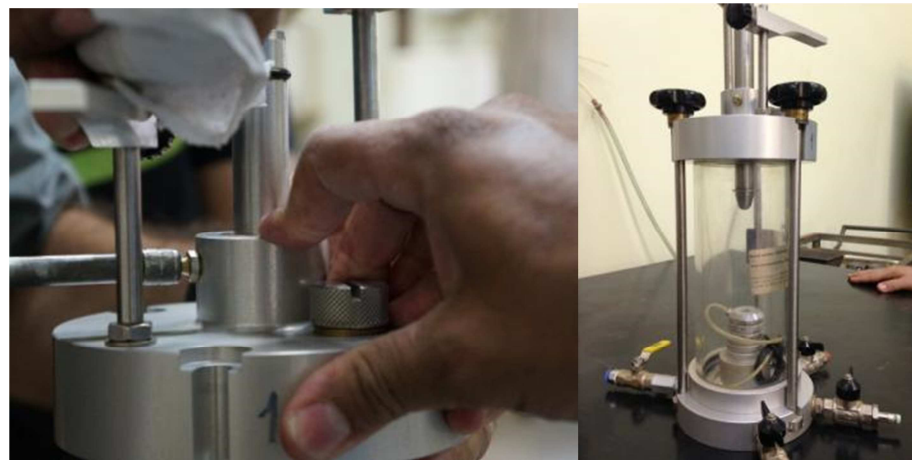
em uma quantidade maior de componentes e orifícios; todos os orings foram lubrificados e alguns substituídos. As Figuras 3.8 e 3.9 ilustram algumas das etapas do processo.

Figura 3.8– Substituição de oringue “estrangulado” e recolocação do pistão na tampa superior da célula.



Fonte: o próprio autor

Figura 3.9 – Da esquerda para direita: colocação de graxa de silicone para lubrificação do pistão; célula triaxial de ensaio montada, após o processo de manutenção.



Fonte: o próprio autor

As câmaras ou células triaxiais, conforme se percebe, possuem uma quantidade de funções bastante grande, que podem variar de acordo com o tipo de ensaio triaxial a ser realizado e suas etapas, ou seja, diferentes entradas (válvulas) podem ser requisitadas; por isso, conhecer as partes da célula e suas funcionalidades é importante para realizar cada tipo de ensaio, com suas peculiaridades.

A figura 3.10 apresenta uma vista superior da base da célula triaxial, destacando-se os seguintes elementos (letras A a D):

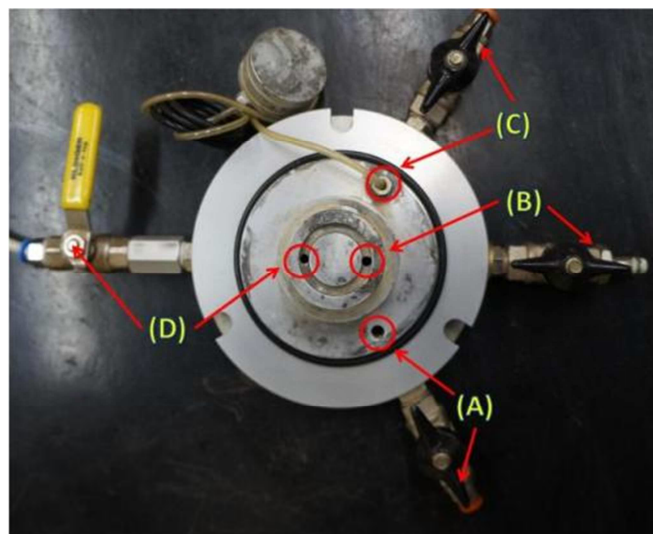
A. Orifício conectado ao interior da câmara triaxial responsável por encher a célula com água e aplicar a pressão de confinamento isotrópica (σ_3).

B. Orifício conectado dentro do adaptador da base, responsável pela drenagem inferior do corpo de prova, nas etapas de saturação por percolação e contrapressão.

C. Orifício conectado com a parte superior do corpo de prova (cabeçote ou topcap) para drenagem superior e contrapressão. Saída utilizada também para verificação da variação de volume, na qual por engate rápido conecta-se o mesmo ao variômetro.

D. Orifício conectado dentro do adaptador da base do corpo de prova para medida da poropressão, através do engate com um manômetro.

Figura 3.10 – Válvulas conectadas na base da célula triaxial.



Fonte: o próprio autor

3.1.1.2 Limpeza do painel do equipamento triaxial e seus componentes, incluindo o tanque desaerador e os variômetros.

Os variômetros são responsáveis pelas medidas de variação de volume dos corpos de prova durante as fases de consolidação e ruptura. As leituras são realizadas pelo deslocamento de vaselina líquida (colorida, pela adição de um corante) no interior das buretas graduadas dos variômetros. Estes deslocamentos ocorrem em função da expulsão da água do interior do corpo de prova que através dos orifícios (B) e (C) da célula triaxial de ensaio (Figura 3.10),

permitem a drenagem no topo e na base do corpo de prova. As mangueiras engatadas nesses orifícios são unidas através de um bifurcador (uma espécie de tê) e levadas ao variômetro para realização das leituras.

A limpeza do painel e de alguns dos seus componentes foi realizada com pano úmido e detergente neutro. A desmontagem de cada componente dos variômetros (origs, buretas, componentes acrílicos), como também, a limpeza e o consequente preenchimento das buretas internas com água destilada e vaselina líquida, foi uma das etapas mais trabalhosas da manutenção do equipamento triaxial. Tal fato se deve à quantidade e complexidade de movimentos realizados no painel para a correta calibração desse instrumento e à dificuldade em preencher através de um orifício pequeno, no topo das buretas dos variômetros, pequenas quantidades de vaselina líquida, por meio de uma seringa. Tarefa esta que demandou um dia inteiro de trabalho. As Figuras 3.11 e 3.12 ilustram algumas das atividades realizadas para manutenção e calibração dos variômetros.

Figura 3.11 – Manutenção dos variômetros: detalhe das condições dos componentes anteriormente à manutenção; peças limpas aguardando montagem.



Fonte: o próprio autor

Figura 3.12 – Manutenção dos variômetros: Vista superior do variômetro e do orifício usado para preenchimento com vaselina; preenchimento da bureta aferidora dos variômetros.



Fonte: o próprio autor.

O tanque desaerador consiste em um cilindro de acrílico que possui uma entrada de água, uma saída de água e uma saída de ar; o mesmo é fixado à parede, na parte superior do painel do equipamento triaxial. Para realizar a sua limpeza foi necessário a sua retirada do suporte de fixação. A limpeza foi feita com sabão neutro e água (Figura 3.13).

Figura 3.13 – Limpeza do tanque desaerador.



Fonte: o próprio autor

Vale ressaltar que durante a fase de manutenção e realização de reparos no equipamento triaxial, que foi uma etapa fundamental para a realização do presente trabalho de conclusão de curso, foram repassadas valiosas informações técnicas e realizadas amplas discussões sobre a resistência ao cisalhamento dos solos, com trocas de experiências acerca de peculiaridades e teorias sobre o ensaio triaxial.

3.2 SELEÇÃO E COLETA DA AMOSTRA DE SOLO ARGILOSO

A seleção da amostra de solo argiloso utilizada no presente trabalho foi feita com base nos estudos realizados por Oliveira (2007) na região metropolitana de Goiânia. O autor realizou uma coleta de seis amostras de solos argilosos típicos da região, em bairros não pavimentados, fez a sua caracterização e selecionou uma delas como representativa de solos típicos da região.

A amostra utilizada na presente pesquisa foi retirada do mesmo local escolhido pelo referido autor, nas proximidades da Central de Abastecimento de Goiás S.A (CEASA), nas seguintes coordenadas geográficas: 16°37'22.4"S e 49°12'09.9"W (Figura 3.18). Ao todo foram extraídos cerca de 300 quilos de solo, para utilização na presente pesquisa, como também, nos diversos ensaios didáticos do laboratório de mecânica dos solos do IFG campus Goiânia.

Figura 3.14 - Área de coleta das amostras. Proximidades da região da Central de Abastecimento de Goiás S.A (CEASA)



Fonte: GOOGLE. Google Maps. 2018. Disponível em: <https://www.google.com.br/maps/place/16%C2%B037'22.4%22S+49%C2%B012'09.9%22W/@-16.6236441,-49.2039178,138a,35y,63.62h,44.38t/data=!3m1!1e3!4m5!3m4!1s0x0:0x0!8m2!3d-16.6228889!4d-49.20275>. Acesso em: 25/02/2018.

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A caracterização da amostra de solo argiloso foi realizada de acordo com as normas NBR 7181:2016 Versão Corrigida: 2017 (ABNT, 2017): solo – análise granulométrica, NBR 6508 (ABNT, 1984): grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica, NBR 6459:2016 Versão Corrigida: 2017 (ABNT, 2017) e NBR 7180 (ABNT, 2016): determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

A amostra separada foi passada na peneira de abertura de 3 polegadas (76 mm) e constatou-se visualmente que a dimensão dos maiores grãos não superavam 5 mm, logo, tomamos para nossa caracterização uma quantidade de 1.000 gramas de solo. O material foi passado pela peneira de abertura 10 polegadas (2 mm), a parte retida foi lavada e levada a estufa a 105° para secagem e posterior peneiramento grosso. Do material passante na peneira 2,0 mm separou-se 200 gramas para o ensaio de liquidez figura 3.15 e plasticidade, 120 gramas para o ensaio de sedimentação e 150 gramas para determinação da massa específica dos grãos.

Figura 3.15 – Realização do ensaio de limite de liquidez.



Fonte: o próprio autor

Com base nos resultados dos ensaios de caracterização foram feitas as classificações geotécnicas do solo, de acordo com o sistema unificado de classificação dos solos – SUCS e com o sistema TRB – Transportation Research Board.

3.4 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC OU CBR)

Para o estabelecimento das condições de moldagem utilizadas nos ensaios triaxiais, foi realizado o ensaio de compactação com a amostra de solo argiloso utilizando a energia do Proctor normal. A preparação do solo para compactação foi realizada conforme trata a NBR 6457 (ABNT, 1986): preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Os ensaios de compactação e CBR foram realizados de acordo com a norma NBR 9895:2016 Versão Corrigida:2017 (ABNT,2017): solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) – Método de Ensaio.

3.5 REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

Cabe salientar que o apoio técnico cooperativo de FURNAS S.A foi essencial e indispensável para o entendimento prático e teórico acerca do ensaio triaxial, que é tão interessante e engenhoso. Após ter sido concluída a etapa de manutenção e realização de reparos no equipamento triaxial, a fim de avaliar o funcionamento completo do equipamento, foram realizados dois ensaios teste: um utilizando um corpo de prova já moldado, que se encontrava guardado no laboratório de mecânica dos solos do IFG Campus Goiânia há algum tempo, proveniente de pesquisas anteriores e outro moldando um corpo de prova de uma amostra deformada. Com a realização destes dois ensaios teste pôde-se assimilar a correta execução do ensaio triaxial do tipo CU, desde a moldagem do corpo de prova até a sua ruptura na prensa triaxial. Não foram obtidos resultados válidos para estes dois ensaios teste, pois o objetivo da realização dos mesmos foi apenas de testar o equipamento e aprender a realizar as várias etapas dos ensaios que seriam realizados na pesquisa. Estes ensaios foram de suma importância para assimilação de todo o procedimento de execução do ensaio triaxial . Além do que, favoreceu a descoberta dos cuidados que deveriam ser tomados durante os procedimentos dos ensaios, os tempos médios necessários para saturação por percolação e contrapressão do solo estudado.

Os ensaios triaxiais tipo CU, válidos para a presente pesquisa, se iniciaram no dia 03/10/2017 com o estudo dos vídeos e anotações adquiridos durante as visitas técnicas do profissional de FURNAS S.A.

A seguir serão descritas detalhadamente todas as etapas realizadas para a realização dos ensaios triaxiais em condições não drenadas (CU ou R) e drenadas (CD ou S)

3.5.1 Moldagem dos corpos de prova

Os dados necessários para a moldagem dos corpos de prova foram obtidos do ensaio de compactação, ou seja, os valores de massa específica seca máxima e umidade ótima; para facilitar a rotina de moldagem dos corpos foi desenvolvida uma planilha (VER APÊNDICE). A figura 3.16 apresenta os materiais utilizados para realizar a moldagem dos corpos de prova

Figura 3.16 – Materiais utilizados para moldagem do corpo de prova.



Fonte: o próprio autor

Na realização das moldagens utilizou-se um gabarito circular (molde) padrão, bipartido, com dimensões de trinta e oito milímetros de diâmetro interno (38 mm) e oitenta milímetros de altura (80 mm), conforme ilustrado na Figura 3.17. A prensagem das camadas de solo dos corpos de prova foi composta em oito camadas de 10 mm com o auxílio de uma prensa hidráulica (compactação estática); a amostra foi compactada na umidade ótima do ensaio de compactação a 95%. O grau de compactação é a relação entre a massa específica seca que se deseja moldar o corpo de prova e a massa específica seca máxima, expressa em percentual.

Figura 3.17 – Gabarito do corpo de prova.



Fonte: próprio autor

Cabe salientar que a dimensão dos corpos de prova está intimamente ligada à granulometria do solo; logo, materiais com granulometria maior devem ser moldados em gabaritos maiores. A relação que baliza esse princípio é a de que o maior grão do solo deve ser relacionado com a menor dimensão do corpo de prova. Logo, a menor dimensão do corpo de prova deve ser no mínimo seis (6) vezes maior que a maior dimensão dos grãos da amostra, determinado no ensaio de granulometria. Exemplificando, se hipoteticamente tivéssemos um solo com grãos maiores de 10 mm, a menor dimensão do gabarito, conseqüentemente do corpo de prova, deveria ser de, no mínimo, 60 mm. Para o molde ou gabarito de 38 mm utilizado na presente pesquisa, o valor limitante, maior dimensão da amostra, é de 6,3 mm.

Na presente pesquisa foram realizados ensaios em condições consolidadas não drenadas (CU ou R) e consolidadas drenadas (CD ou S), para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo em cada uma delas. O Quadro 3.1 apresenta um resumo dos ensaios realizados e as condições submetidas a eles para a aquisição dos parâmetros de resistência. Assim, realizou-se a moldagem de 3 (três) corpos de prova para cada um dos dois tipos de ensaio triaxial. As tensões confinantes adotadas foram de 100, 200 e 400 kPa, em função da capacidade do compressor de ar comprimido do equipamento.

Quadro 3.1 – Ensaios realizados na pesquisa

Tipo de ensaio.	(%)	Confinante (kPa)		
		Cp1	Cp2	Cp3
(CD)	95	100	200	400
(CU)	95	100	200	400

Fonte: o próprio autor

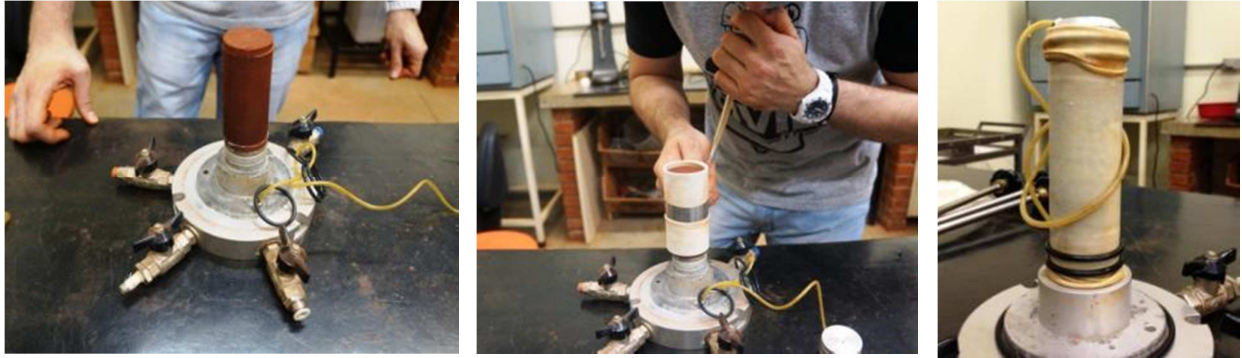
3.5.2 Montagem dos corpos de prova na célula ou câmara triaxial

A montagem dos corpos de prova na célula ou câmara triaxial obedeceu aos seguintes passos:

- Colocação da pedra porosa inferior (previamente saturada), sobre o pedestal da base da célula triaxial;
- Colocação do papel filtro sobre a pedra porosa;
- Colocação do corpo de prova, apoiado no papel filtro;
- Colocação do papel filtro superior, na superfície do corpo de prova;
- Colocação da pedra porosa superior, sobre o papel filtro;
- Colocação do cabeçote, sobre a pedra porosa superior;
- Colocação de três tiras de papel filtro na lateral do corpo de prova para auxiliar no processo de saturação;
- Colocação da membrana de látex envolvendo o corpo de prova, com auxílio do cilindro com mangueira acoplada;
- Colocação dos orings (anéis de vedação), com auxílio do segundo cilindro bipartido;
- Montagem final da câmara ou célula triaxial.

A figura 3.18 ilustra respectivamente o posicionamento do corpo de prova entre as pedras porosas aguardando a colocação das tiras de fita em sua lateral, colocação da membrana de látex com ajuda do cilindro com mangueira acoplada e finalmente o corpo de prova revestido e pronto para posicionamento no interior da célula triaxial.

Figura 3.18 – Realização do ensaio triaxial CU: montagem do corpo de prova na célula triaxial; corpo de prova revestido pela membrana de látex.



Fonte: o próprio autor

Figura 3.19 – Corpo de prova já posicionado na célula triaxial preenchida com água.



Fonte: o próprio autor

Depois de feita a montagem do corpo de prova na câmara triaxial, passa-se à realização das etapas subsequentes de saturação do corpo de prova por percolação simples, por contrapressão e a etapa de consolidação.

3.5.3 Saturação do corpo de prova por percolação

Para realizar a saturação do corpo de prova por percolação, conectou-se a câmara triaxial à válvula do reservatório de água (tanque desaerador) pelo engate rápido correspondente a válvula (A), apresentada anteriormente. Deve-se lembrar de que esta válvula é responsável pelo preenchimento da célula da câmara triaxial com água e posteriormente será utilizada para aplicação da pressão isotrópica (confinante). Completou-se a célula ou câmara

através de (A) com água destilada conforme figura 3.19 expulsando todo o ar do interior da mesma.

Em seguida com a acoplagem da bureta graduada à válvula (B), apresentada anteriormente na figura 3.10, preencheu-se a bureta com água destilada, água que percola de forma ascendente atravessando o corpo de prova em função do gradiente hidráulico imposto e é expelida passando através de uma mangueira “dreno” ligada a válvula (C), figura 3.20.

Figura 3.20 – Da esquerda para direita: detalhe da bureta preenchida com água, configuração da ligação do dreno, detalhe do dreno.



Fonte: o próprio autor

Nessa etapa do processo deve-se observar algumas peculiaridades e uma delas é o tempo mínimo de 24 horas de percolação de água no interior do corpo de prova

Outro fato que deve ser observado é a ordem na qual deve-se introduzir a água no sistema (célula triaxial – corpo de prova). A pressão exercida pela água externa ao corpo de prova (confinante) deve ser sempre maior que pressão interna ao corpo de prova. Esse cuidado se dá com o intuito de preservar a integridade do corpo de prova, que submetido a uma pressão interna maior, poderia sofrer algum tipo de expansão e comprometer o resultado do ensaio.

Na etapa de saturação essa relação foi garantida sem o uso de qualquer tipo de pressão vinda do compressor, uma vez que, o tanque desareador estava a um nível bem acima da coluna de água da bureta da célula triaxial, como se pode observar na Figura 3.21. A realização desta etapa, ou seja, a saturação por percolação, não garante a completa saturação do corpo de prova. É sempre necessária a realização da segunda etapa de saturação, denominada de saturação por contra pressão.

3.5.4 Saturação do corpo de prova por contra pressão

A saturação por contra pressão consiste na aplicação de incrementos de tensão confinante ao corpo de prova com os registros ligados à base e ao topo fechados, ou seja, sem que seja permitida a drenagem. Após a aplicação de cada estágio, geralmente de 50 kPa, faz-se a leitura da poropressão gerada internamente no corpo de prova, por meio de um manômetro ligado ao segundo orifício na base do corpo de prova (D).

A garantia de saturação é feita pelo monitoramento do parâmetro B de Skempton (1954) visto no capítulo 2, no item 2.3.2.1, que consiste na relação entre o incremento de poropressão gerada e o incremento de tensão confinante. O corpo de prova estará completamente saturado quando o parâmetro B for igual ou muito próximo de 1.

Para realizar a saturação por contrapressão, deve-se fechar todas as válvulas da célula triaxial, com o cuidado de não prejudicar nenhum outro componente do painel. Com apenas um regulador de ar e o uso de um bifurcador com registros, levou-se uma das mangueiras à válvula (A) da célula triaxial e outra mangueira à (C). O objetivo desta ação é aplicar incrementos de pressões fora e dentro do corpo de prova. Feito isso, foi engatado em (D) um manômetro para leitura de poropressão. Assim, submeteu-se ao corpo de prova a incrementos de 50 em 50 kPa da seguinte forma: primeiramente aplicou-se 50 kPa de pressão confinante, aguardando cerca de dois minutos, então abriu-se o registro do bifurcador deixando-se que as pressões internas e externas se “igualassem”.

Figura 3.21 – Detalhe da ligação da execução da etapa de contra pressão.



Fonte: O próprio autor.

Na verdade, as pressões não foram de fato igualadas, mas sim aplicadas de tal sorte que a pressão confinante estivesse ligeiramente maior que a pressão interna ao corpo de prova, isso porque seguimos a orientação do técnico de FURNAS S.A que nos esclareceu que apesar de não possuímos normas para esse ensaio especial a ASTM trata desse fato pela possibilidade de ocorrência de uma desestruturação do corpo de prova para materiais com pouca coesão. Apesar disso apontou que para solos brasileiros essa possibilidade de desconstrução geralmente não ocorre (pela constituição e valor considerável de coesão), mas alertou que o procedimento correto, conforme norma americana, não é esse e não foi utilizado em nosso estudo.

Contudo, supondo que um Δ tempo tenha se passado, fecha-se a válvula (C) e aplica-se mais um incremento de 50 kPa através de (A). Nesse momento ter-se-ia externamente ao corpo de prova 100 kPa e internamente 50 kPa. Aguarda-se um tempo para que a leitura do manômetro se estabilize e faz-se a sua leitura.

Considerando que tenha-se lido 89 kPa no manômetro, correspondente a poropressão, o parâmetro B de Skempton seria calculado, conforme exemplo abaixo, da seguinte forma:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma} = \frac{89 - 50}{100 - 50} = 0,78 \quad (3.1)$$

O que não nos teria qualificado para a próxima etapa do ensaio que seria o da consolidação, onde B deverá ser no mínimo igual a 0,95.

Assim, iguala-se mais uma vez as pressões internas e externas ao corpo de prova e deixa-se em repouso por mais um Δ tempo. Feito isso, as ações descritas acima foram repetidas em nossos ensaios até se alcançar o parâmetro B de Skempton para todos os corpos de prova desse estudo.

Todavia, em vista da capacidade do compressor de ar do equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia, a contra pressão limite para saturação dos corpos de prova nos ensaios da pesquisa foi de 150 kPa. Atingida a saturação do corpo de prova passamos para a etapa seguinte, denominada de consolidação.

3.5.5 Etapa de Consolidação ou Adensamento

Consolidar um corpo de prova significa reduzir gradualmente e evolutivamente sua porosidade. Nessa etapa, elevamos a pressão confinante de tal sorte que a diferença entre essa

pressão e a interna ao corpo de prova fosse a mesma utilizada durante a ruptura dele na prensa triaxial .

Para realização desta etapa, fecham-se os registros da câmara e efetua-se as manobras de bico de mangueira necessárias. Retira-se a mangueira responsável pela aplicação da pressão confinante, e a conecta-se à entrada da base do corpo de prova. Ela agora será, juntamente com o *topcap*, as responsáveis por levar a água drenada do interior do corpo de prova para a bureta do variômetro, onde serão feitas as leituras de variação de volume. No orifício responsável pela confinante conecta-se um registro de pressão disponível no painel, que fornecerá o valor de confinante σ_3 igual a desejada no ensaio.

O primeiro corpo ensaiado foi rompido com confinante igual a 400 kPa, ou seja, externamente aplicamos um pressão hidrostática de 550 kPa (limite de nosso compressor) e internamente uma pressão de 150 kPa.

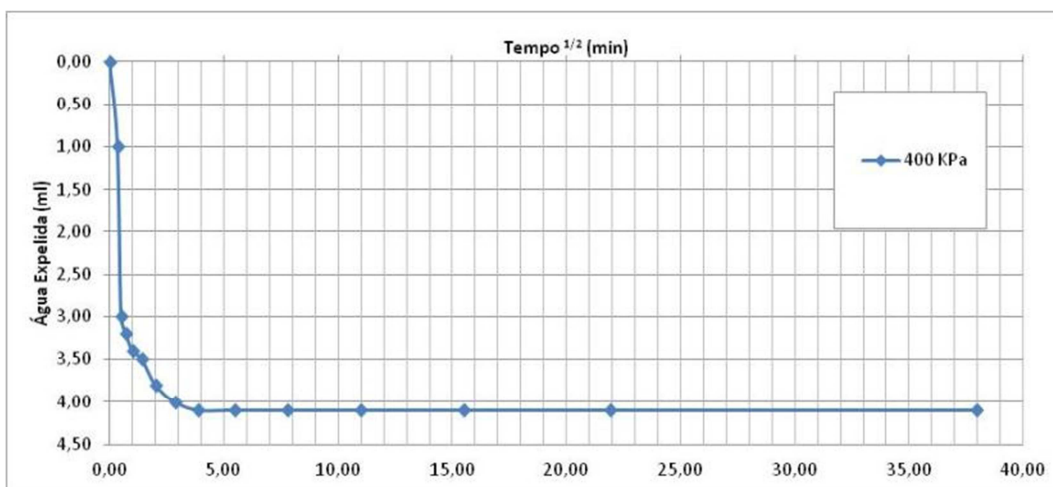
A etapa da consolidação se iniciou com a elevação lenta da pressão externa do corpo de prova, a tal ponto que excedesse ligeiramente valor de 150 kPa, feito isso, elevou-se a pressão interna do corpo de prova à 150 kPa.

Após, permitimos que a pressão desse conjunto se equalizasse com a pressão interna da bureta do variometro. Uma vez equalizado, fechamos as válvulas que ligam a célula triaxial ao variometro e elevamos a confinante a 550 kPa.

Assim, por causa da diferença de pressão, a água interna ao corpo de prova (já saturado) se vê obrigada a sair tanto pelo topo como pela base da célula, conduzida ao interior do variometro. Assim, podemos aferir sua variação de volume, que interessantemente, pode ser percebida visualmente através da diminuição de suas dimensões.

As leituras foram realizadas em intervalos de tempo pré-determinados de (1/8, 1/4, 1/2, 1, 2, 4, 8, 15, 30, 60, 120, 240, 480 e 1440 minutos) com suas respectivas variações de volume. Plotando os dados em um programa Figura obtivemos o resultado apresentado na Figura 3.21.

Figura 3.22 – Curva de consolidação do primeiro corpo válido, ensaio CU.



Fonte: O próprio autor.

Como se pode observar na figura 3.21 a curva de consolidação, se apresentou conforme a teoria. A curva de adensamento (tempo versus recalque) se manteve horizontal, isto é, para um determinado tempo a consolidação do corpo se manteve constante.

Assim, faltou-nos apenas definir a velocidade de ruptura do corpo de prova para os ensaios drenados e não drenados valendo-se da maior confinante, para isso utilizou-se dos trabalhos de (FILHO; SANTOS, 2007), da norma americana ASTM D 3080 – 98 e das informações técnicas de FURNAS S.A.

Para os ensaios CU a velocidade constante utilizada foi de 0,060 mm/min e para os ensaios CD foram de 0,032 mm/min. A velocidade de ensaio para o tipo CD poderia ser a metade da utilizada durante esse trabalho, contudo, o termino das leituras se aproximariam de 17 horas ininterruptas sem levar em consideração o tempo de preparação, desmontagem e limpeza do equipamento o que seria demasiadamente laborioso, uma vez que, nosso equipamento triaxial não possui um sistema de leituras informatizada, contando apenas com leituras manuais.

Os corpos de prova foram deformados até 20% de sua altura e as leituras de carga foram realizadas através do extensômetro do anel dinamométrico da prensa triaxial, as leituras de poropressão foram efetuadas com transdutor de poropressão e a variação de volume com o uso do variometro.

3.5.6 Ruptura dos corpos de prova na Prensa Triaxial

A prensa triaxial consiste em um quadro com duas colunas e uma travessa que se movimenta e de uma base que abriga o motor elétrico e os comandos do painel. A velocidade e a direção são ajustadas através de comandos apropriados localizados no painel frontal Figura 3.22.

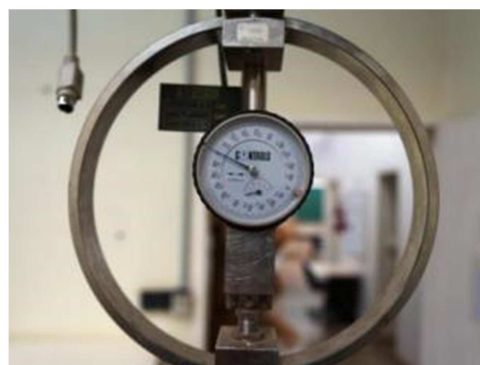
Figura 3.23 – Prensa triaxial do IFG – Campus Goiânia.



Fonte: o próprio autor

Devem ser realizados cálculos, valendo-se da constante do anel, a fim de encontrar qual leitura do extensômetro representaria a força equivalente da pressão confinante sobre o pistão da célula. A água submetida à pressão confinante σ_3 tende a empurrar o pistão para fora da célula triaxial. A quantificação das divisões é necessária para garantir que a força de empuxo do pistão seja anulada pelo anel, garantido assim que o corpo de prova não esteja sujeito a nenhuma pressão excedente, exceto aquelas inicialmente impostas por σ_3 .

Figura 3.24 – Detalhe do anel dinamométrico da prensa triaxial.



Fonte: o próprio autor

Feito isso, encaixamos a célula triaxial sobre o prato e submetemos o prato a uma velocidade 0,060 mm/min, por se tratar de um valor usual para ensaios do tipo CU Figura 3.24.

Figura 3.25 – Corpo de prova em ensaio na prensa do IFG - Campus Goiânia



Fonte: o próprio autor

Durante todos os ensaios (drenados e não drenados) foram realizadas todas as, fases descritas acima: preparação da amostra de solo, moldagem do corpo de prova, saturação por percolação, saturação por contra pressão, colocação da célula na prensa triaxial e coleta dos dados. A figura abaixo ilustra o primeiro corpo de prova rompido durante a realização dessa pesquisa.

Figura 3.26 – Primeiro corpo de prova ensaio e válido



Fonte: o próprio autor

Alguns ensaios ocorreram definitivamente bem nas primeiras etapas e foram perdidos nas finais. Detalhes como vazamentos, mau posicionamento dos orings, falhas de pressão do compressor e rompimento de engastes rápidos e até mesmo desgaste de algumas peças, foram às dificuldades encontradas.

Figura 3.27 – Engate rápido rompido do manômetro



Fonte: o próprio autor

Figura 3.28 – Detalhe do desgaste da bureta do variômetro



Fonte: o próprio autor

A média para o rompimento de um corpo de prova nas condições que possuíamos foi de 1 (um) por semana, contudo os resultados foram saindo de forma fluida e são fruto dos resultados dessa pesquisa.

3.6 APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para analisar a aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido do solo, nas diferentes condições ensaiadas, será feita a simulação de uma barragem de terra e a análise da estabilidade dos taludes de montante e jusante na fase de operação. Para essa análise serão utilizados os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no ensaio triaxial CD, pois o mesmo corresponde à situação real à qual o maciço estará submetido.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.

No capítulo estão apresentados e analisados todos os resultados obtidos durante a realização da pesquisa, tanto na parte experimental, quanto na parte de aplicação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA

O conhecimento das características de granulometria, massa específica dos grãos e limites de consistência são fundamentais para classificar e prever o comportamento dos solos. A seguir serão apresentados e analisados os resultados de caracterização e classificação do solo estudado, com a finalidade de embasar e orientar os estudos seguintes.

4.1.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os Quadros 4.1 e 4.2 apresentam o resumo da granulometria do solo e as frações granulométricas obtidas utilizando a escala granulométrica da ABNT. A partir dos apresentados nessas tabelas é possível obter a classificação textural do solo estudado: argila arenosa ou argila areno-siltosa com pedregulho. A figura 4.1 apresenta a curva granulométrica do solo obtida por peneiramento e sedimentação.

Quadro 4.1 - Resumo da granulometria do solo estudado

Peneira		% Passa
3/8"	9,5	100,0
Nº 4	4,8	99,8
Nº 10	2,0	99,3
16	1,2	99,1
30	0,6	96,3
40	0,42	92,8
60	0,25	82,3
100	0,15	75,9
200	0,075	65,4

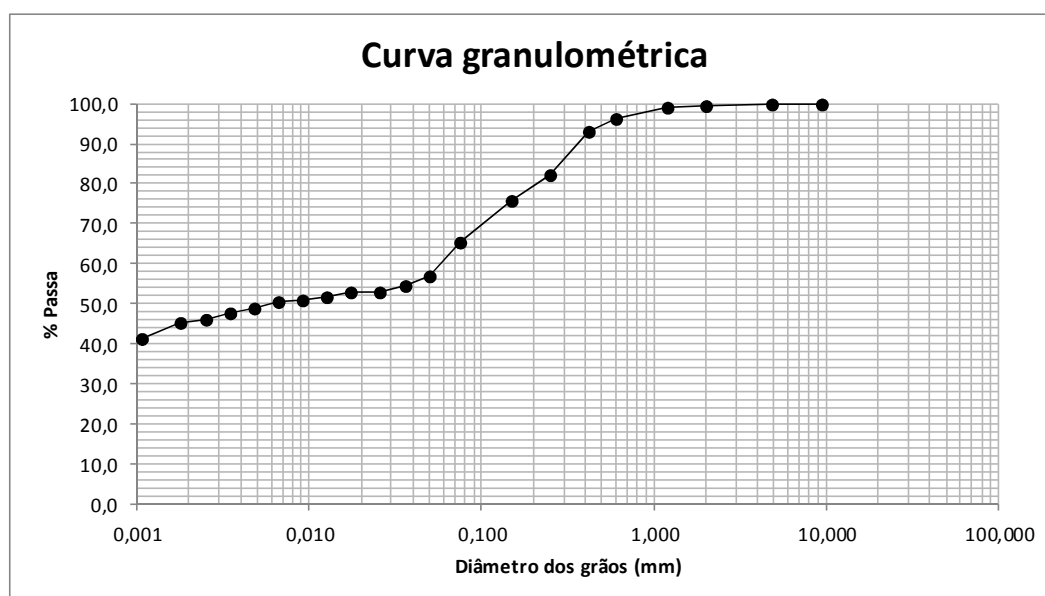
Fonte: o próprio autor.

Quadro 4.2 - Resumo das frações granulométricas do solo estudado, de acordo com a escala granulométrica da NBR 6502 (ABNT, 1995).

<i>Propriedades</i>	<i>Resultado</i>
Argila (%)	46,1%
Silte (%)	14,3%
Areia (%)	38,9%
Pedregulho (%)	0,7%

Fonte: o próprio autor.

Figura 4.1 – Curva granulométrica do ensaio de caracterização do solo estudado.



Fonte: o próprio autor.

O Quadro 4.3 apresenta os resultados dos ensaios de limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e massa específica dos grãos do solo argiloso estudado. De acordo com o valor do limite de liquidez obtido e com a carta de plasticidade de Casagrande, o solo utilizado na presente pesquisa possui uma baixa plasticidade. O valor da massa específica dos grãos do solo apresentou um valor situado dentro dos padrões usuais para solos inorgânicos, ou seja, entre 2,65 e 2,85 g/cm³.

Quadro 4.3 – Resultados de caracterização do solo estudado.

<i>Propriedades</i>	<i>Resultado</i>
Limite de liquidez (w_L) (%)	42
Limite de Plasticidade (w_P) (%)	26
Índice de Plasticidade (IP) (%)	16
Massa específica real ou dos grãos (g/cm^3)	2,77

Fonte: o próprio autor.

4.1.2 Classificações Geotécnicas

Segundo a classificação TRB (Transportation Research Board), o solo estudado classifica-se no grupo A-7-6 (IG=9). Nessa classificação, os solos desse grupo são denominados de argilas siltosas.. O número entre parêntesis corresponde ao índice de grupo, que é um índice calculado em função das características de granulometria e plasticidade do solo e indica a qualidade dos solos como terrenos de fundação de pavimentos. Índices de grupo iguais a zero indicam solos ótimos para fundação de pavimentos, variando até índices de grupo iguais a 20, que indicam solos péssimos para a fundação de pavimentos. Já na classificação unificada de solos (SUCS) o solo estudado se classificou como CL – Argila arenosa de baixa plasticidade.

As classificações dos sistemas unificado e TRB obtidas no presente trabalho foram as mesmas determinadas por Oliveira (2007), que também estudou o solo local. O referido autor também realizou a classificação MCT, utilizada para solos tropicais e o solo foi enquadrado no grupo LG' – Solo argiloso de comportamento laterítico ($c' = 1,80$; $d' = 74,4$; $e' = 0,80$ e $P_i = 44,4\%$).

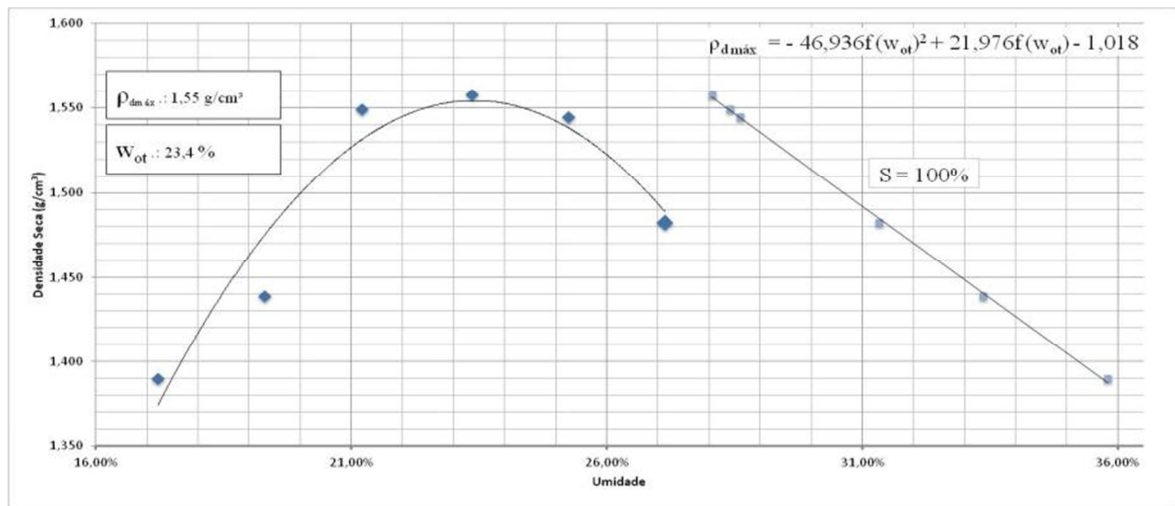
4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC OU CBR)

Igualando-se o valor da função y a 0 (zero) da derivada $\frac{dy}{dx}$ da função de ajuste da curva dada pelo programa Excel e, em seguida, resolvendo a equação de primeiro grau decorrente dessa derivação, encontra-se a coordenada da abscissa corresponde ao ponto de inflexão da curva analisada, que é valor da umidade ótima de compactação do solo (w_{ot}). Retornando tal

valor na função de ajuste da curva, encontra-se o ponto corresponde a massa específica seca máxima do solo, conforme é mostrado na figura 4.2.

A figura 4.2 apresenta a curva de compactação do solo estudado. Os valores de umidade ótima e massa específica seca máxima adotados foram os seguintes: $\rho_{dm\max} = 1,554 \text{ g/cm}^3$ e $w_{ot} = 23,4\%$.

Figura 4.2 – Curva de compactação do solo estudado.

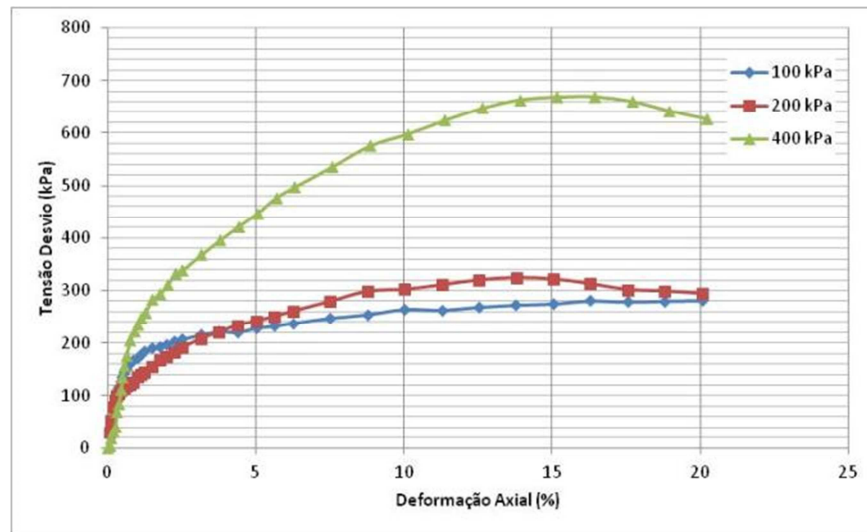


Fonte: Planilha de compactação do laboratório de solos e asfalto – IFG (Goiânia).

A título de complemento das características do solo estudado, valendo-se dos corpos de prova utilizados durante o ensaio de compactação, os mesmos foram submetidos à imersão em água conforme trata a NBR 9895/2016. O valor encontrado para CBR foi 11% com expansão de 0,06%.

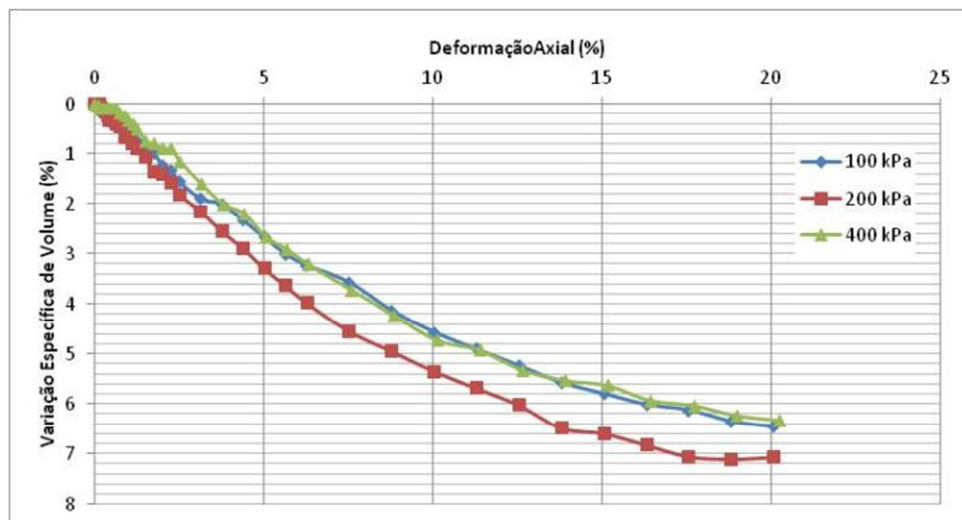
4.3 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS (CD)

A figura 4.3 apresenta as curvas de deformação axial x tensão de desvio obtidas dos ensaios triaxiais do tipo CD, realizados no laboratório de mecânica dos solos do IFG Campus Goiânia. Observa-se nas curvas que quanto maior a tensão confinante, maior o valor da tensão desviadora que provoca a ruptura e a ausência de picos de resistência e a não linearidade das curvas, indicando que o solo sofre grandes deformações volumétricas, da ordem de 15 a 20%, antecedendo à ruptura.

Figura 4.3 – Tensão Desvio x Deformação Axial – Ensaio CD

Fonte: o próprio autor.

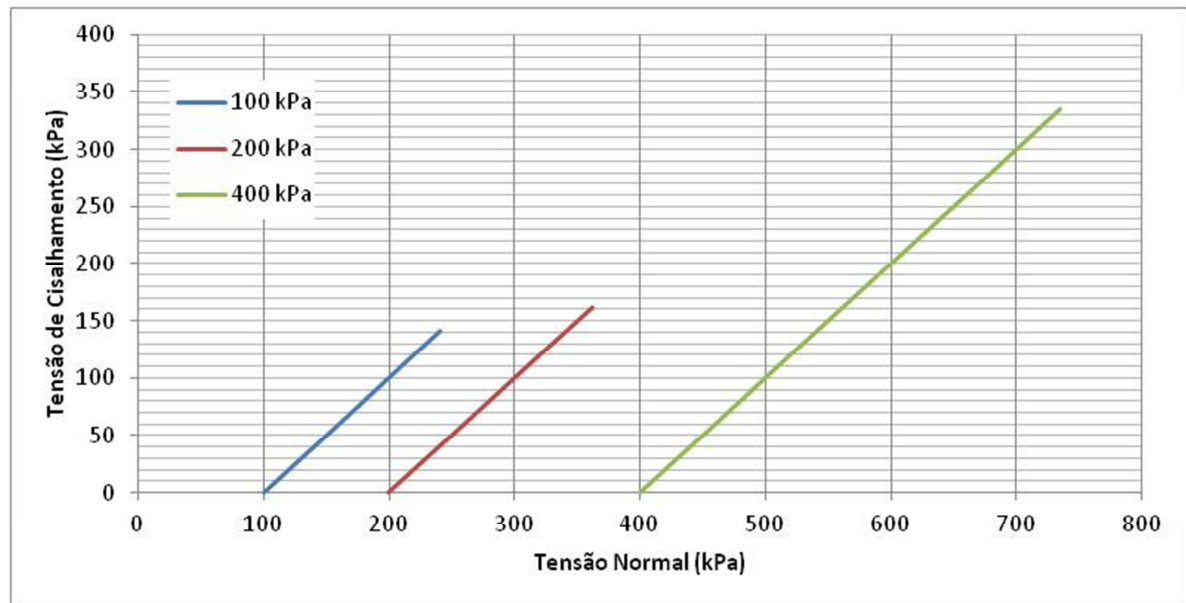
A Figura 4.4 apresenta a variação do volume dos corpos de prova ensaiados em função da deformação axial. Percebe-se que há uma semelhança na forma das curvas e que a variação de volume para as confinantes de 400 kPa e 100 kPa ficaram bastante próximas.

Figura 4.4 – Variação específica de volume x deformação axial – Ensaio CD

Fonte: o próprio autor

A Figura 4.5 apresenta as trajetórias de tensões do ensaio CD mantendo-se constantes as tensões confinantes e aumentando-se as tensões axiais.

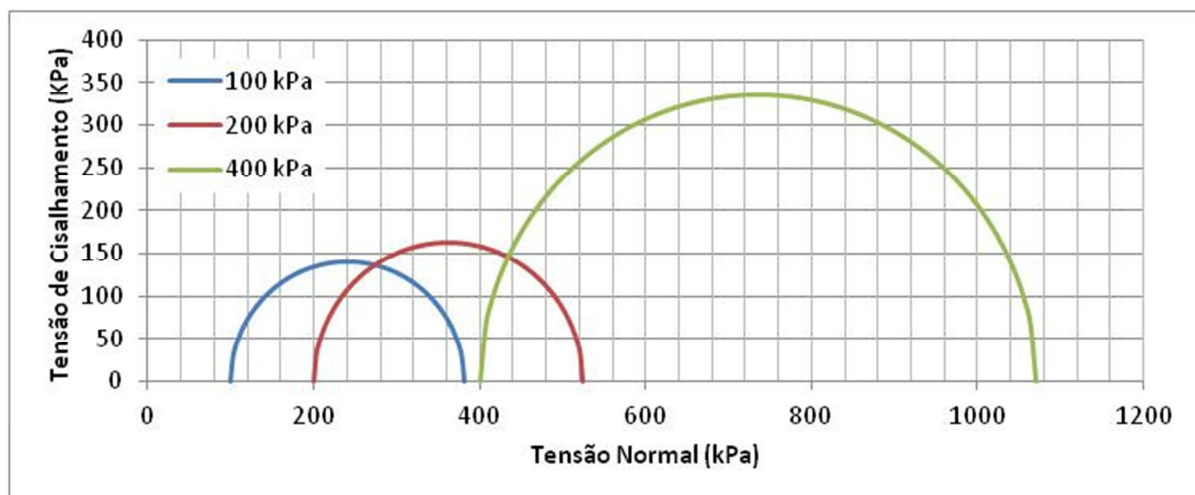
Figura 4.5– Trajetória de Tensões – Ensaio CD



Fonte: o próprio autor

A Figura 4.6 apresenta os círculos de Mohr obtidos pela realização do ensaio CD para os 3 corpos de provas submetidos a pressões confinantes distintas.

Figura 4.6 – Circulo de Mohr – Ensaio CD

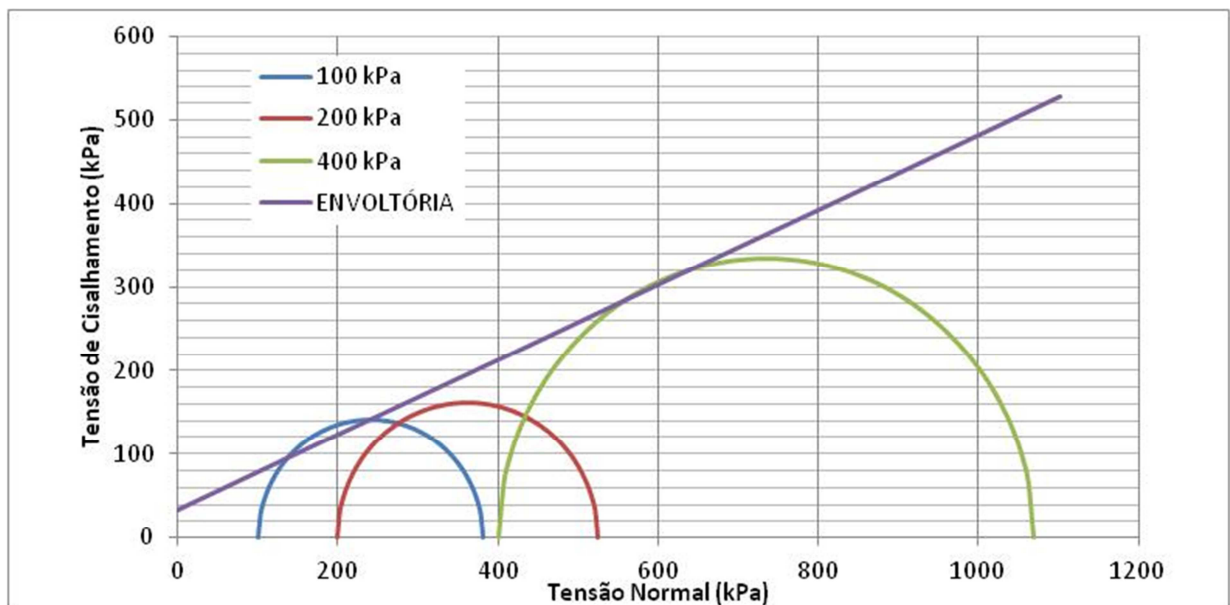


Fonte: o próprio autor.

4.3.1 ENVOLTÓRIA DE MOHR-COULOMB E PARÂMETROS DRENADOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A Figura 4.7 apresenta os círculos de Mohr e a envoltória de Mohr Coulomb, para as três tensões confinantes ensaiadas. Segundo Pinto (2000), ao se submeter uma argila ao ensaio triaxial, algumas tensões confinantes poderão estar situadas abaixo da tensão de pré-adensamento e outras acima. Tal situação implica em que a envoltória obtida das tensões acima da tensão de pré-adensamento seria uma reta cujo prolongamento passa pela origem e a envoltória obtida das tensões confinantes abaixo da tensão de pré-adensamento teria uma forma curva. Como não há praticidade em se trabalhar com envoltórias curvas, usualmente substitui-se o trecho curvo por uma reta que melhor a represente.

Figura 4.7 – Envoltória de tensões – Ensaio CD



Fonte: o próprio autor

O quadro 4.4 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo argiloso obtidos do ensaio triaxial CD.

Quadro 4.4 – Parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento do solo obtido do ensaio triaxial CD

Parâmetros	
ϕ'	24,2°
c'	33 kPa

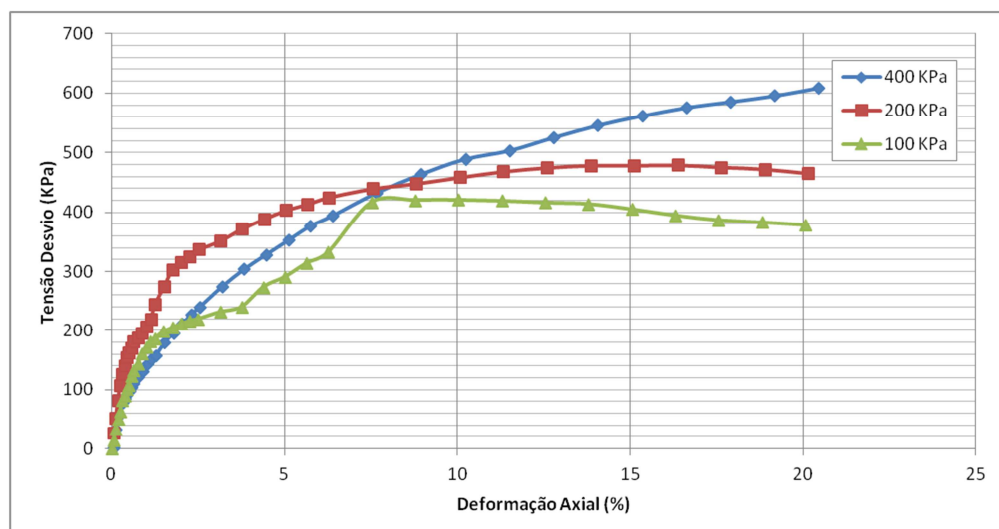
Fonte: o próprio autor

4.4 RESULTADOS DOS ENSAIOS TRIAXIAIS DRENADOS NÃO DRENADOS (CU).

4.4.1 TENSÃO DESVIO X DEFORMAÇÃO AXIAL

A figura 4.8 apresenta as curvas de tensão desvio x deformação axial dos ensaios CU realizados. Destaca-se que a ausência de um pico de resistência bem definido e que as curvas para as três tensões confinantes apresentaram formas distintas, porém mantendo a proporcionalidade entre a tensão desviadora e a deformação axial.

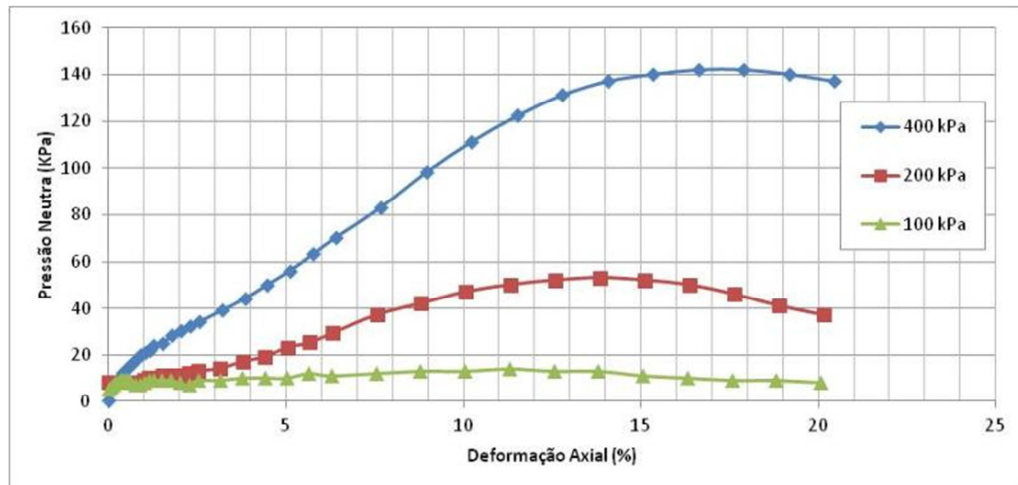
Figura 4.8 – Tensão desvio x deformação axial – Ensaio CU



Fonte: o próprio autor.

4.4.2 POROPRESSÃO X DEFORMAÇÃO AXIAL

Figura 4.9 - Pressão Neutra x Deformação Axial – Ensaio CU

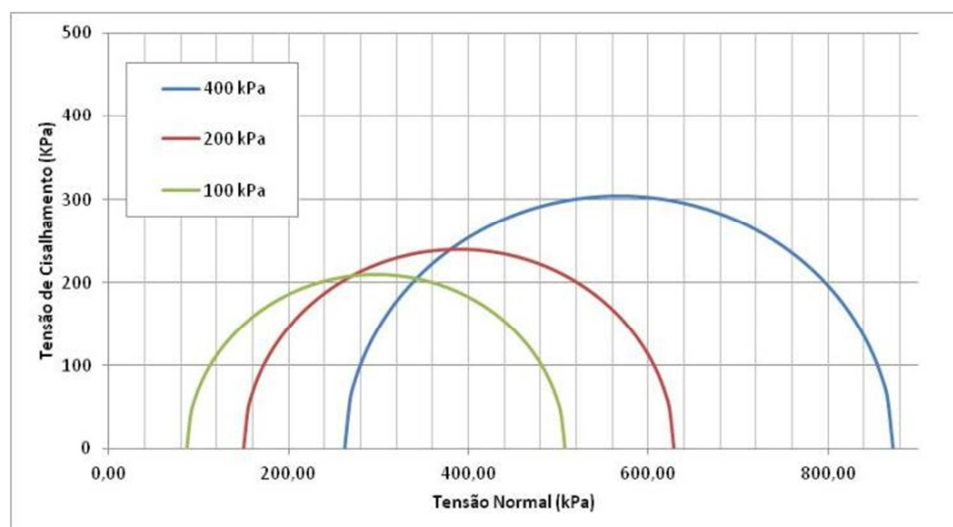


Fonte: o próprio autor

A Figura 4.9 apresenta as curvas obtidas de deformação axial versus poropressão para três tensões confinantes ensaiadas. Observa-se pela figura que a poropressão referente à menor tensão confinante apresentou uma variação de valores menos sensível que as demais.

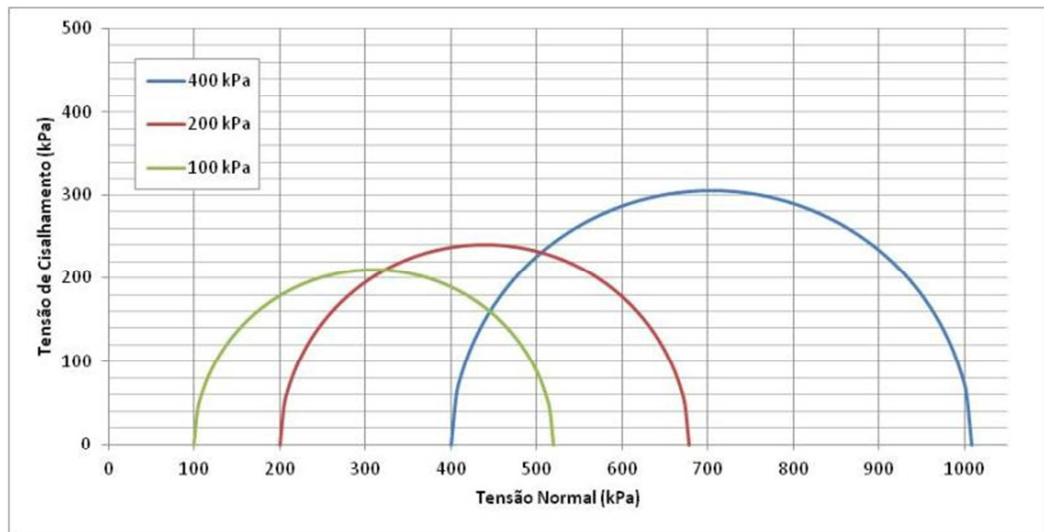
As Figuras 4.10 e 4.11 apresentam os círculos de Mohr em termos de tensões efetivas e em termos de tensões totais.

Figura 4.10 – Círculo de Mohr para tensões efetivas – Ensaio CU.



Fonte: o próprio autor.

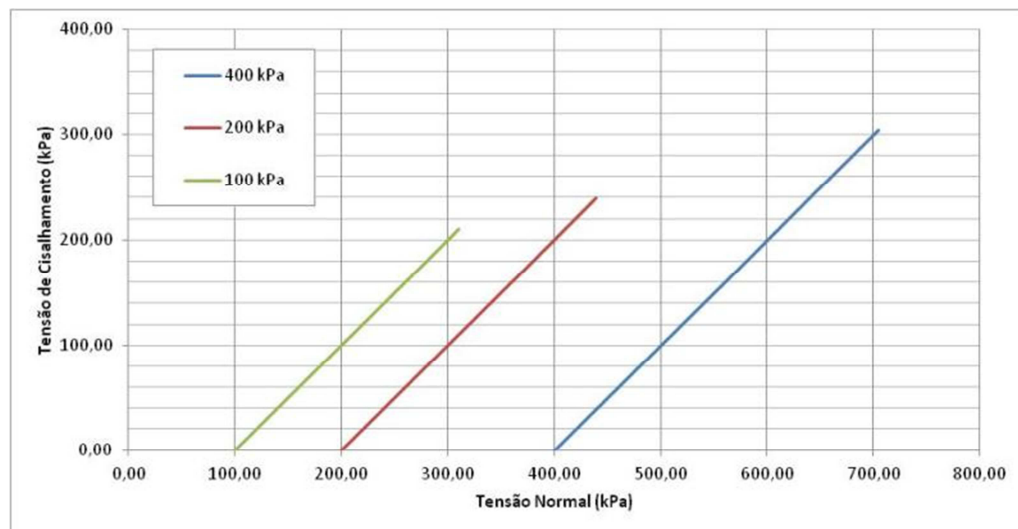
Figura 4.11 – Círculo de Mohr para tensões totais – Ensaio CU.



Fonte: o próprio autor.

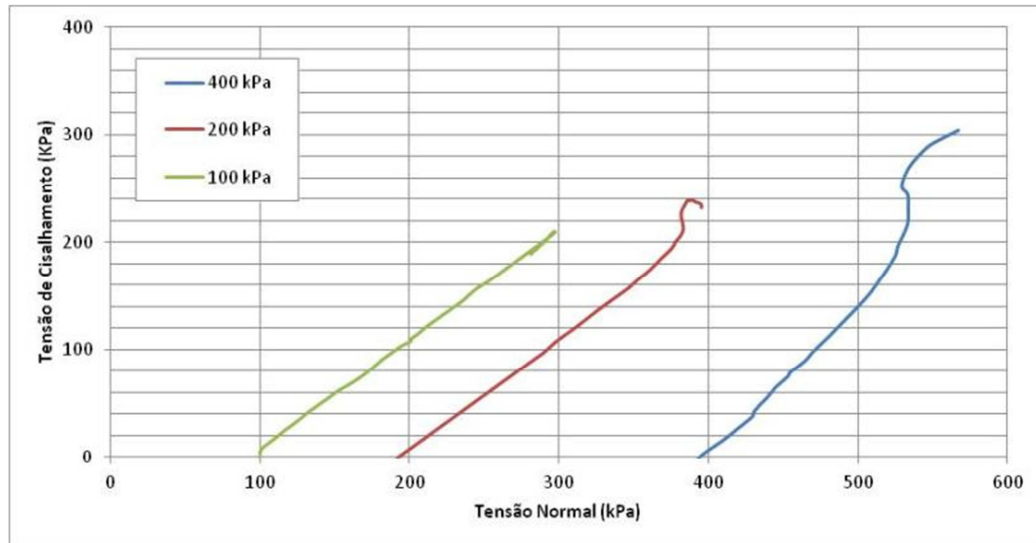
As Figuras 4.12 e 4.13 apresentam as trajetórias de tensões totais e efetivas obtidas com a realização dos ensaios.

Figura 4.12 – Trajetória das tensões totais – Ensaio CU.



Fonte: o próprio autor

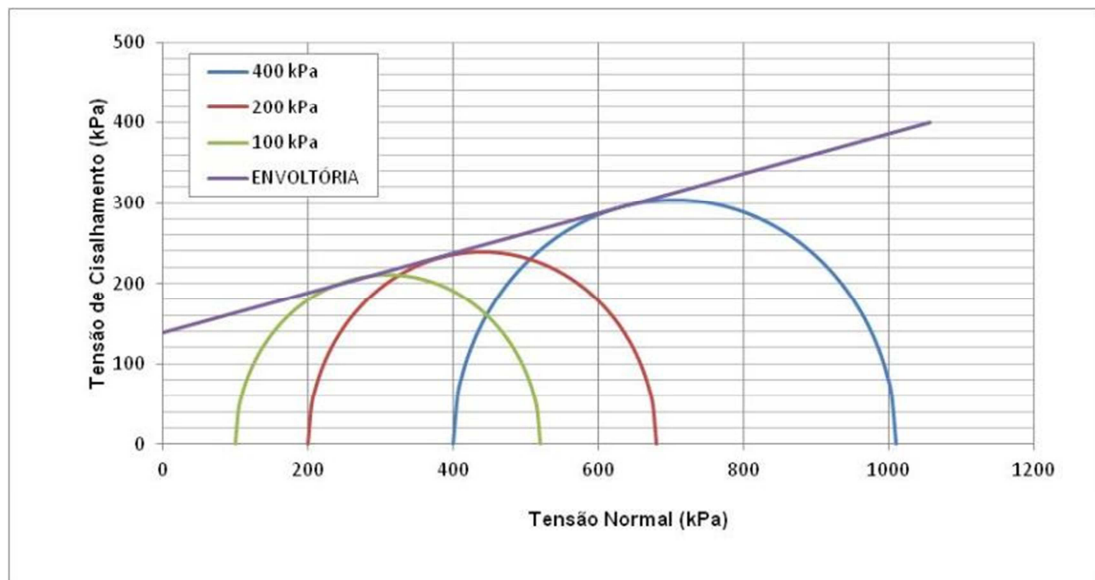
Figura 4.13 – Trajetória de tensões efetivas – Ensaio CU.



Fonte: o próprio autor

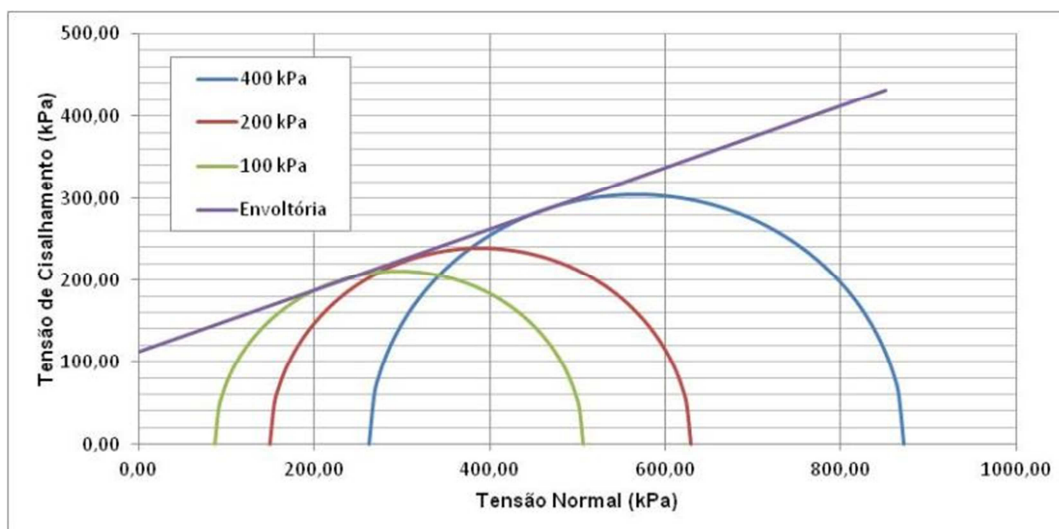
As Figuras 4.14 e 4.15 apresentam as envoltórias de resistência do Mohr Coulomb em termos de tensões totais e efetivas.

Figura 4.14 – Envoltória dos Parâmetros totais adquire através de ensaio triaxial do solo estudado – Ensaio CU.



Fonte: o próprio autor

Fonte: o próprio autor

Figura 4.15 - Parâmetros efetivos adquiridos através de ensaio triaxial do solo estudado. Ensaio CU.

Fonte: o próprio autor

O Quadro 4.5 apresenta os valores de resistência ao cisalhamento em termos de tensões totais e efetivas obtidos dos ensaios CU com medida de poropressão. A análise em termos de tensões efetivas é sempre preferível, entretanto, em determinadas situações, como por exemplo, o rebaixamento rápido do reservatório de uma barragem, o maciço apresenta o comportamento não drenado e a análise de estabilidade deve ser feita em termos de tensões totais.

Quadro 4.5 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo submetido a ensaio CU.

Parâmetros		
	Totais	Efetivos
ϕ	13,9°	20,6°
c'	139 kPa	112 kPa

Fonte: o próprio autor.

4.5. APLICAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DO SOLO ESTUDADO EM UMA BARRAGEM.

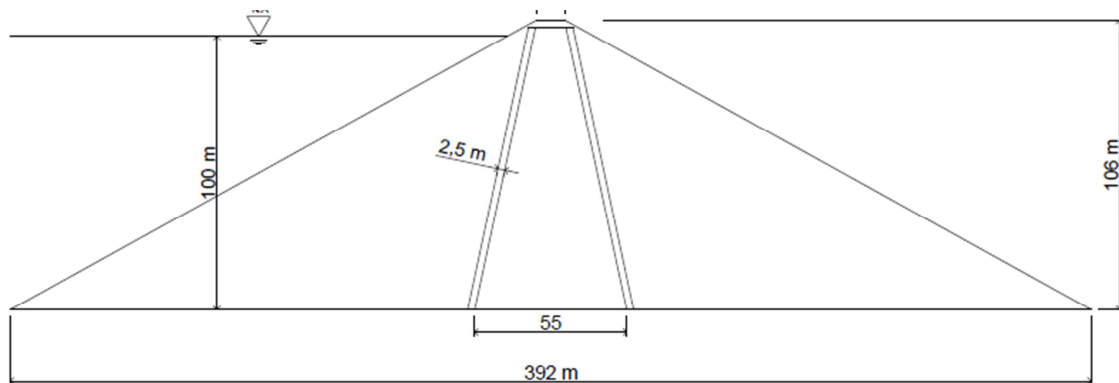
Conforme (ASSIS; LEMOS; OLIVEIRA, 1997, p. 01) a elaboração do projeto de barragem possui muitas etapas que devem ser executadas de tal sorte a seja feita a melhor escolha do local para implantação, a melhor geometria, os melhores materiais, entre outros aspectos.

Para avaliar o comportamento do solo estudado com relação à estabilidade de taludes de uma barragem, adotando-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos em laboratório, utilizou-se o software GeoStudio versão estudante, muito conhecido no ramo geotécnico e utilizado em mais de cem países. O projeto analisado adotou as dimensões e dados dos materiais da barragem hipotética de terra e enrocamento, de um trabalho de mestrado (ASSIS; LEMOS; OLIVEIRA). Primeiramente foi realizada a análise do fluxo de água através das camadas de solo constituintes da barragem através do software SEEP/W, em seguida com a exportação dos resultados para o software SLOPE/W onde foram aplicados os parâmetros de resistência ao cisalhamento do ensaio triaxial tipo CD, obtidos com o uso do aparelho triaxial do IFG Campus Goiânia, supondo a barragem na fase de operação.

4.5.1 GEOMETRIA DA BARRAGEM MISTA – ENROCAMENTO COM NÚCLEO ARGILOSO

- A crista da barragem possui uma largura de 10 m, pois há previsão de tráfego sobre a mesma; a largura da base da barragem é de 392 metros e a altura total é igual a 106 metros.
- A largura do núcleo argiloso adotada foi igual a 50% da altura da barragem e o material de transição, entre o enrocamento e o núcleo argiloso, possui a mesma inclinação do núcleo (1:0,2); o enrocamento apresenta uma inclinação de 1:1,8.
- A borda livre adotada é de 6 m.

Figura 4.16 – Seção da barragem analisada e suas dimensões.



Fonte: ASSIS; LEMOS; OLIVEIRA, (1997).

Os parâmetros de projeto utilizados na análise do fluxo de água e estabilidade do talude da barragem para os diversos materiais componentes do barramento encontram-se apresentados no quadro 4.6. Os valores que se encontram no quadro abaixo foram extraídos da literatura, com exceção de alguns dados para a da argila (ângulo de atrito, coesão e peso específico).

Quadro 4.6 – Parâmetros utilizados para a análise da estabilidade do talude hipotético.

MATERIAL	c (KPa)	Ø (Graus)	k (m/s)	E (MPa)	m _v (KPa ⁻¹)	(KN/m ³)
Areia	0	37	10 ⁻⁰⁴	25	4,00x10 ⁻⁵	20
*Argila	33	24,2	10 ⁻⁰⁹	50	2,00x10 ⁻⁵	19
Enrocamento	0	45	1,00	150	6,67x10 ⁻⁶	22

*Resultado de ângulo de atrito, coesão e peso específico obtidos através dos ensaios realizados no laboratório de solos do Instituto Federal de Goiás - Câmpus Goiânia.

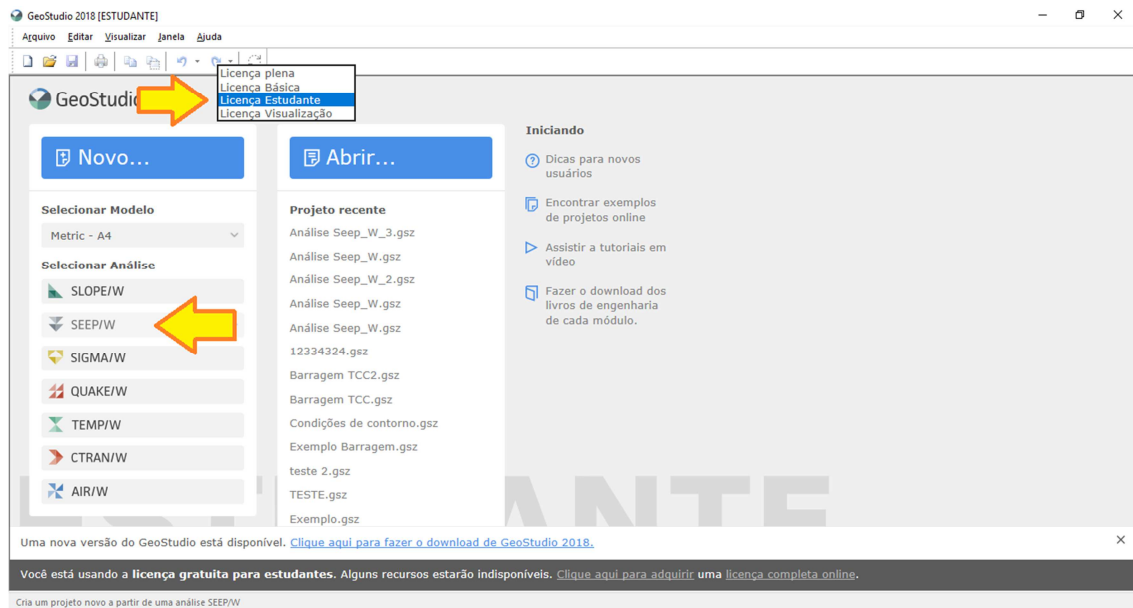
4.5.2 ANÁLISE DA ESTABILIDADE DE TALUDES DE BARRAGENS UTILIZANDO O SOFTWARE SLOPE/W DO PACOTE GEOSTUDIO 2018.

A versão estudantil do pacote de softwares GeoStudio 2018 pode ser baixada gratuitamente através do site www.geoslope.com e permite análises importantes na área de geotecnia. Ao todo são sete softwares, destacando-se o Seep/W, para análises de fluxo, o Slope/W para análises de estabilidade de taludes e o Sigma/W para análise de tensão versus deformação. Embora a versão estudantil não ofereça todos os recursos da versão completa, ela é suficiente para compreender os conceitos básicos das análises de fluxo, estabilidade de taludes, entre outras, além de ser bastante didática e de fácil utilização.

No presente tópico serão apresentados os passos a serem seguidos para se obter o fator de segurança da estabilidade do talude de jusante da barragem hipotética desse trabalho, durante a fase de operação. A seguir, será apresentada uma descrição detalhada dos passos a serem seguidos para realizar as análises propostas no presente trabalho.

Na tela inicial do software escolhe-se as opções em destaque na Figura 4.22.

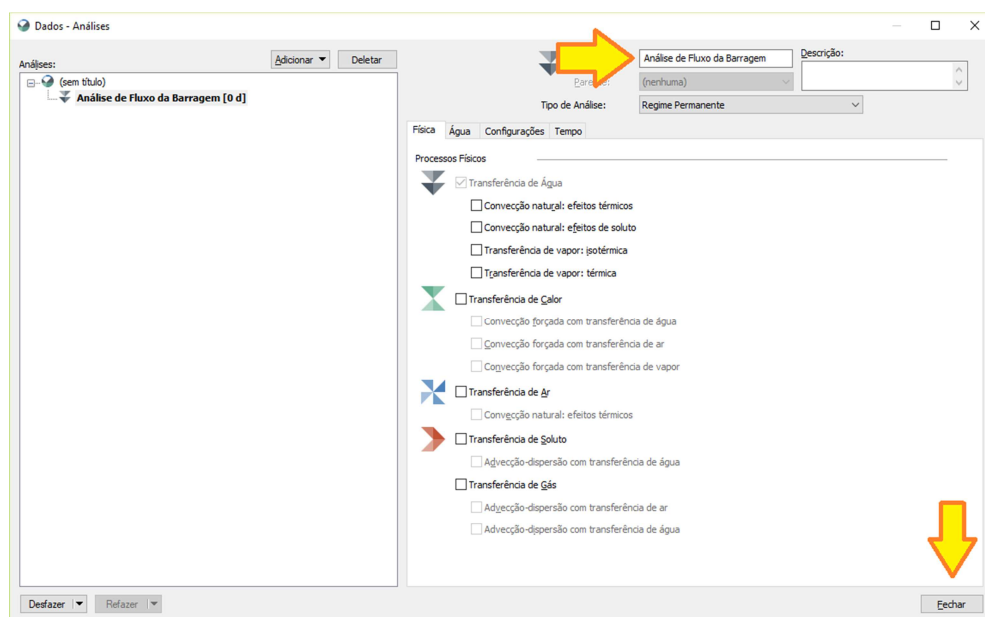
Figura 4.17 – Tela inicial do pacote GeoStudio



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Define-se o nome do projeto (Figura 4.23) e confirma-se os parâmetros já estabelecidos pelo o programa tais como: peso específico da água, número de iterações etc. Em seguida, clica-se em fechar.

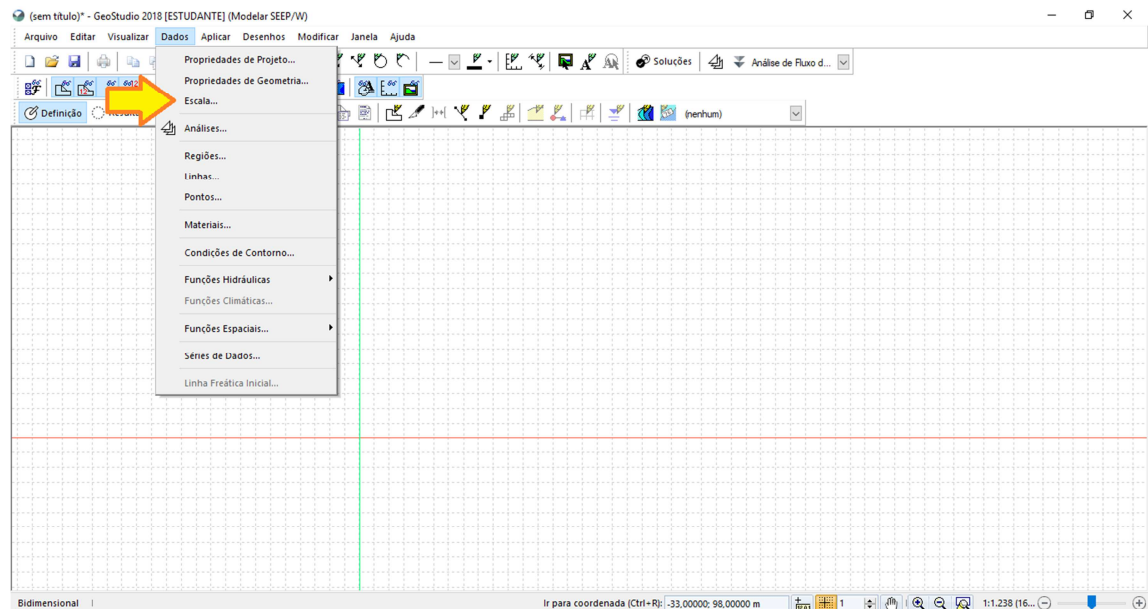
Figura 4.18 – Definição do nome do projeto



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Ajusta-se a escala do desenho figura 4.19 tendo em vista a dimensão do talude. No caso do presente trabalho, adotou-se a escala de 1/2000.

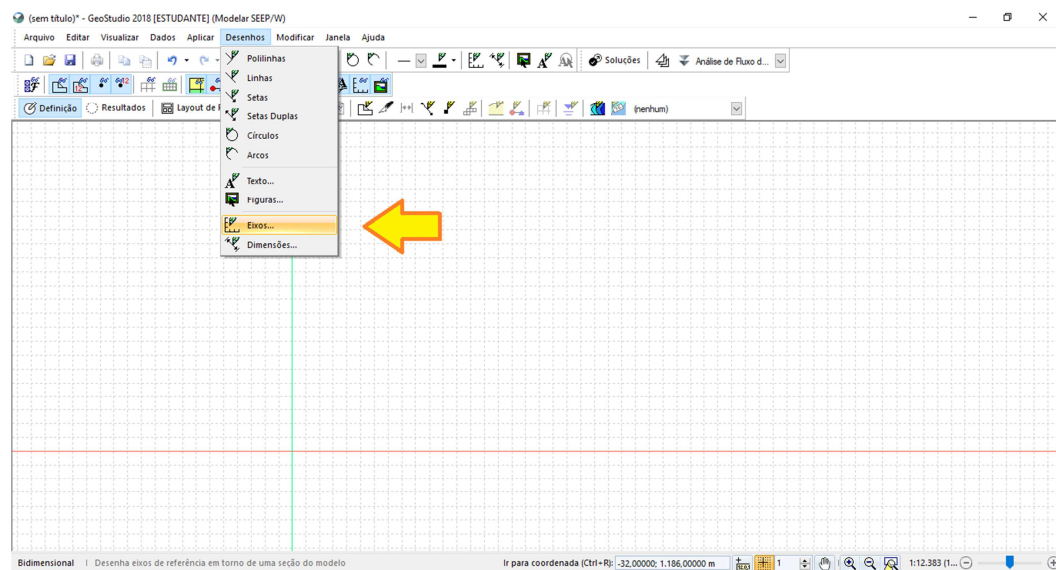
Figura 4.19– Definição da escala do desenho



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

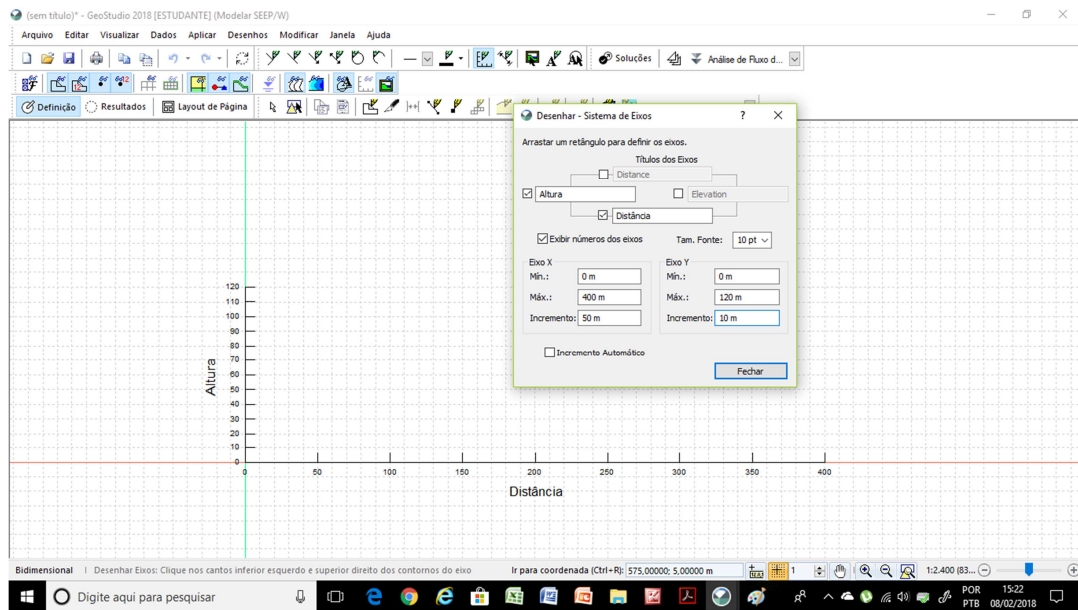
Em seguida, define-se os eixos que serão utilizados para dar entrada na geometria do projeto figuras 4.20 e 4.21.

Figura 4.20 – Definição dos eixos do projeto



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

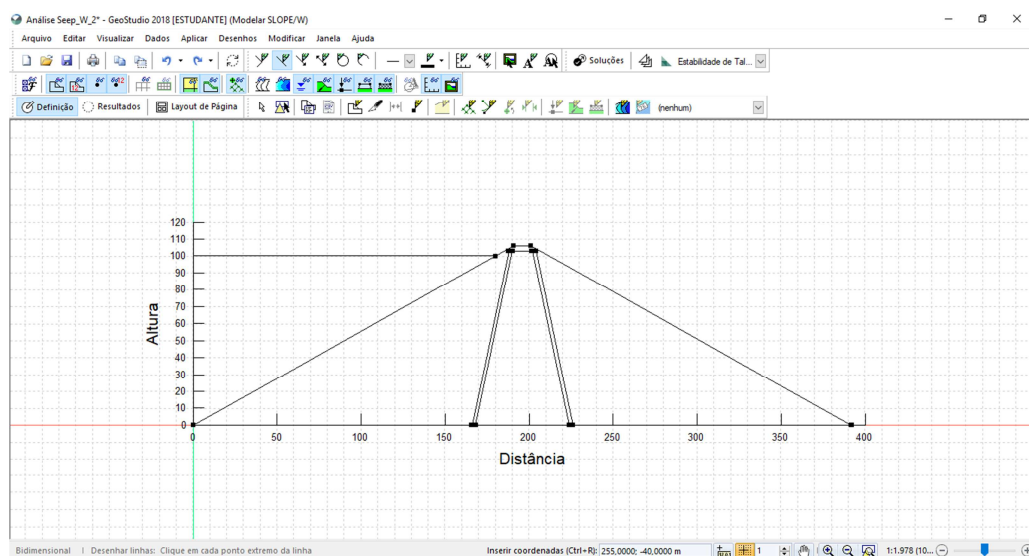
Figura 4.21 – Definição das dimensões do sistema de eixos.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

No caso do presente trabalho, a geometria da barragem analisada foi desenhada através da ferramenta polilinhas figura 4.22 O software também permite a aplicação de pontos através do menu aplicar/pontos, utilizando coordenadas cartesianas (x, y), ou a importação das coordenadas pontuais do desenho através do software AutoCAD pela aba dados/pontos.

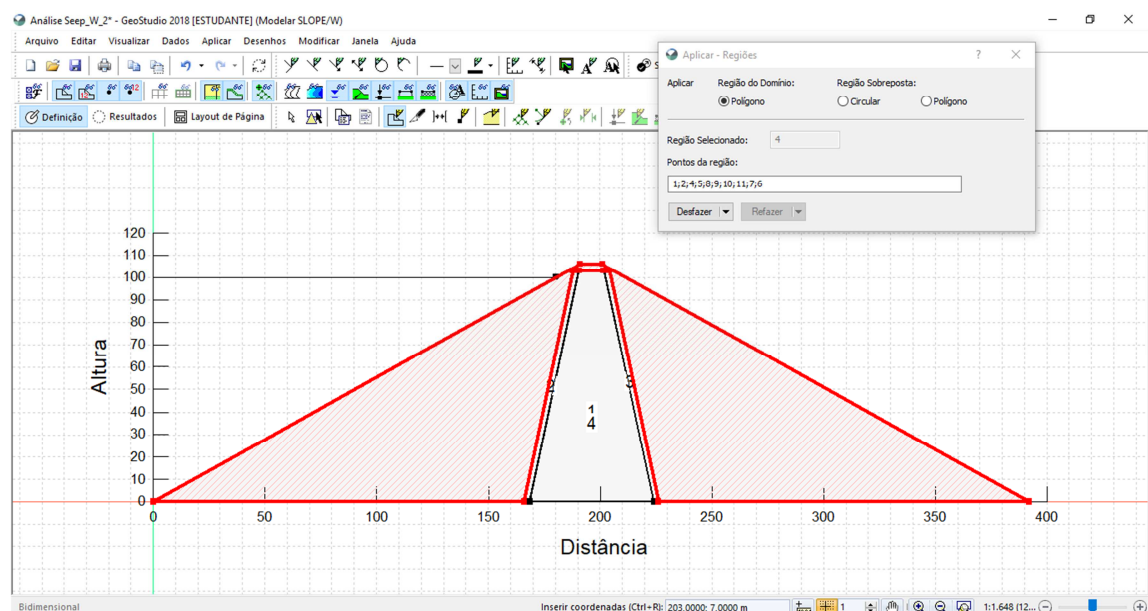
Figura 4.22 – Definição da geometria e dos contornos da barragem



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Após definida a geometria da obra dentro do software, no nosso caso, da barragem mista, delimitam-se as regiões nas quais os materiais serão aplicados. Cabe lembrar que a versão estudantil permite a inserção de 3 materiais distintos e a realização de duas análises. No presente trabalho as duas análises permitidas foram executadas através dos softwares Seep/W e Slope/W. Embora o objetivo do trabalho seja o de avaliar a estabilidade do talude de jusante da barragem, como essa estabilidade será diretamente influenciada pelo fluxo da água do reservatório, tornou-se necessário realizar a análise de fluxo anteriormente à realização da análise de estabilidade e exportar os dados do Seep/w para o Slope/w.

Figura 4.23– Definição das regiões para aplicação de material.



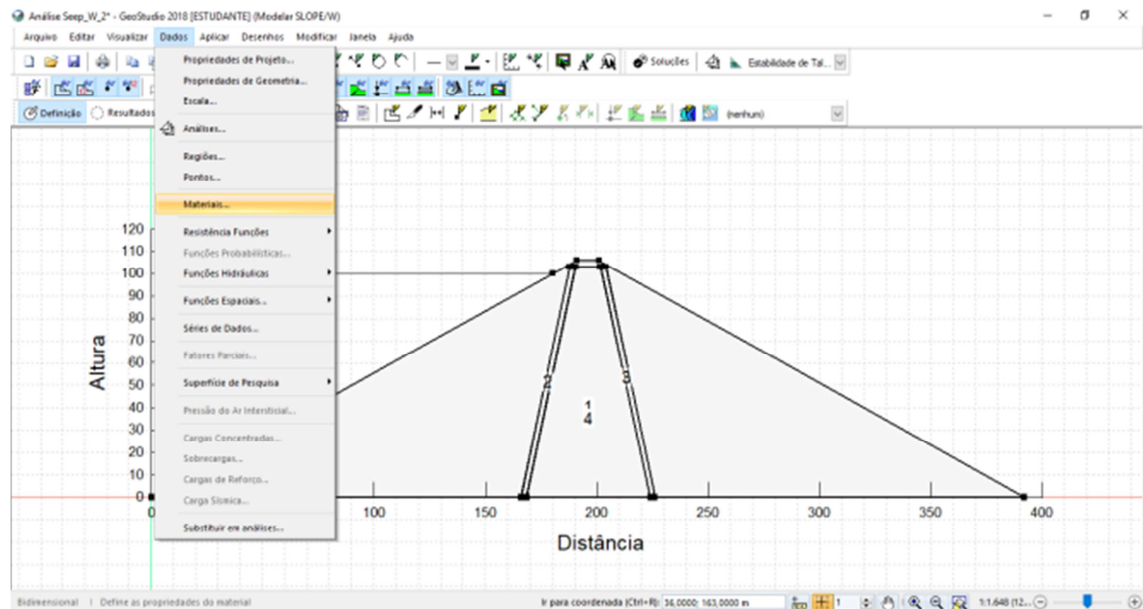
Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

A definição das regiões é feita através da aba Aplicar/Regiões, conforme ilustra a figura 4.23.

Definidas as regiões onde serão aplicados os materiais, deve-se cadastrar os materiais utilizados no barramento. O cadastro dos materiais no Seep/W requer as seguintes informações: coeficiente de permeabilidade (k), grau de saturação (S) e coeficiente de deformação volumétrica (m_v).

Para cadastro dos materiais acessa-se a aba Dados/Materiais conforme ilustrado na figura 4.24.

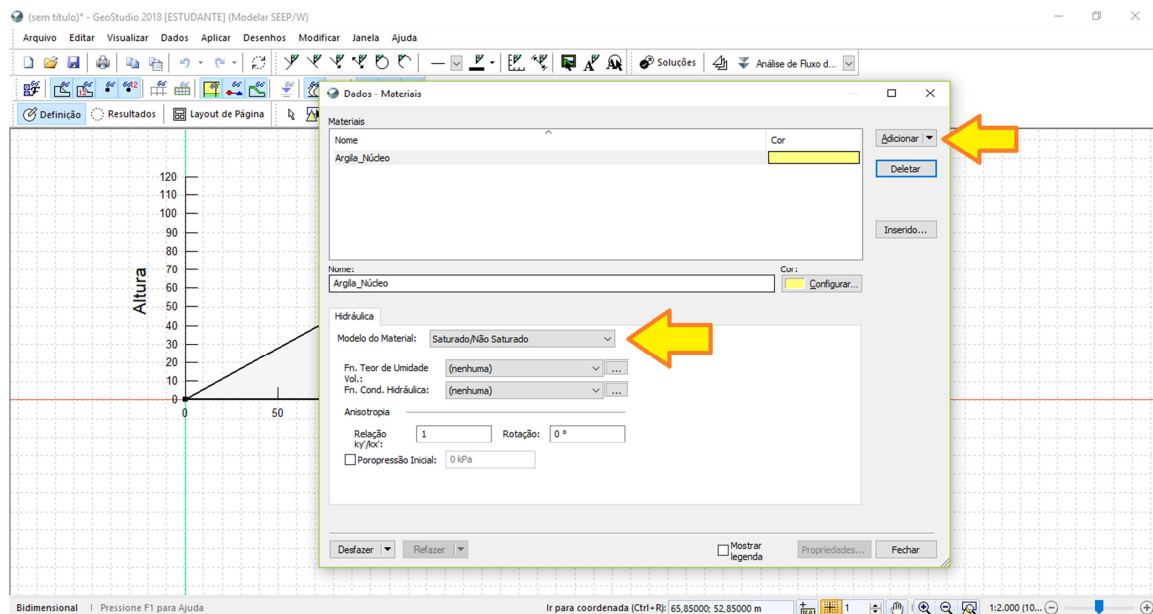
Figura 4.24 – Definição das regiões para aplicação de material.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Escolhe-se a opção adicionar novo material, atribui-se um nome a esse material e no campo “modelo do material” escolhe-se a opção saturado/não saturado, tendo em vista que essa opção dará condições de se entrar com os dados de permeabilidade e módulo de deformação volumétrica dos diferentes materiais figura 4.25.

Figura 4.25 – Definição das propriedades dos materiais constituintes do barramento.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Define-se as propriedades nos materiais clicando primeiramente nas reticências do campo “Fn. Teor de Umidade”. Na tela que se abre, nomea-se outra vez o material, contudo, acrescentando o nome do passo que estamos realizando, ou seja, “Teor de Umidade da Argila”. Na aba “Tipos” selecionamos a opção “Função Dados Teor de Umid. Vol”. O coeficiente de deformação volumétrica para argila é dada por:

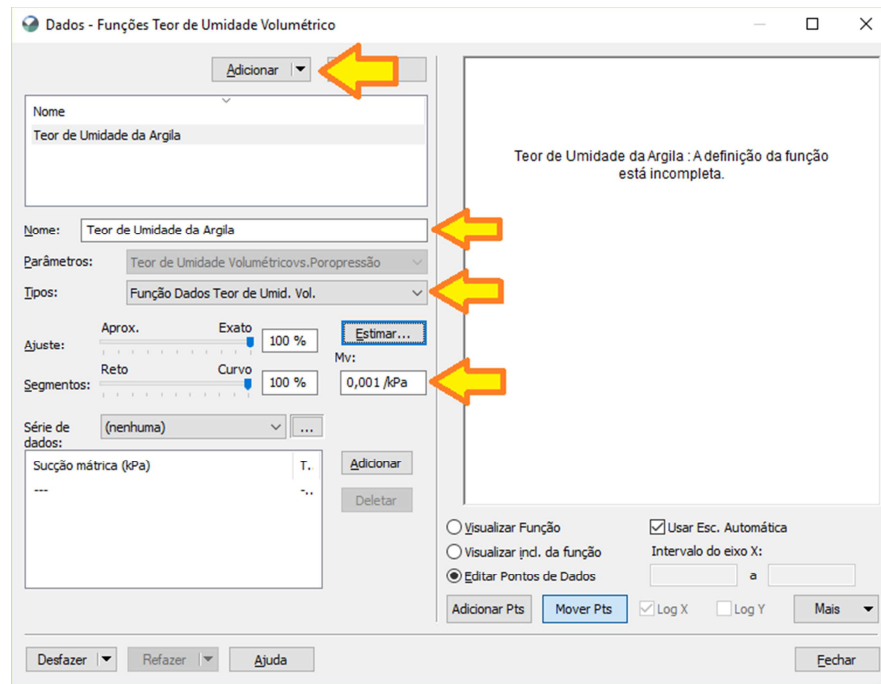
$$M_v = \frac{1}{E} \quad (4.14)$$

Onde:

E = módulo oedométrico, obtido do ensaio de adensamento.

O valor do coeficiente de deformação volumétrica adotado para a argila do presente trabalho foi de $M_v = 0,001$ kPa. Esse valor foi lançado no campo M_v da tela ilustrada na Figura 4.26.

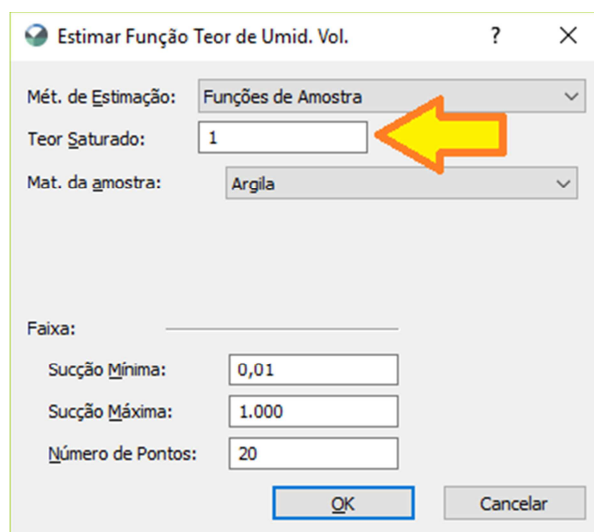
Figura 4.26 – Definição do módulo de deformação volumétrica. As setas, de cima para baixo, a sequência a ser seguida.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Após definido o valor de M_v , clica-se em “Estimar” e, na janela que se abre, seleciona-se o tipo de material e o grau de saturação do material no qual a análise será feita. No presente trabalho optou-se pelo grau de saturação igual a 1 (um), que significa dizer que a argila está 100% saturada; no final clica-se em “OK” para confirmar figura 4.27.

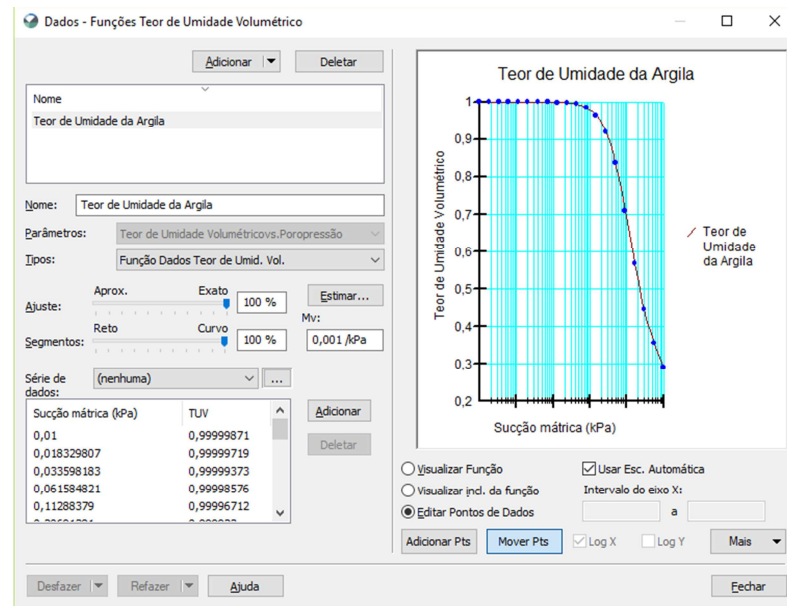
Figura 4.27 – Definição do grau de saturação e o material da amostra.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

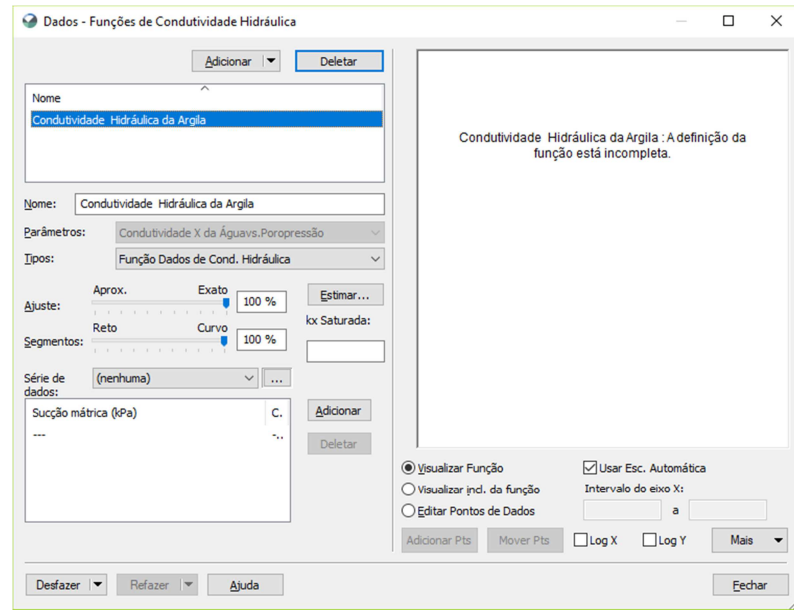
Com os dados vinculados, o programa cria uma curva para o teor de umidade volumétrica do material, conforme pode ser visto na Figura 4.28. Click-se em “Fechar” para continuar o lançamento dos dados necessários.

Figura 4.28 - Curva Sucção mátrica em função do teor de umidade volumétrica.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Na opção “Fn.cond. Hidráulica” clica-se no ícone representado por “reticências” e a janela “Dados – Funções de Condutividade Hidráulica” se abre.

Figura 4.29 – Definição da permeabilidade dos materiais

Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Clica-se em “adicionar” e nomeia-se a etapa da análise da seguinte forma: “Condutividade Hidráulica da Argila”. Ao clicar em “Estimar” a janela “Estimar Função condutividade Hidráulica” se abre. Nela informa-se a permeabilidade do material; no caso de argilas, em consulta a Pinto (2006) os intervalos de k para os diferentes tipos de solos são:

Figura 4.30 – Valores típicos de coeficiente de permeabilidade

argilas	$< 10^{-9}$ m/s
siltos	10^{-6} a 10^{-9} m/s
areias argilosas	10^{-7} m/s
areias finas	10^{-5} m/s
areias médias	10^{-4} m/s
areias grossas	10^{-3} m/s

Fonte: Pinto (2006, p.117).

Para o presente trabalho atribuiu-se o valor de $k = 1 \times 10^{-9}$ m/s para o coeficiente de permeabilidade da argila e um teor de umidade residual de 0,05. Na mesma janela, na aba “Fn.Teor de Umidade Vol.:

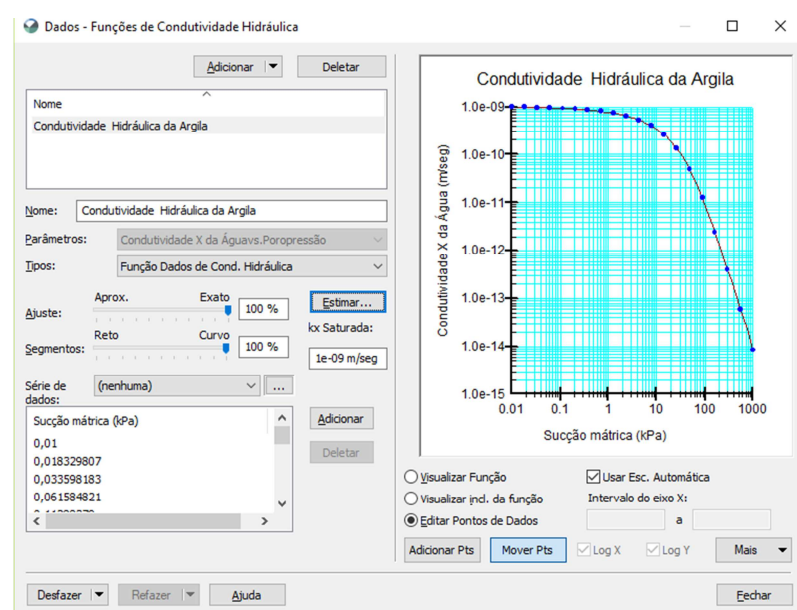
seleciona-se a opção “Teor de Umidade da Argila”, função essa estimada anteriormente na etapa de determinação da função de teor de umidade e clica-se em “OK”.

Figura 4.31 – Determinação da velocidade de percolação dos materiais.

Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Logo, a função da condutividade hidráulica também estará estimada. O programa apresentará a curva de condutividade conforme a Figura 4.32.

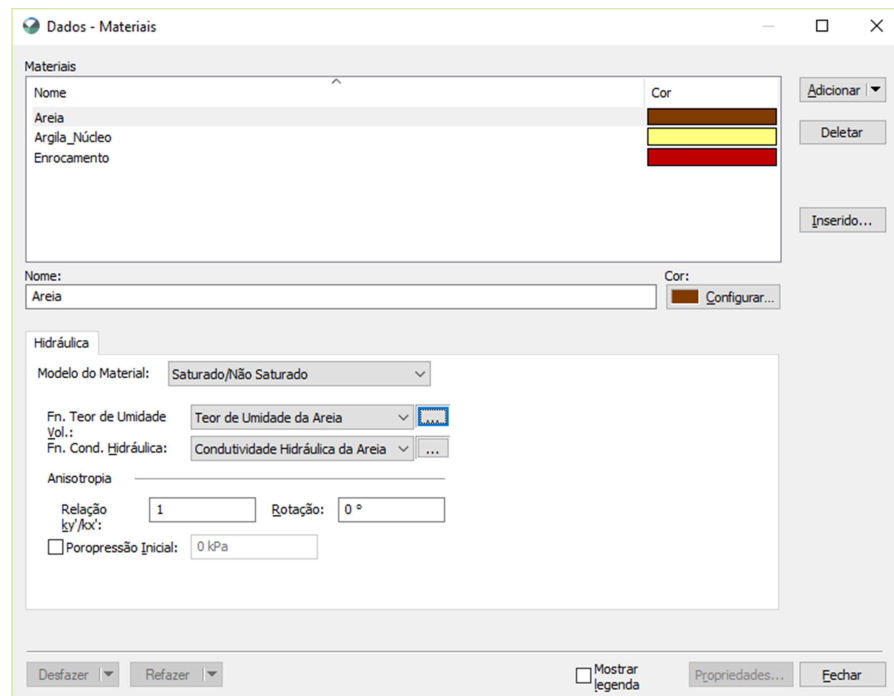
Figura 4.32 – Curva Condutividade Hidráulica da argila



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Em seguida, clicar em “Fechar” e realizar a inclusão dos outros materiais de forma análoga à da argila, conforme ilustrado na figura 4.33. Para cadastrar cada material, fez-se o uso dos parâmetros de permeabilidade e de deformação volumétrica dos respectivos materiais restantes, acordados com os dados do quadro 4.6.

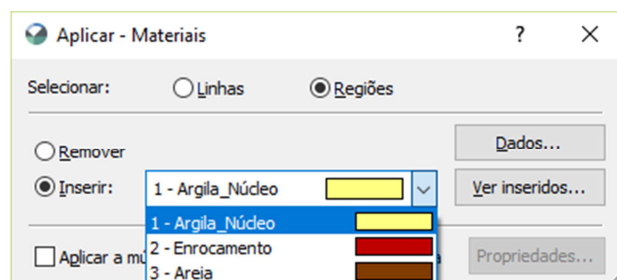
Figura 4.33 – Materiais já cadastrados com seus respectivos parâmetros.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Após concluído o cadastramento dos materiais, aplica-se os mesmos às áreas definidas na geometria da obra, através do menu Aplicar/Materiais. Ao selecionar-se essa opção, será aberto um menu conforme ilustrado na abaixo.

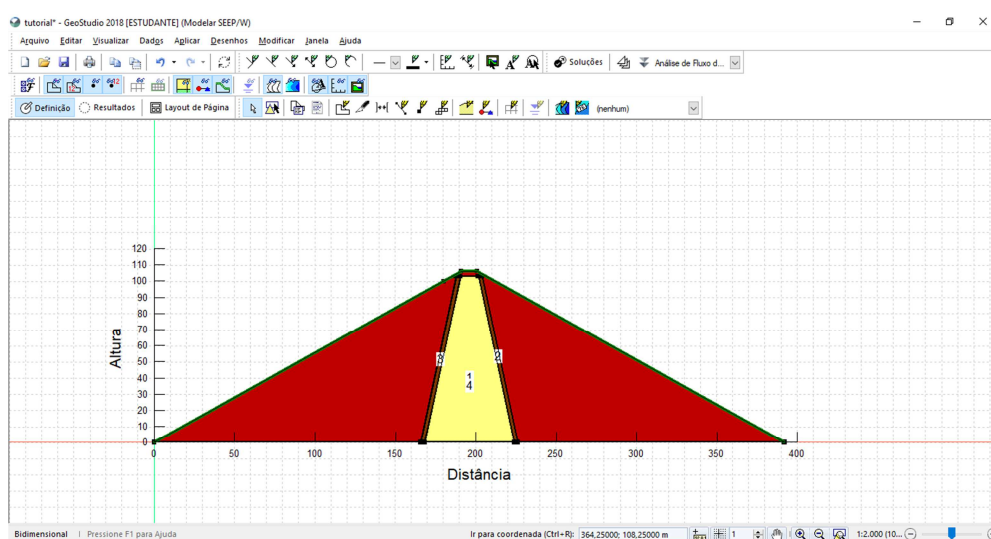
Figura 4.34 - Janela de aplicação de materiais



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Seleciona-se o material desejado, certificando-se que a opção “inserir” está marcada e com o cursor do mouse clica-se na região correspondente à sua localização na geometria cadastrada, no nosso caso, na barragem. A barragem analisada no presente trabalho é constituída por três materiais distintos, um núcleo argiloso, os espaldares em enrocamento e camadas de transição de areia, entre o núcleo e o enrocamento. Após inseridos esses três materiais, a barragem assumiu a configuração apresentada na Figura 4.35.

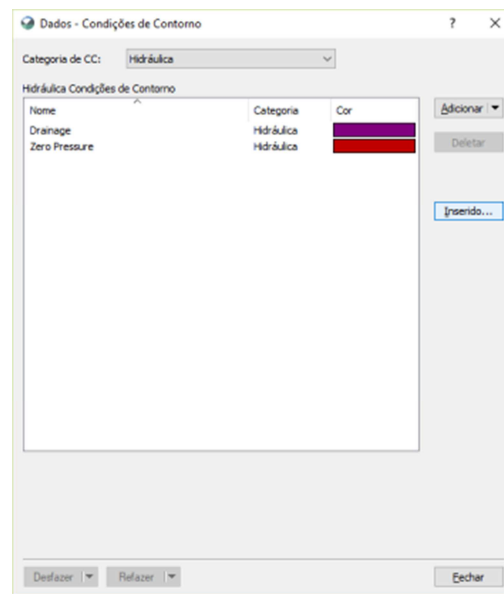
Figura 4.35 – Perfil da barragem com materiais aplicados



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Na aba Dados/Condições de contorno, deve-se criar uma nova condição que corresponderá à altura de coluna d’água que será represada pela face à montante da barragem. Após clicar-se em Dados/Condições de contorno, será aberto o menu representado na figura 4.36.

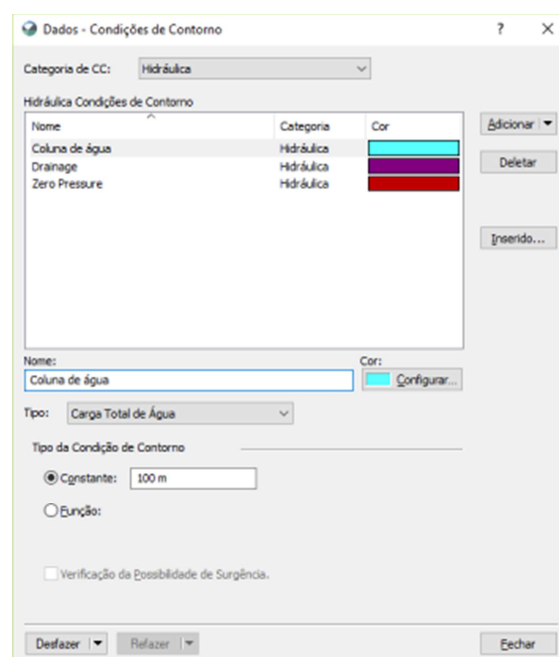
Figura 4.36 – Janela para definição das condições de contorno.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

A seguir, clica-se em “Adicionar” e nomeia-se a condição de contorno como “Coluna de água” figura 4.37. Na opção “Tipo de condição de contorno” deixa-se a opção “constante” marcada e digita-se a altura do nível da água desejado, no caso da barragem estudada, uma altura de coluna de água de 100 m. Por fim, em “Tipo” seleciona-se a opção “Carga Total de Água”.

Figura 4.37 – Definição da altura da coluna de água.

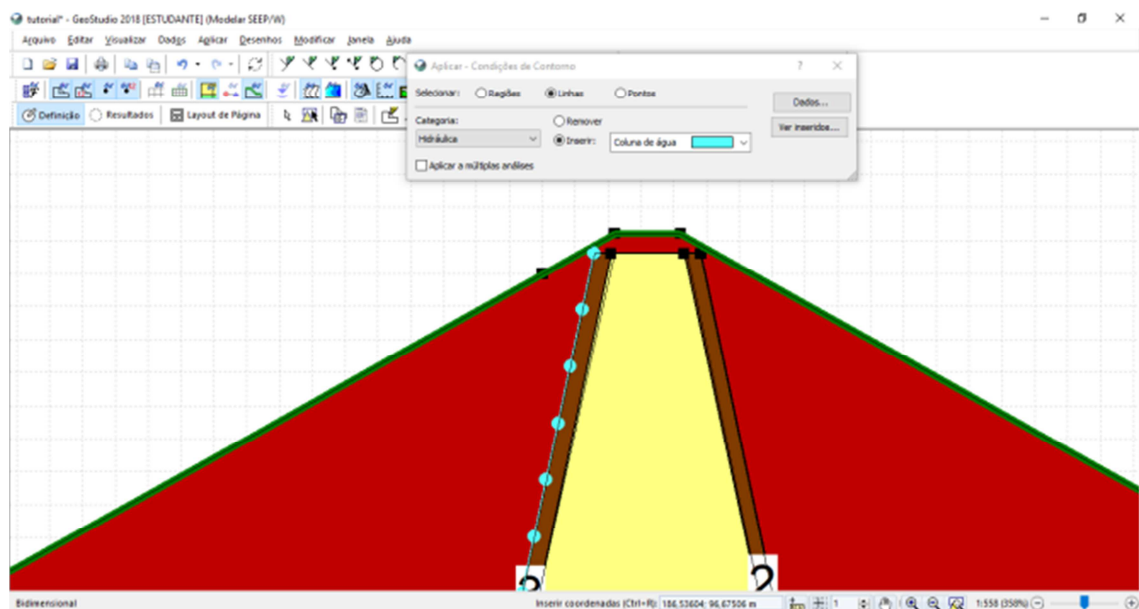


Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Em Drainage” escolhe-se a opção Tipo/Carga Total de Água e em “Zero Pressure” a opção “Carga de Pressão de Água”.

Definidas as condições de contorno, deve-se aplicá-las ao corpo da barragem. Para inserir a condição de contorno, busca-se no menu a opção Aplicar/Condições de Contorno. Escolhe-se na aba de rolamento a opção “coluna de água”, marca-se a opção “linha” e com o cursor do mouse clica-se na região onde vai ocorrer a passagem do fluxo da água. No caso da barragem em análise, optou-se pela interface enrocamento/argila, conforme ilustrado na figura 4.38.

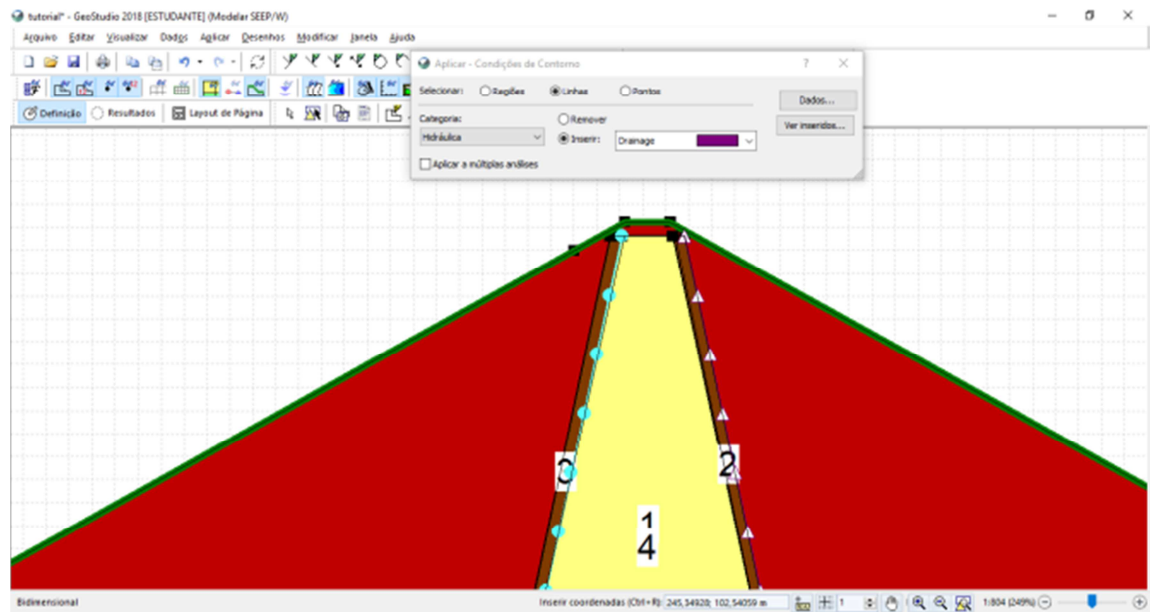
Figura 4.38 – Região de aplicação da linha de altura da coluna de água.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

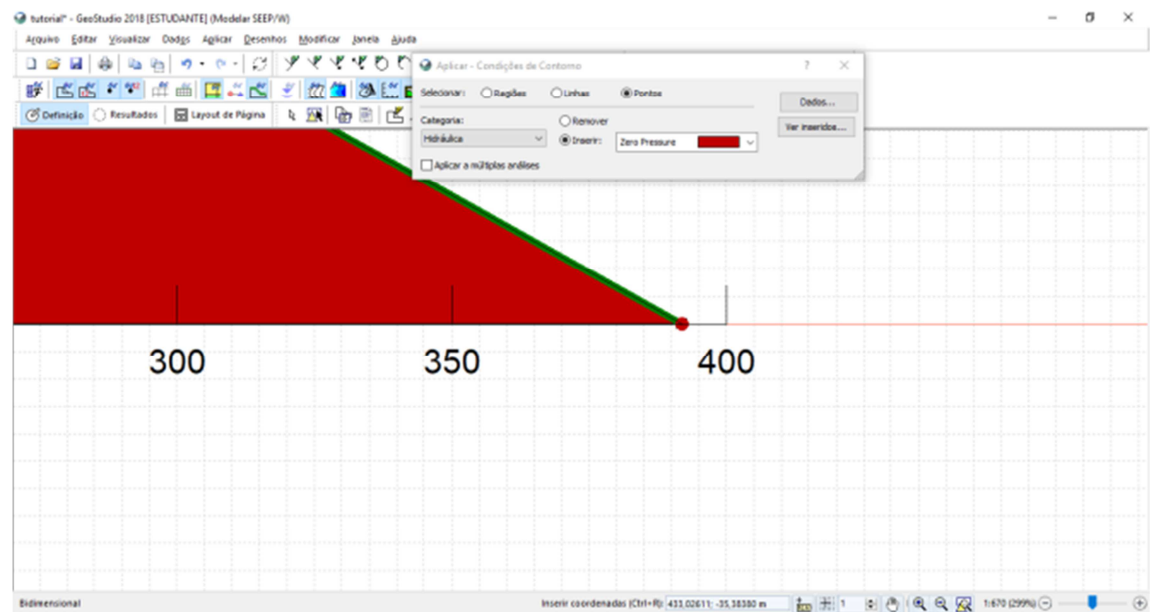
A seguir, define-se a região de drenagem do fluxo da água e o ponto no qual a pressão do fluxo seá considerada igual a zero figura 4.39 e 4.40.

Figura 4.39 – Definição da região de drenagem



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

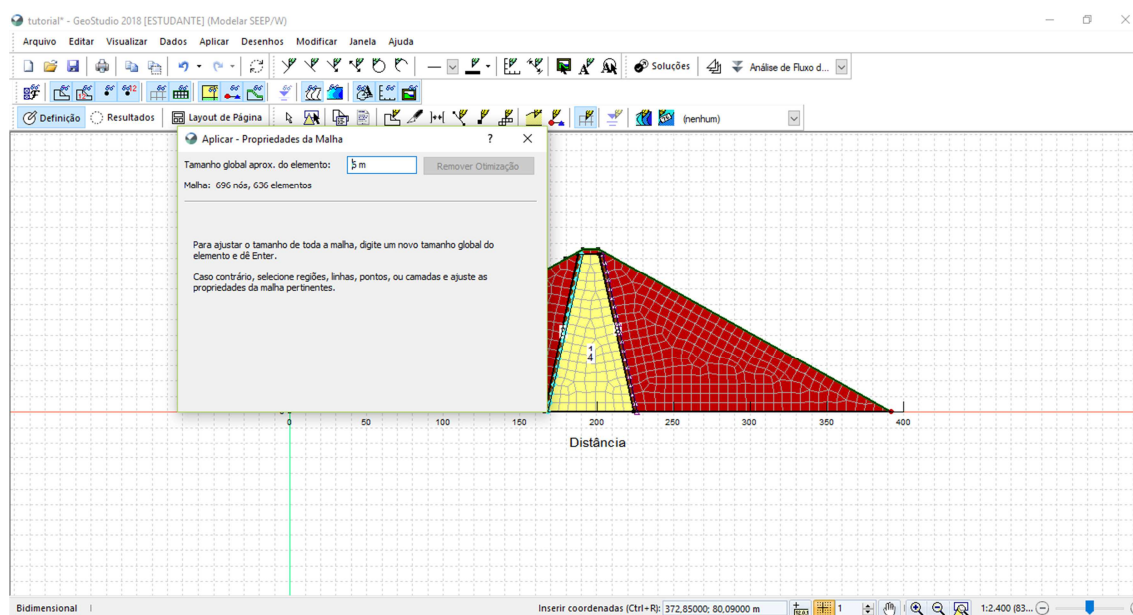
Figura 4.40 - Definição do ponto zero de pressão.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Efetuada todas essas etapas, aplica-se a malha de fluxo ao corpo da barragem, no menu aplicar/propriedades da malha figura 4.41. Definiu-se o tamanho da malha igual a 7 metros, valor máximo permitido pela versão estudantil do programa.

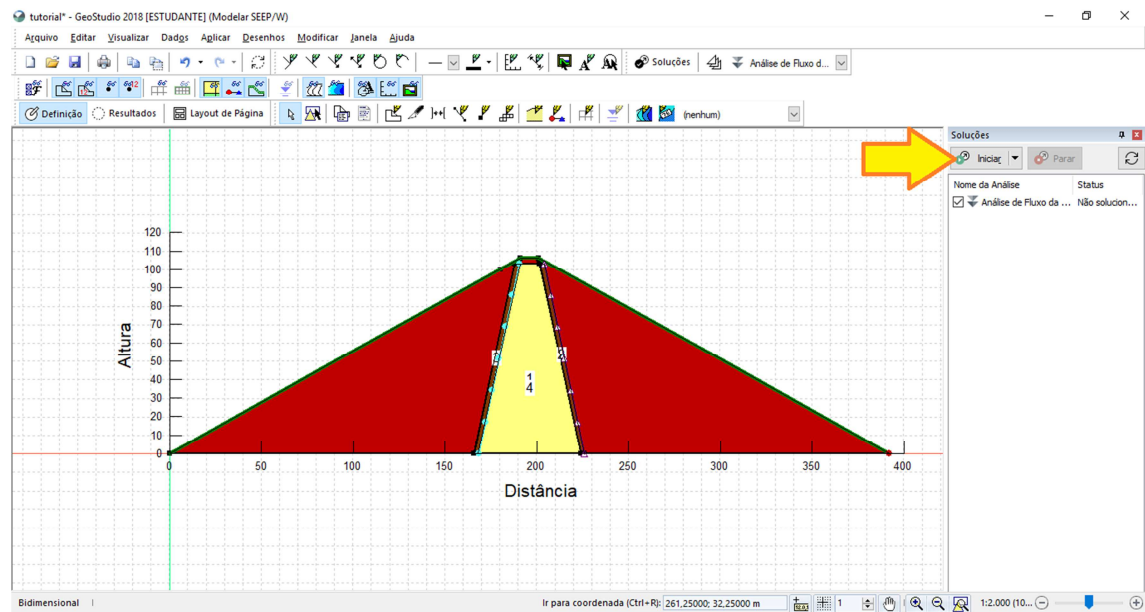
Figura 4.41– Aplicação da malha de fluxo na barragem.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

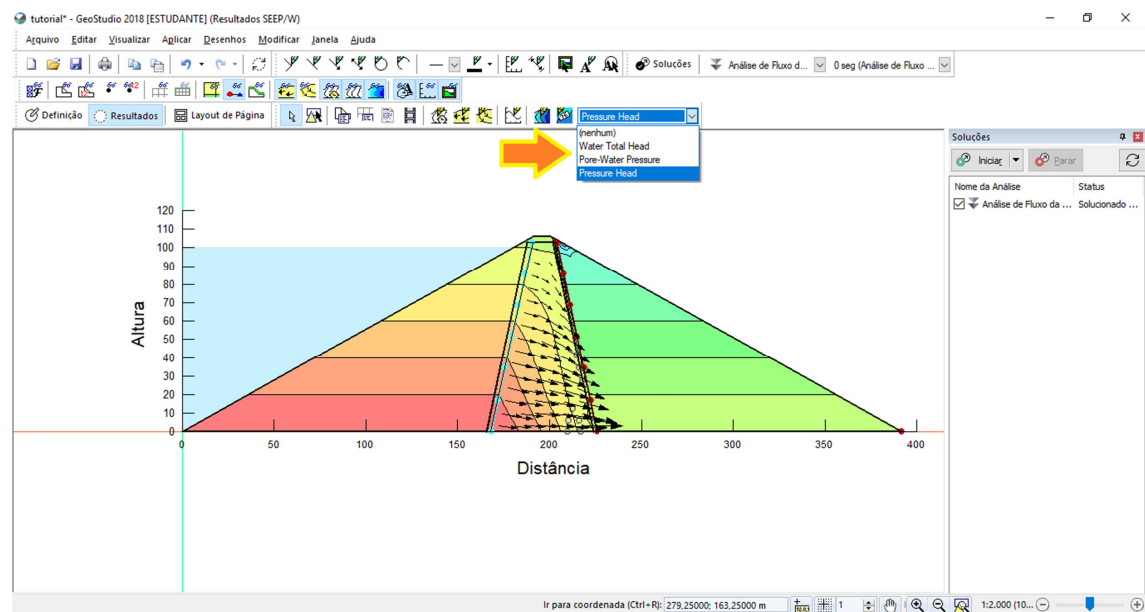
Após definida a malha, verifica-se o resultado da análise de fluxo para os parâmetros estipulados e a geometria da barragem, através de aba Janelas/Soluções. Ao clicar-se nesta opção aparecerá no lado direito do programa o botão “Iniciar”; clicando-se no botão iniciar, o programa processa análise do fluxo de água através do corpo da barragem Figura 4.42.

Figura 4.42 - Definição do ponto zero de pressão.



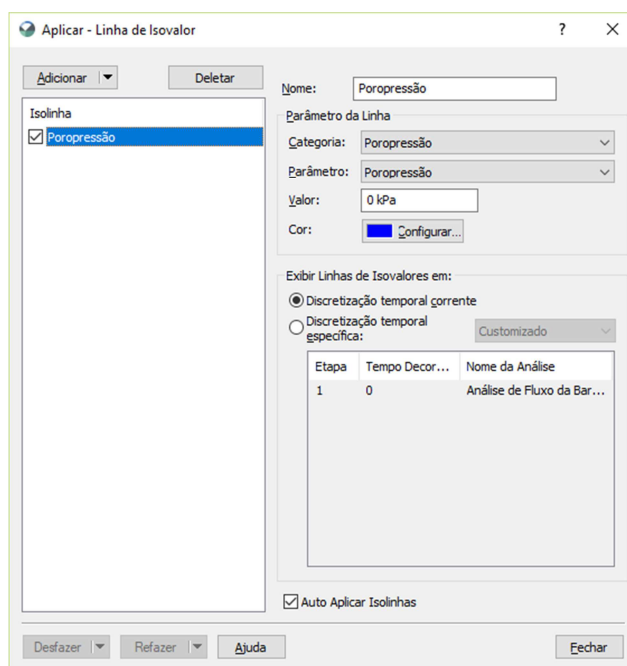
Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Figura 4.43 -. Análise de fluxo utilizando o software Seep/W.

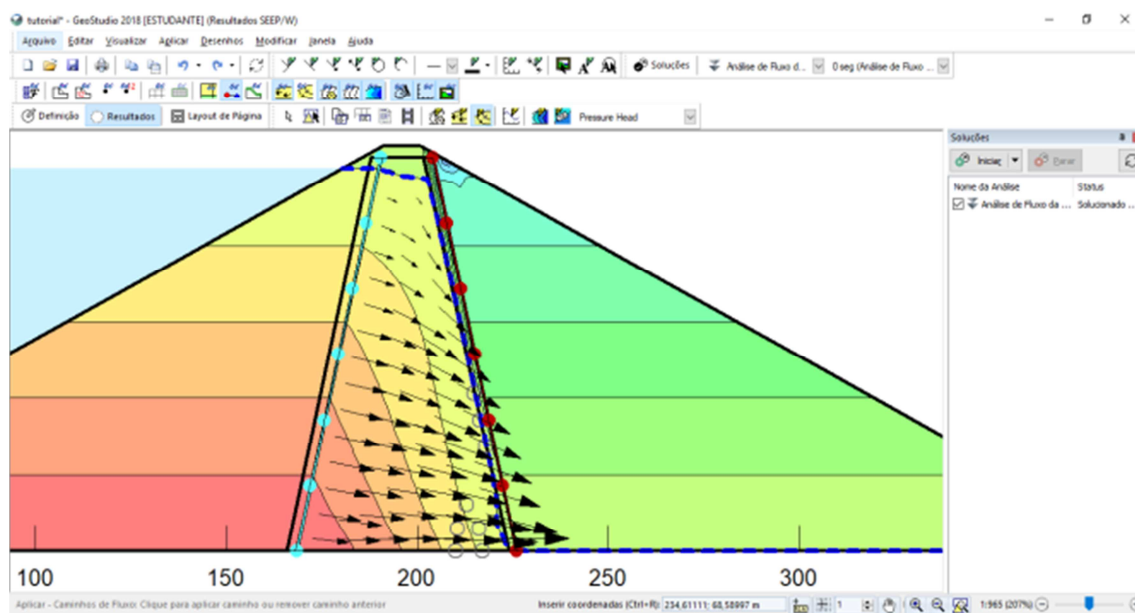


Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Os resultados da análise são representados através de vetores que indicam o percurso ou caminho da água figura 4.43. O software também permite traçar a linha que representa o nível freático através da aba Aplicar/Isovalor. Uma vez aberta essa aba clica-se em “Adicionar” e, em seguida, “poropressão” figura 4.44. A figura 4.45 apresenta a linha de isovalor que representa o nível freático.

Figura 4.44 – Aplicação da linha do isovalor

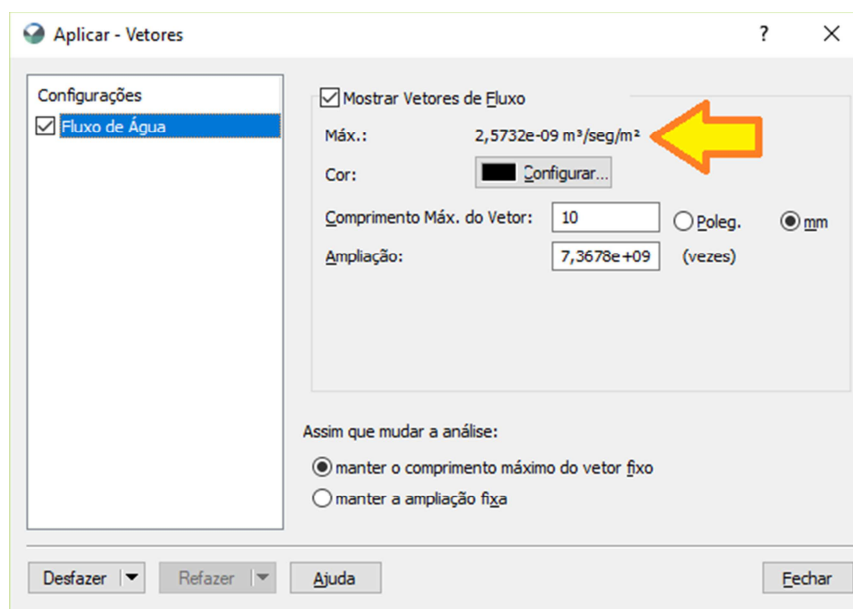
Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Figura 4.45 - Aplicação da linha do isovalor

Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Para determinar o fluxo total que percorre a barragem, clica-se na aba Aplicar/Vetores. O valor do fluxo total é então apresentado, conforme pode ser visto na Figura 4.46.

Figura 4.46 - Aplicação da linha do isovalor



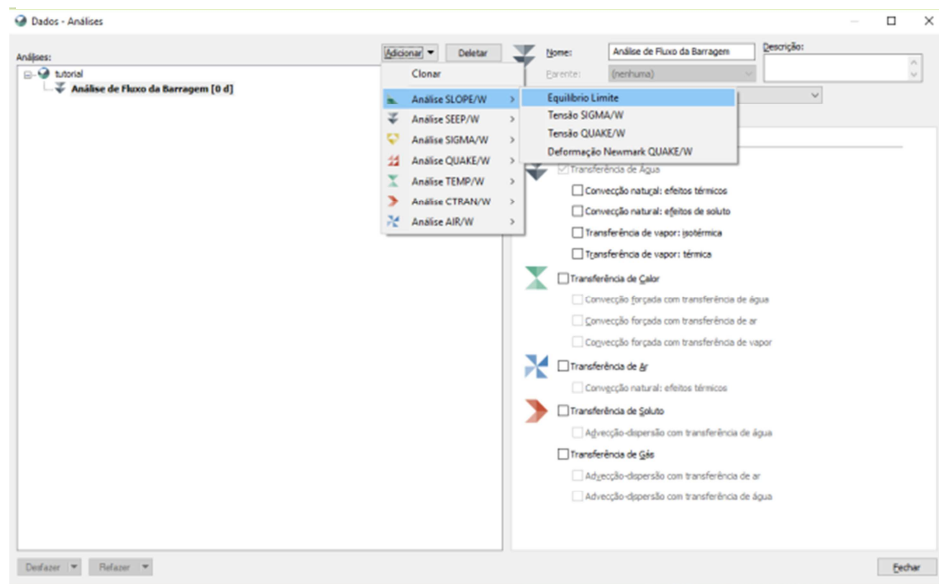
Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Observa-se que o valor da vazão de água que transpõem o núcleo de argila é da ordem de 10^{-9} (muito pequeno) e que o índice de vazios do enrocamento a jusante é muito grande. Tal fato pode explicar a tendência da água, que por gravidade, se vê forçada a percolar pelo enrocamento e percorrer a base do pé do talude da barragem a jusante como podemos ver na figura 4.45.

Terminada a análise no programa Seep/W, exportou-se os resultados para o programa Slope/W e a partir dele verificou-se a estabilidade do talude de jusante da barragem, conforme descrito a seguir.

Clica-se no ícone “Definição”, ainda no Seep/W, para retornar a opção de edição (tal ação também é válida no Slope/W). No ícone “Dados – Análises”, localizado na barra de atalhos, retorna-se para a árvore de análises. Conforme figura 4.47 escolhe-se adicionar uma nova análise no programa SLOPE/W.

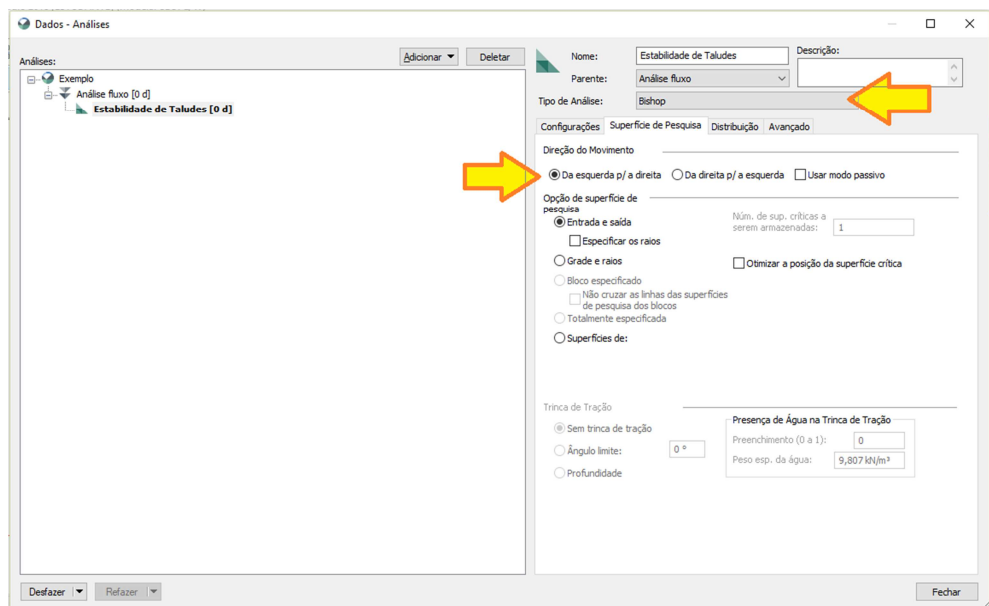
Figura 4.47 – Árvore de análise do programa, inclusão do módulo SLOPE/W.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Assim, nomeia-se a nova análise de estabilidade de taludes e seleciona-se o método desejado. No caso do presente trabalho serão comparados os resultados obtidos pelos métodos de Bishop e Fellenius. Feita a seleção do método, escolhe-se nessa mesma tela, na aba “Superfície de Pesquisa” as opções “Da esquerda p/a direita” como também “Entrada e Saída”. Selecionar essas opções significa habilitar o programa para realizar a análise de uma superfície que escorregará da esquerda para direita e a opção de selecionar as regiões nas quais se deseja que a análise seja feita.

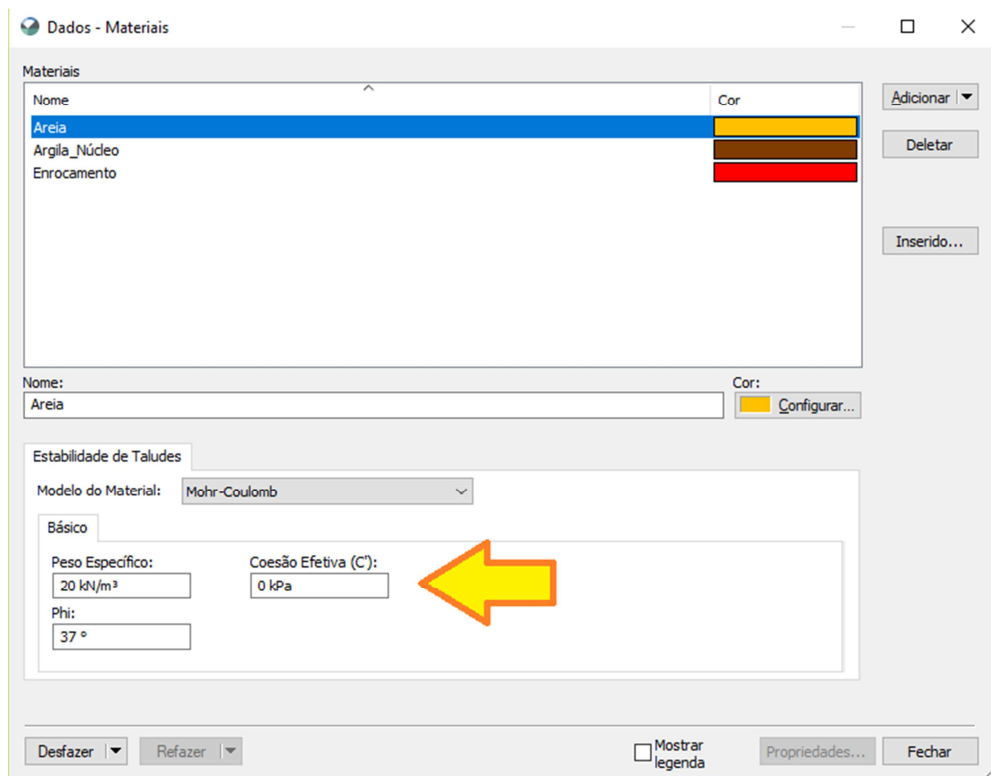
Figura 4.48 - Seleção da direção do movimento e método de análise



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Quando se troca o programa de análise, altera-se também os parâmetros de entrada do programa. Anteriormente, foram inseridos no programa Seep/W o coeficiente de permeabilidade (k) e o coeficiente de variação volumétrica (M_V). Agora, no programa Slope/W devem ser inseridos os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo encontrado no quadro 4.6, conforme ilustra a figura 4.49.

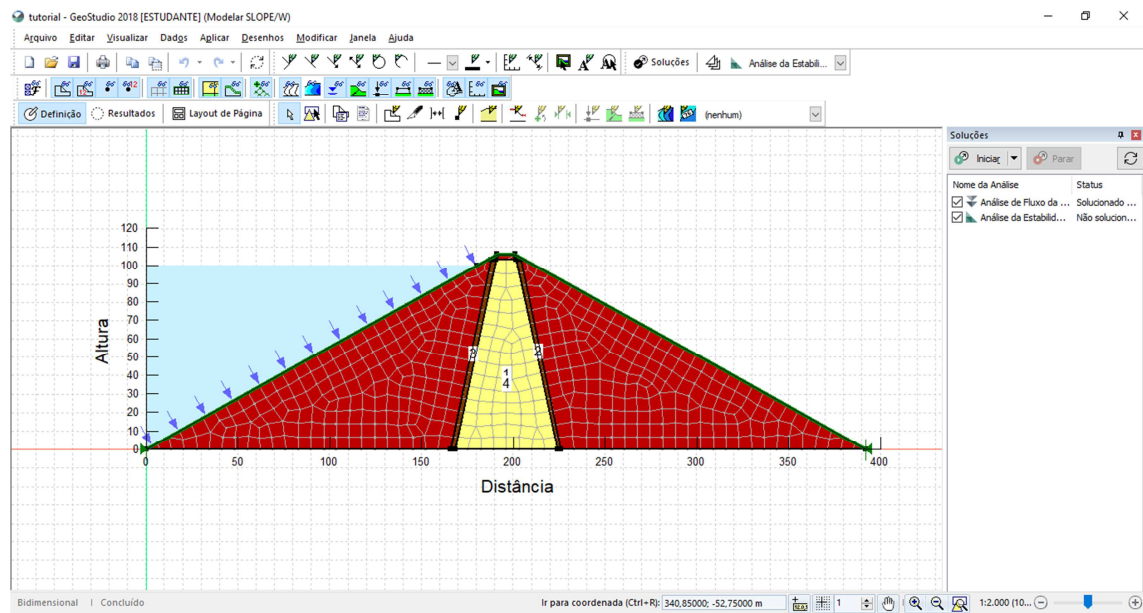
Figura 4.49 – Inserção dos parâmetros de resistência dos solos da barragem.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

Estabelecidos os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos materiais utilizados no barramento, aplica-se mais uma vez os materiais às suas respectivas regiões e define-se a malha.

Figura 4.50 – Perfil do barramento após aplicação do material.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Em seguida, definem-se as regiões de entrada e saída nas quais o software fará a análise de estabilidade. Seleciona-se a opção Dados/Superfície de Pesquisa/Entrada e Saída figura 4.51.

Figura 4.51 – Definição do intervalo de entrada de saída da superfície de pesquisa

Dados - Intervalo de entrada e saída de superfície de pesquisa

Interv. de Entrada (lado esquerdo)

Tipo: Intervalo

Pt. à esquerda: X: Y:

Pt. à direita: X: Y:

Número de divisões: 4

Intervalo de Saída (lado direito)

Tipo: Intervalo

Pt. à esquerda: X: Y:

Pt. à direita: X: Y:

Número de divisões: 4

Número de divisões do raio: 4

Ângulo de Projeção da Superfície de Pesquisa

☐ Usar ângulo de projeção esquerda (Ativo): 135 °

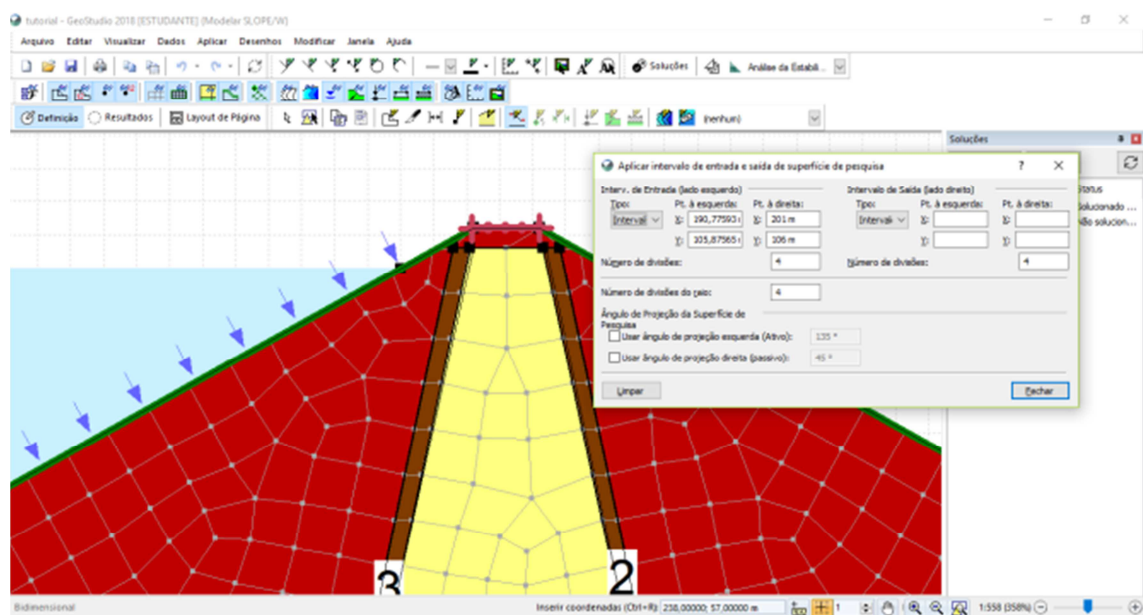
☐ Usar ângulo de projeção direita (passivo): 45 °

Limpar Fechar

Fonte: GEOSLOPE International Ltd.

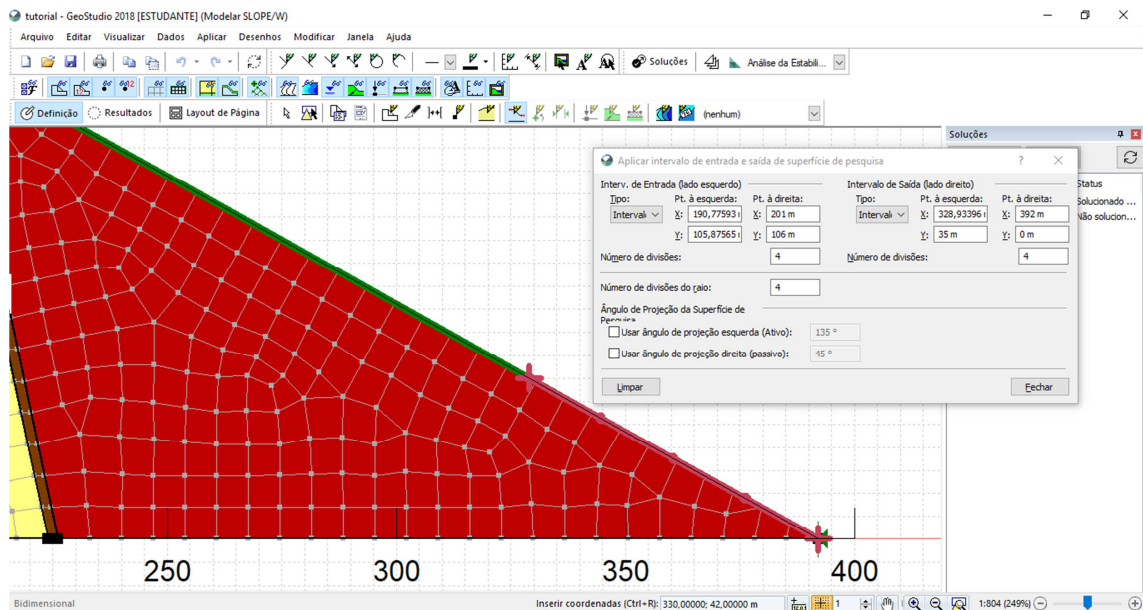
Seleciona-se um intervalo de entrada da crista do talude e uma região de saída do pé do talude a jusante figuras 4.52 e 4.53, respectivamente.

Figura 4.52 – Detalhe da região da crista, local escolhido para a superfície de pesquisa de entrada.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

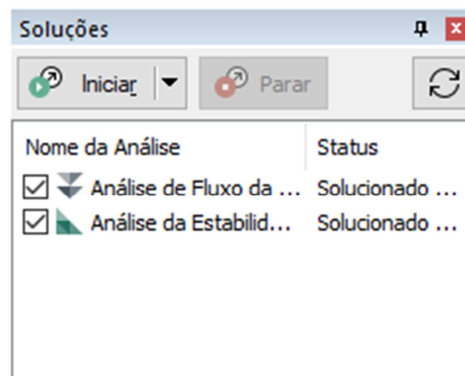
Figura 4.53 - Detalhe da região da crista, local escolhido para a superfície de pesquisa de saída.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Clica-se em “Iniciar” para que o software realize a análise pelo método selecionado. Percebe-se no canto direito da tela do Slope/W que a aba ilustrada na figura 4.54, contém todas as opções marcadas. Essa configuração faz com que o Slope/W efetue os cálculos da estabilidade de taludes levando em conta as condições de fluxo estabelecidas no Seep/W.

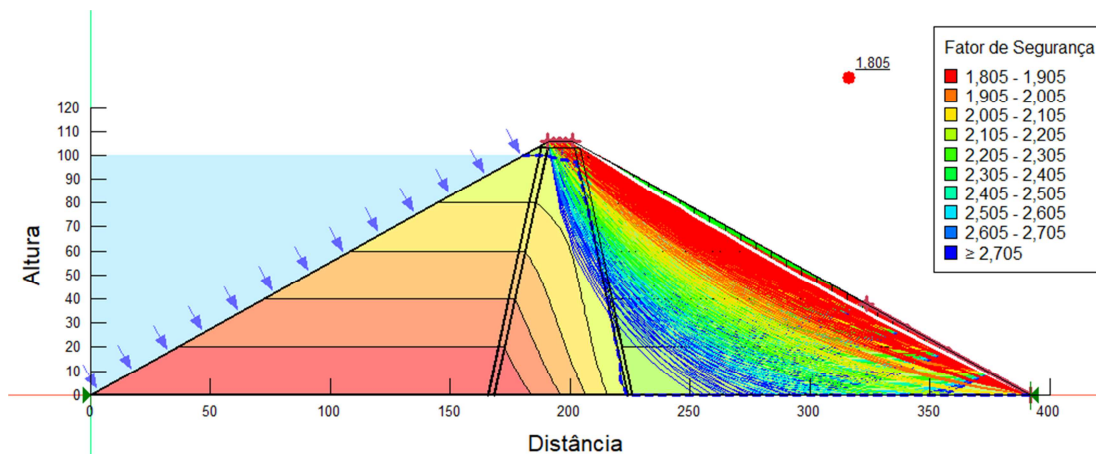
Figura 4.54 – Detalhe do ícone Iniciar.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Ao clicar na opção “Iniciar” o programa processa a análise e os resultados dos fatores de segurança - FS são apresentados. A Figura 4.55 apresenta os fatores de segurança obtidos para a barragem estudada, pelo método de Bishop. O fator de segurança crítico obtido foi igual a $FS = 1,805$.

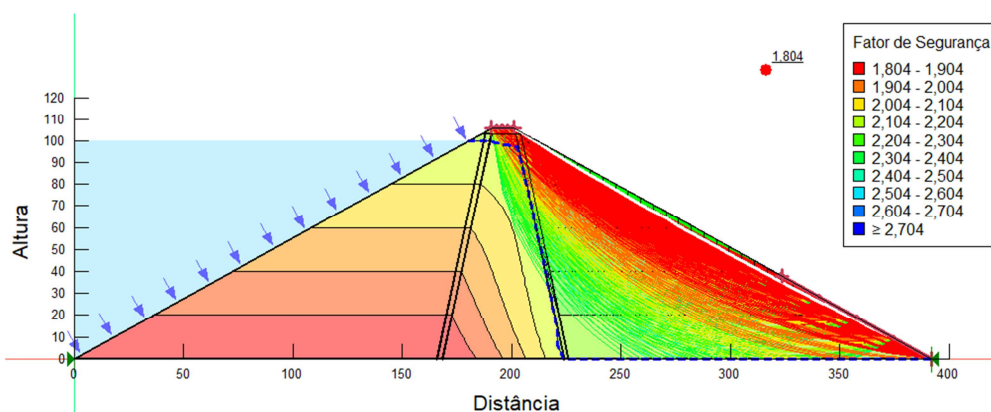
Figura 4.55 – Fator de segurança encontrado após análise do programa pelo método de Bishop.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Pelo método de Fellenius, o fator de segurança encontrado foi igual a $FS = 1,804$, praticamente igual ao obtido aplicando-se o método de Bishop figura 4.56.

Figura 4.56 – Fator de segurança encontrado após análise do programa pelo método de Fellenius.



Fonte: GEOSLOPE International Ltd

Para analisar a estabilidade dos taludes de uma barragem devem ser considerados diferentes fatores de segurança para as diversas fases de carregamento da barragem, conforme apresentado no quadro 4.7 (ASSIS; LEMOS; OLIVEIRA, 1997, p. 17).

Quadro 4.7 – Fatores de segurança limites para diversas fases de carregamento de barragens

Fase de Carregamento	Fator de Segurança
Final de Construção	1.3
Primeiro Enchimento	1.3
Operação Normal	1.5
Rebaixamento Rápido Parcial	1.3
Rebaixamento Rápido Total	1.1

Fonte: (ASSIS; LEMOS; OLIVEIRA, 1997, p. 17).

A análise realizado no presente trabalho restringiu-se apenas à fase de operação normal da barragem, isto é, quando o reservatório já está completamente cheio e já decorrido um tempo suficiente para a instalação do regime permanente da rede de fluxo, como também para o processo de adensamento ou consolidação do corpo da barragem. Tendo em vista somente a etapa analisada, bem como, os valores de FS expressos pela quadro 4.7 pode-se concluir que o talude de jusante da barragem estudada encontra-se estável.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

No presente capítulo estão apresentadas as conclusões obtidas com a realização do trabalho, tanto na parte experimental, quanto na parte de aplicação dos resultados e as sugestões para a realização de pesquisas futuras utilizando o equipamento triaxial.

5.1 CONCLUSÕES

Com a realização do presente trabalho, o equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia passou por um processo de realização de manutenção e de reparos e foi recolocado em operação. A manutenção e operação do equipamento triaxial demonstraram ser operações que demandam de treinamento intenso e específico devido ao extenso número de partes do aparelho e atividades necessárias para a realização dos ensaios.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo da região metropolitana de Goiânia, em condições drenadas e não drenadas foram obtidos com êxito, sendo possível prever o comportamento do solo em termos de tensão versus deformação.

Utilizando os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios triaxiais do tipo CD – Consolidados Drenados foi feita uma análise da estabilidade de taludes de uma barragem hipotética de terra e enrocamento, empregando a versão estudantil do software GeoSlope. Os resultados demonstraram a importância e necessidade de se conhecerem e determinarem os parâmetros dos materiais para aplicação nas análises de comportamento. O fator de segurança obtido se mostrou-se satisfatório, acima do esperado pela literatura para a condição estipulada de uso.

Um roteiro dos procedimentos manutenção e realização de ensaios drenados e não drenados consta no presente trabalho e será disponibilizado em forma de manual para consulta e utilização no laboratório de mecânica dos solos do IFG Campus Goiânia.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Adaptação do equipamento triaxial do IFG Campus Goiânia para a realização de ensaios triaxiais do tipo UU – Não Consolidados e não Drenados e com corpos de prova com maior diâmetro que o atual (38 mm).

Realização de ensaios triaxiais envolvendo sistema de solo – reforçado e aplicação desses resultados em projetos geotécnicos que envolvam a estabilidades de taludes em

condições naturais ou compactadas, projetos de estabilidade de contenções ou projeto de fundações.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457: Amostras de Solo Preparação para Ensaio de Compactação e Caracterização**. Rio de Janeiro, Agosto, 1986.

_____. **NBR 6508: Solo – Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, Outubro, 1984.

_____. **NBR 7180: Solo – Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, Março, 2016.

_____. **NBR 7181: Solo – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, Setembro, 2016.

_____. **NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro, Setembro, 2016.

_____. **NBR 9895: Solo – Índice de suporte California**. Rio de Janeiro, Outubro, 2016.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3080 – 98**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Philadelphia, 1998.

AUTOR DESCONHECIDO. **Galileu**. 2011. Disponível em: <
<http://revistagalileu.globo.com/Revista/Common/0,,EMI189397-17770,00-O+MAIOR+PREDIO+DO+MUNDO+VISTO+DO+ESPACO.html>>. Acesso em: 21 de Agosto 2017.

AUTOR DESCONHECIDO. **Engenharia e Construção**. 2011. Disponível em: <
<http://www.engenhariaeconstrucao.com/2011/01/maior-barragem-do-mundo-barragem-das.html>>. Acesso em: 21 de Agosto 2010.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos Solos e Suas Aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988, 234 p.

DAS, B. M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 6ª edição Norte-Americana – All Tasks,. São Paulo: Thomsom Learning, 2007. 561 p.

FABRÍCIO, João Vicente Falabella. **Análises Probabilísticas da Estabilidade de Taludes e Contensões**. 2006. 142 fls. Dissertação de Mestrado- Pontifícia Univeridade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

FERNANDES, M. de O. F; FILHO, F. C. da Silva. **Análise da estabilidade de taludes pelos métodos de Felenius, Bishop e Jambu**. Revista tecnologia, Local, 19.,1., p.91
-98, Dez 1998.

FILHO, Celso R. da Silveira. SANTOS, Ivinia M, dos Santos. **Influência da variação do processo de consolidação em ensaios consolidados não drenados (CU) nos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um solo fino**. 2007. p. 54. Trabalho de conclusão de curso – Centro Federal de Educação Tecnológica de Goiás,, Goiânia, 2007.

MASSAD, Façal. **Curso Básico de Geotecnia-Obras de Terra**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 216 p.

MARANGON, Márcio. **Unidade 05 - RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS**. 2009. Disponível em:<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P2.pdf>. Acesso em: 19 janeiro 2018.

OLIVEIRA, João Carlos de. **Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis**, 2007. Tese de Doutorado - Universidade de Brasília, 167 p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006, 367 p.

SILVA, Ana Patrícia de Jesus. **Apostila De Mecânica Dos Solos**. Universidade Potiguar , Rio Grande do Norte, Janeiro. 2009. Disponível em:<<http://www.ebah.com.br/content/ABAAAArp0AJ/apostila-mecanica-dos-solos>>. Acesso em: 27 agosto. 2017.

YOUNG, Hugh D.; FREEDMAN, Roger A. **Física I**. 12.ed. São Paulo: Addison Wesley, 2008, 416 p.

APÊNDICE

Planilhas de moldagem, saturação, consolidação e ruptura das amostras/envoltórias para o ensaio tipo CD.

Professor:			Curso:			Data:		
Aluno (a):			Turma:		Profundidade:		Folha: ____/____	
Local da Amostra:			Amostra:		Ensaio nº:		Célula nº:	
Tipo de ensaio: CD			σ_3 : 100 kPa		σ_3/σ_1 :		Tipo de CP: 1	

DADOS DO SOLO			MOLDAGEM:				DINÂMICA ()		ESTÁTICA ()		Nº DECAMADAS	
LL		%	PISOTEAMENTO ()				A VÁCUO ()				8	
LP		%	DADOS DO CORPO DE PROVA				CONDIÇÕES DE MOLDAGEM		APÓS ENSAIO			
IP		%					DESEJADAS					
δ_r	2,728	g/cm³	Peso (p)	g	168,79	159,63	174,87					
γ_{smax}	1,558	g/cm³	Densidade úmida (γ_h)	g/cm³	1,834	1,734	-					
γ_{smin}		g/cm³	Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	1,394	-					
hot	23,3	%	Desvio da umidade ótima (h-hot)	%	0,60	1,1	5,2					
GC	95	%	Compactação (GC)	%	95,00	89,5	-					
CR		%	Índice de vazios (e)	-	0,843	0,957	-					
$\Delta h=(h-hot)$	0,6	%	Grau de saturação (s)	%	77,3	69,58	-					

TEOR DE UMIDADE		UMIDADE NATURAL			INICIAL - ANTES DO ENSAIO			FINAL - APÓS ENSAIO		
Cápsula	nº	73	148	228	73	228	148	153	227	
Cápsula+solo+água	g	80,16	73,02	63,59	50,12	39,27	54,50	105,51	98,85	
Cápsula + solo seco	g	78,78	71,80	62,33	45,65	34,49	49,12	85,67	79,9	
Massa da água	g	1,38	1,22	1,26	4,47	4,78	5,38	19,84	18,95	
Massa da cápsula	g	27,35	27,00	14,13	27,36	14,94	27,01	16,54	12,95	
Massa solo seco	g	51,43	44,80	48,20	18,29	19,55	22,11	69,13	66,95	
Umidade	%	2,7	2,7	2,6	24,44	24,45	24,33	28,7	28,3	
Média	%	2,7			24,4			28,5		

VALORES DE MOLDAGEM		CONDIÇÕES DESEJADAS DO CP			DIMENSÕES DO CP		
Ps seco	136,23	Densidade seca	g/cm³	1,480	Antes da	Após	Após Ensaio
Ps + umidade natural (1)	139,91	Umidade	%	23,9	Carga Axial	Consolidação	
Ps úmido no molde	168,79	Diâmetro	cm	3,826	3,826	3,780	4,370
Água a acrescentar	28,88	Área	cm²	11,50	11,50	11,24	14,97
Ps úmido por camada	21,10	Altura	mm	80,04	80,04	79,77	63,77
Peso a obter do CP	168,79	Volume	cm³	92,05	92,05	89,65	95,45

AMOSTRA ADICIONAL PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE		DENSIDADE NATURAL (Método: Balança Hidrostática)				CROQUI DO CP APÓS ENSAIO
		Determinação	nº	CPTOTAL	CPTOTAL	
Ps seco	150	Peso solo úmido	g			
Ps + umidade natural (2)	154,05	Peso solo úmido + parafina	g			
Ps úmido	185,85	Peso sub. Solo úmido + parafina	g			
Água a acrescentar	31,80	Volume solo úmido + parafina	cm³	-	-	
		Densidade parafina	g/cm³			
		Volume solo úmido	cm³	-	-	
		Densidade úmida	g/cm³	-	-	
		Densidade seca	g/cm³	-	-	
		Densidade úmida - média	g/cm³	-	-	
		Densidade seca - média	g/cm³	-	-	

VALORES TOTAIS A SEREM USADOS PARA MOLDAGEM	
Ps + umidade natural (1+2)	293,96
Água a Acrescentar	60,68
Evaporação	2,00
Total de água	62,68

Observações: _____

Professor:		Curso:		Data:	
Aluno (a):		Turma:		Profundidade: m	Folha: ____/____
Local da Amostra:		Amostra:		Ensaio nº:	Célula nº:
Tipo de ensaio: CD		σ_{3c} : 200 kPa	σ_3/σ_1 : kPa		Tipo de CP: 2

DADOS DO SOLO			MOLDAGEM:		DINÂMICA ()	ESTÁTICA ()	Nº DECAMADAS
LL		%			PISOTEAMENTO ()	A VÁCUO ()	8
LP		%					
IP		%					
δ_r	2,767	g/cm³					
$\gamma_{smáx}$	1,558	g/cm³					
γ_{smin}		g/cm³					
hot	23,3	%					
GC	95	%					
CR		%					
$\Delta h=(h-hot)$	0,6	%					

DADOS DO CORPO DE PROVA		CONDIÇÕES DE MOLDAGEM		APÓS ENSAIO
		DESEJADAS	OBTIDAS	
Peso (p)	g	168,79	160,21	173,57
Densidade úmida (γ_h)	g/cm³	1,834	1,740	-
Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	1,410	-
Desvio da umidade ótima (h-hot)	%	0,60	0,1	2,3
Compactação (GC)	%	95,00	90,5	-
Índice de vazios (e)	-	0,870	0,963	-
Grau de saturação (s)	%	76,0	67,33	-

TEOR DE UMIDADE		UMIDADE NATURAL			INICIAL - ANTES DO ENSAIO			FINAL - APÓS ENSAIO	
Cápsula	nº	121	173	285	2	46	246	144	130
Cápsula+solo+água	g	54,02	51,34	45,12	63,70	53,49	53,84	108,25	103,36
Cápsula + solo seco	g	53,02	50,45	44,27	56,61	45,39	45,99	88,54	87,71
Massa da água	g	1,00	0,89	0,85	7,09	8,10	7,85	19,71	15,65
Massa da cápsula	g	17,29	16,90	14,23	26,33	10,71	12,62	10,84	27,27
Massa solo seco	g	35,73	33,55	30,04	30,28	34,68	33,37	77,7	60,44
Umidade	%	2,80	2,70	2,80	23,41	23,36	23,52	25,4	25,9
Média	%	2,8			23,4			25,64%	

VALORES DE MOLDAGEM		CONDIÇÕES DESEJADAS DO CP			DIMENSÕES DO CP		
Ps seco	136,23	Densidade seca	g/cm³	1,480	Antes da Carga Axial	Após Consolidação	Após Ensaio
Ps + umidade natural (1)	140,04	Umidade	%	23,9			
Ps úmido no molde	168,79	Diâmetro	cm	3,826	3,826	3,780	4,330
Água a acrescentar	28,75	Área	cm²	11,50	11,50	11,01	14,75
Ps úmido por camada	21,10	Altura	mm	80,04	80,04	79,76	63,76
Peso a obter do CP	168,79	Volume	cm³	92,05	92,05	87,85	94,06

AMOSTRA ADICIONAL PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE		DENSIDADE NATURAL (Método: Balança Hidrostática)		CROQUI DO CP APÓS ENSAIO	
		Determinação	nº	CPTOTAL	CPTOTAL
Ps seco		Peso solo úmido	g		
Ps + umidade natural (2)	-	Peso solo úmido + parafina	g		
Ps úmido	-	Peso sub. Solo úmido + parafina	g		
Água a acrescentar	#VALOR!	Volume solo úmido + parafina	cm³	-	-
VALORES TOTAIS A SEREM USADOS PARA MOLDAGEM		Densidade de parafina	g/cm³		
		Volume solo úmido	cm³	-	-
		Densidade úmida	g/cm³	-	-
		Densidade seca	g/cm³	-	-
		Densidade úmida - média	g/cm³	-	-
Ps + umidade natural (1+2)	-	Densidade seca - média	g/cm³	-	-
Água a Acrescentar	#VALOR!				
Eva poração	2,00				
Total de água	#VALOR!				

Observações:



Altura inicial (mm):		1/H (mm ⁻¹):		Área inicia - A (cm²):		Área pistão - AP (cm²):		Volume CP (cm³):		1/V (cm ⁻³):		Anel de carga:		Const. Anel (Kgf/div)		Cel. Nº.:	
79,77				11,24		2,84		89,65						0,861778982			
CÉLULA (ΔV)					Leitura no Anel -L-	Carga Axial -Q-	Deformação		Área Corrigida -Ac -	Pressão Axial P=Q/Ac	Empuxo no pistão (σ ₃ *AP)/Ac	σ ₁ -σ ₃	Pressão Neutra -u-	u - u _b	(σ ₁ -σ ₃)/2	(σ ₁ +σ ₃)/2	(σ ₁ /σ ₃)
Leitura na Bureta				Vertical			Axial										
Na Ruptura																	
		ml	ml	%	div.	N	mm	%	cm²	(Kpa)	Kpa	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²
Defor. Axial		8,80	0,00	0,00	82,00	70,67	0,00	0,00	11,24	62,87	63,17	-0,30			-0,15	99,85	1,00
Tensão Desvio		8,85	0,05	0,06	118,00	101,69	0,05	0,06	11,25	90,39	63,11	27,28			13,64	113,64	1,27
		8,80	0,00	0,00	146,00	125,82	0,10	0,13	11,25	111,84	63,11	48,73			24,37	124,37	1,49
		8,90	0,10	0,11	176,00	151,67	0,15	0,19	11,27	134,58	63	71,58			35,79	135,79	1,72
Defor. Axial	20,06 %	8,95	0,15	0,17	200,00	172,36	0,20	0,25	11,29	152,67	62,89	89,78			44,89	144,89	1,90
Tensão Desvio	281,86 KPa	9,00	0,20	0,22	212,00	182,70	0,25	0,31	11,30	161,68	62,83	98,85			49,43	149,43	1,99
T. Princ. Menor	100 KPa	9,01	0,21	0,23	236,00	203,38	0,30	0,38	11,31	179,82	62,78	117,04			58,52	158,52	2,17
		9,12	0,32	0,36	251,00	216,31	0,35	0,44	11,33	190,92	62,67	128,25			64,13	164,13	2,28
Altura Final	63,77 mm	9,13	0,33	0,37	261,00	224,92	0,40	0,50	11,34	198,34	62,61	135,73			67,87	167,87	2,36
Área Final	14,97 cm2	9,14	0,34	0,38	272,00	234,40	0,45	0,56	11,35	206,52	62,56	143,96			71,98	171,98	2,44
Volume Final	95,45 cm3	9,15	0,35	0,39	280,00	241,30	0,50	0,63	11,36	212,41	62,5	149,91			74,96	174,96	2,50
		9,20	0,40	0,45	294,00	253,36	0,60	0,75	11,38	222,64	62,39	160,25			80,13	180,13	2,60
LEGENDA	100 kPa	9,25	0,45	0,50	303,00	261,12	0,70	0,88	11,40	229,05	62,28	166,77			83,39	183,39	2,67
		9,40	0,60	0,67	311,00	268,01	0,80	1,00	11,43	234,48	62,12	172,36			86,18	186,18	2,72
		9,45	0,65	0,73	318,00	274,05	0,90	1,13	11,45	239,34	62,01	177,33			88,67	188,67	2,77
		9,48	0,68	0,76	329,00	283,53	1,00	1,25	11,47	247,19	61,9	185,29			92,65	192,65	2,85
		9,60	0,80	0,89	338,00	291,28	1,20	1,50	11,51	253,07	61,69	191,38			95,69	195,69	2,91
		9,70	0,90	1,00	342,00	294,73	1,40	1,76	11,56	254,96	61,42	193,54			96,77	196,77	2,94
		9,90	1,10	1,23	348,00	299,90	1,60	2,01	11,61	258,31	61,15	197,16			98,58	198,58	2,97
		10,00	1,20	1,34	357,00	307,66	1,80	2,26	11,65	264,09	60,94	203,15			101,58	201,58	3,03
		10,20	1,40	1,56	364,00	313,69	2,00	2,51	11,71	267,88	60,63	207,25			103,63	203,63	3,07
		10,50	1,70	1,90	378,00	325,75	2,50	3,13	11,82	275,59	60,07	215,52			107,76	207,76	3,16
		10,60	1,80	2,01	389,00	335,23	3,00	3,76	11,91	281,47	59,61	221,86			110,93	210,93	3,22
		10,90	2,10	2,34	391,00	336,96	3,50	4,39	12,03	280,1	59,02	221,08			110,54	210,54	3,21
		11,20	2,40	2,68	405,00	349,02	4,00	5,01	12,15	287,26	58,44	228,82			114,41	214,41	3,29
		11,50	2,70	3,01	414,00	356,78	4,50	5,64	12,27	290,77	57,86	232,91			116,46	216,46	3,33
		11,70	2,90	3,23	425,00	366,26	5,00	6,27	12,38	295,85	57,35	238,50			119,25	219,25	3,39
		12,00	3,20	3,57	445,00	383,49	6,00	7,52	12,59	304,6	56,39	248,21			124,11	224,11	3,48
		12,50	3,70	4,13	462,00	398,14	7,00	8,78	12,83	310,32	55,34	254,98			127,49	227,49	3,55
		12,90	4,10	4,57	484,00	417,10	8,00	10,03	13,06	319,37	54,36	265,01			132,51	232,51	3,65
		13,20	4,40	4,91	489,00	421,41	9,00	11,28	13,29	317,09	53,42	263,67			131,84	231,84	3,64
		13,50	4,70	5,24	505,00	435,20	10,00	12,54	13,52	321,89	52,51	269,38			134,69	234,69	3,69
		13,80	5,00	5,58	519,00	447,26	11,00	13,79	13,77	324,81	51,56	273,25			136,63	236,63	3,73
		14,00	5,20	5,80	530,00	456,74	12,00	15,04	14,00	326,24	50,71	275,53			137,77	237,77	3,76
		14,20	5,40	6,02	547,00	471,39	13,00	16,30	14,24	331,03	49,86	281,17			140,59	240,59	3,81
		14,30	5,50	6,13	551,00	474,84	14,00	17,55	14,47	328,15	49,07	279,08			139,54	239,54	3,79
		14,50	5,70	6,36	562,00	484,32	15,00	18,80	14,72	329,02	48,23	280,79			140,4	240,4	3,81
		14,60	5,80	6,47	572,00	492,94	16,00	20,06	14,97	329,29	47,43	281,86			140,93	240,93	3,82

Professor:						Aluno (a)						Data: ____/____/____						
Disciplina				Furo:				Profundidade:				m		Amostra: 02		Execução:		
Local:			Tipo de ensaio: CD				σ ₃ :		300 KPa		U _b :		100 KPa		σ _{3c} : 200 KPa		Velocidade:	
Altura inicial (mm):		1/H (mm ⁻¹):		Área inicia - A (cm ²):		Área pistão - AP (cm ²):		Volume CP (cm ³):		1/V (cm ⁻³):		Anel de carga:		Const. Anel (Kgf/div)		Cel. N.º:		
79,76				11,01		2,84		87,85						0,861778982				
CÉLULA (ΔV)					Leitura no Anel -L- div.	Carga Axial -Q- N	Deformação		Área Corrigida -Ac- cm ²	Pressão Axial P=Q/A _c (Kpa)	Empuxo no pistão (σ ₃ *AP)/Ac Kpa	σ ₁ -σ ₃ Kgf/cm ²	Pressão Neutra -u- Kgf/cm ²	u - u ^b Kgf/cm ²	(σ ₁ -σ ₃)/2 Kgf/cm ²	(σ ₁ +σ ₃)/2 Kgf/cm ²	(σ ₁ /σ ₃) Kgf/cm ²	
Leitura na Bureta				Vertical			Axial											
Na Ruptura			Leitura ml	Var. Vol. Acum ml	Defor. Vol %													
Defor. Axial			6,80	0,00	0,00	98,0	84,45	0,00	0,00	11,01	76,7	77,38	-0,68		-0,34	199,66	1,00	
Tensão Desvio			6,80	0,00	0,00	137,0	118,06	0,05	0,06	11,02	107,13	77,31	29,82		14,91	214,91	1,15	
			6,80	0,00	0,00	168,0	144,78	0,10	0,13	11,02	131,38	77,31	54,07		27,04	227,04	1,27	
			6,85	0,05	0,06	200,0	172,36	0,15	0,19	11,04	156,12	77,17	78,95		39,48	239,48	1,39	
Defor. Axial		13,79 %	6,90	0,10	0,11	217,0	187,01	0,20	0,25	11,05	169,24	77,1	92,14		46,07	246,07	1,46	
Tensão Desvio		324,52 KPa	6,95	0,15	0,17	226,0	194,76	0,25	0,31	11,06	176,09	77,03	99,06		49,53	249,53	1,50	
T. Princ. Menor		200 KPa	7,00	0,20	0,23	232,0	199,93	0,30	0,38	11,08	180,44	76,9	103,54		51,77	251,77	1,52	
			7,10	0,30	0,34	240,0	206,83	0,35	0,44	11,10	186,33	76,76	109,57		54,79	254,79	1,55	
Altura Final		63,76 mm	7,10	0,30	0,34	244,0	210,27	0,40	0,50	11,10	189,43	76,76	112,67		56,34	256,34	1,56	
Área Final		14,75 cm2	7,10	0,30	0,34	248,0	213,72	0,45	0,56	11,11	192,37	76,69	115,68		57,84	257,84	1,58	
Volume Final		94,06 cm3	7,15	0,35	0,40	252,0	217,17	0,50	0,63	11,12	195,3	76,62	118,68		59,34	259,34	1,59	
			7,20	0,40	0,46	255,0	219,75	0,60	0,75	11,14	197,26	76,48	120,78		60,39	260,39	1,60	
LEGENDA		200 kPa	7,40	0,60	0,68	262,0	225,79	0,70	0,88	11,18	201,96	76,21	125,75		62,88	262,88	1,63	
			7,40	0,60	0,68	275,0	236,99	0,80	1,00	11,20	211,6	76,07	135,53		67,77	267,77	1,68	
			7,50	0,70	0,80	281,0	242,16	0,90	1,13	11,22	215,83	75,94	139,89		69,95	269,95	1,70	
			7,60	0,80	0,91	288,0	248,19	1,00	1,25	11,25	220,61	75,73	144,88		72,44	272,44	1,72	
			7,75	0,95	1,08	302,0	260,26	1,20	1,50	11,30	230,32	75,4	154,92		77,46	277,46	1,77	
			8,00	1,20	1,37	321,0	276,63	1,40	1,76	11,36	243,51	75	168,51		84,26	284,26	1,84	
			8,05	1,25	1,42	329,0	283,53	1,60	2,01	11,39	248,93	74,8	174,13		87,07	287,07	1,87	
			8,20	1,40	1,59	341,0	293,87	1,80	2,26	11,44	256,88	74,48	182,40		91,2	291,20	1,91	
			8,40	1,60	1,82	354,0	305,07	2,00	2,51	11,50	265,28	74,09	191,19		95,6	295,60	1,96	
			8,70	1,90	2,16	379,0	326,61	2,50	3,13	11,61	281,32	73,39	207,93		103,97	303,97	2,04	
			9,05	2,25	2,56	400,0	344,71	3,00	3,76	11,73	293,87	72,63	221,24		110,62	310,62	2,11	
			9,35	2,55	2,90	421,0	362,81	3,50	4,39	11,85	306,17	71,9	234,27		117,14	317,14	2,17	
			9,70	2,90	3,30	436,0	375,74	4,00	5,02	11,97	313,9	71,18	242,72		121,36	321,36	2,21	
			10,00	3,20	3,64	451,0	388,66	4,50	5,64	12,09	321,47	70,47	251,00		125,5	325,50	2,26	
			10,30	3,50	3,98	469,0	404,17	5,00	6,27	12,21	331,02	69,78	261,24		130,62	330,62	2,31	
			10,80	4,00	4,55	503,0	433,47	6,00	7,52	12,45	348,17	68,43	279,74		139,87	339,87	2,40	
			11,15	4,35	4,95	538,0	463,64	7,00	8,78	12,67	365,94	67,25	298,69		149,35	349,35	2,49	
			11,50	4,70	5,35	551,0	474,84	8,00	10,03	12,89	368,38	66,1	302,28		151,14	351,14	2,51	
			11,80	5,00	5,69	572,0	492,94	9,00	11,28	13,12	375,72	64,94	310,78		155,39	355,39	2,55	
			12,10	5,30	6,03	595,0	512,76	10,00	12,54	13,35	384,09	63,82	320,27		160,14	360,14	2,60	
			12,50	5,70	6,49	611,0	526,55	11,00	13,79	13,60	387,17	62,65	324,52		162,26	362,26	2,62	
			12,60	5,80	6,60	615,0	529,99	12,00	15,05	13,82	383,49	61,65	321,84		160,92	360,92	2,61	
			12,80	6,00	6,83	609,0	524,82	13,00	16,30	14,05	373,54	60,64	312,90		156,45	356,45	2,56	
			13,00	6,20	7,06	600,0	517,07	14,00	17,55	14,30	361,59	59,58	302,01		151,01	351,01	2,51	
			13,05	6,25	7,11	603,0	519,65	15,00	18,81	14,52	357,89	58,68	299,21		149,61	349,61	2,50	
			13,01	6,21	7,07	603,0	519,65	16,00	20,06	14,75	352,31	57,76	294,55		147,28	347,28	2,47	

Professor:						Aluno (a)						Data: / /									
Disciplina				Furo:				Profundidade:				m		Amostra: 3		Execução:					
Local:				Tipo de ensaio: CD				σ ₃ :		550 KPa		U _b :		150 KPa		σ _{3c} :		400 KPa		Velocidade:	
Altura inicial (mm):				1/H (mm ⁻¹):		Área inicia - A (cm²):		Área pistão - AP (cm²):		Volume CP (cm³):		1/V (cm ⁻³):		Anel de carga:		Const. Anel (Kgf/div)		0,861779058		Cel. N.º:	
79,10						12,56		2,84		99,35											
CÉLULA (ΔV)						Leitura no Anel -L-	Carga Axial -Q-	Deformação		Área Corrigida -Ac-	Pressão Axial P=Q/A _c	Empuxo no pistão (σ ₃ *AP)/Ac	σ ₁ -σ ₃	Pressão Neutra -u-	u - u _b	(σ ₁ -σ ₃)/2	(σ ₁ +σ ₃)/2	(σ ₁ /σ ₃)			
Leitura na Bureta																					
Na Ruptura			Var. Vol. Acum	Defor. Vol					Vertical										Axial		
		ml	ml	%	div.	N	mm	%	cm²	(Kpa)	Kpa	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²	Kgf/cm²				
Defor. Axial		7,80	0,00	0,00	181,35	156,28	0,00	0,00	12,56	124,43	124,36	0,07				0,04	400,04	1,00			
Tensão Desvio		7,85	0,05	0,05	189,00	162,88	0,05	0,06	12,57	129,58	124,26	5,32				2,66	402,66	1,01			
		7,85	0,05	0,05	210,00	180,97	0,10	0,13	12,58	143,86	124,17	19,69				9,85	409,85	1,05			
		7,90	0,10	0,10	227,00	195,62	0,15	0,19	12,60	155,25	123,97	31,28				15,64	415,64	1,08			
Defor. Axial	16,43 %	7,90	0,10	0,10	241,00	207,69	0,20	0,25	12,60	164,83	123,97	40,86				20,43	420,43	1,10			
Tensão Desvio	670,01 KPa	7,90	0,10	0,10	284,00	244,75	0,25	0,32	12,61	194,09	123,87	70,22				35,11	435,11	1,18			
T. Princ. Menor	400 KPa	7,90	0,10	0,10	306,00	263,70	0,30	0,38	12,62	208,95	123,77	85,18				42,59	442,59	1,21			
		7,90	0,10	0,10	346,00	298,18	0,35	0,44	12,63	236,09	123,67	112,42				56,21	456,21	1,28			
Altura Final	63,10 mm	7,90	0,10	0,10	379,00	326,61	0,40	0,51	12,64	258,39	123,58	134,81				67,41	467,41	1,34			
Área Final	16,74 cm2	7,90	0,10	0,10	411,00	354,19	0,45	0,57	12,64	280,21	123,58	156,63				78,32	478,32	1,39			
Volume Final	105,65 cm3	7,90	0,10	0,10	440,00	379,18	0,50	0,63	12,65	299,75	123,48	176,27				88,14	488,14	1,44			
		8,00	0,20	0,20	483,00	416,24	0,60	0,76	12,68	328,26	123,19	205,07				102,54	502,54	1,51			
LEGENDA	400 kPa	8,05	0,25	0,25	509,00	438,65	0,70	0,88	12,70	345,39	122,99	222,40				111,2	511,2	1,56			
		8,15	0,35	0,35	530,00	456,74	0,80	1,01	12,73	358,79	122,7	236,09				118,05	518,05	1,59			
		8,20	0,40	0,40	549,00	473,12	0,90	1,14	12,76	370,78	122,41	248,37				124,19	524,19	1,62			
		8,30	0,50	0,50	565,00	486,91	1,00	1,26	12,78	380,99	122,22	258,77				129,39	529,39	1,65			
		8,55	0,75	0,75	605,00	521,38	1,20	1,52	12,85	405,74	121,56	284,18				142,09	542,09	1,71			
		8,60	0,80	0,81	622,00	536,03	1,40	1,77	12,89	415,85	121,18	294,67				147,34	547,34	1,74			
		8,70	0,90	0,91	649,00	559,29	1,60	2,02	12,94	432,22	120,71	311,51				155,76	555,76	1,78			
		8,70	0,90	0,91	682,00	587,73	1,80	2,28	12,97	453,15	120,43	332,72				166,36	566,36	1,83			
		8,95	1,15	1,16	695,00	598,94	2,00	2,53	13,04	459,31	119,79	339,52				169,76	569,76	1,85			
		9,40	1,60	1,61	745,00	642,03	2,50	3,16	13,18	487,12	118,51	368,61				184,31	584,31	1,92			
		9,80	2,00	2,01	794,00	684,25	3,00	3,79	13,32	513,7	117,27	396,43				198,22	598,22	1,99			
		10,00	2,20	2,21	840,00	723,89	3,50	4,42	13,43	539,01	116,31	422,70				211,35	611,35	2,06			
		10,45	2,65	2,67	887,00	764,40	4,00	5,06	13,58	562,89	115,02	447,87				223,94	623,94	2,12			
		10,70	2,90	2,92	941,00	810,93	4,50	5,69	13,71	591,49	113,93	477,56				238,78	638,78	2,19			
		11,00	3,20	3,22	981,00	845,41	5,00	6,32	13,84	610,85	112,86	497,99				249	649	2,24			
		11,50	3,70	3,72	1059,00	912,62	6,00	7,59	14,10	647,25	110,78	536,47				268,24	668,24	2,34			
		12,00	4,20	4,23	1141,00	983,29	7,00	8,85	14,36	684,74	108,77	575,97				287,99	687,99	2,44			
		12,50	4,70	4,73	1197,00	1031,55	8,00	10,11	14,63	705,09	106,77	598,32				299,16	699,16	2,50			
		12,70	4,90	4,93	1259,00	1084,98	9,00	11,38	14,87	729,64	105,04	624,60				312,3	712,3	2,56			
		13,10	5,30	5,33	1320,00	1137,55	10,00	12,64	15,14	751,35	103,17	648,18				324,09	724,09	2,62			
		13,30	5,50	5,54	1368,00	1178,91	11,00	13,91	15,40	765,53	101,43	664,10				332,05	732,05	2,66			
		13,40	5,60	5,64	1396,00	1203,04	12,00	15,17	15,64	769,21	99,87	669,34				334,67	734,67	2,67			
		13,70	5,90	5,94	1419,00	1222,86	13,00	16,43	15,92	768,13	98,12	670,01				335,01	735,01	2,68			
		13,80	6,00	6,04	1422,00	1225,45	14,00	17,70	16,18	757,39	96,54	660,85				330,43	730,43	2,65			
		14,00	6,20	6,24	1410,00	1215,11	15,00	18,96	16,47	737,77	94,84	642,93				321,47	721,47	2,61			
		14,10	6,30	6,34	1400,00	1206,49	16,00	20,23	16,74	720,72	93,31	627,41				313,71	713,71	2,57			

Planilhas de moldagem, saturação, consolidação e ruptura das amostras/envoltórias para o ensaio tipo CU

Professor:			Curso:			Data		
Aluno (a):			Turma		Profundidade:		Folha: ____/____	
Local da Amostra:			Amostra:		Ensaio nº 3		Célula nº:	
Tipo de ensaio: CU			σ_3 : 100 kPa		σ_3/σ_1 :		Tipo de CP	

DADOS DO SOLO			MOLDAGEM: DINÂMICA () ESTÁTICA () PISOTEAMENTO () A VÁCUO ()				Nº DECAMADAS
LL		%	DADOS DO CORPO DE PROVA		CONDIÇÕES DE MOLDAGEM		APÓS ENSAIO
LP		%			DESEJADAS	OBTIDAS	
IP		%					
δ_r	2,767	g/cm³	Peso (p)	g	168,79	160,28	173,11
$\gamma_{sm\acute{a}x}$	1,558	g/cm³	Densidade úmida (γ_h)	g/cm³	1,834	2,015	-
γ_{smin}	0	g/cm³	Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	1,609	-
hot	23,3	%	Desvio da umidade ótima (h-hot)	%	0,60	1,9	5,0
GC	95	%	Compactação (GC)	%	95,00	103,3	-
CR	0	%	Índice de vazios (e)	-	0,870	0,719	-
$\Delta h=(h-hot)$	0,6	%	Grau de saturação (s)	%	76,0	97,01	-

TEOR DE UMIDADE		UMIDADE NATURAL			INICIAL - ANTES DO ENSAIO			FINAL - APÓS ENSAIO	
Cápsula	nº	82	251	261	285	272	173	55	55
Cápsula+solo+água	g	57,90	51,09	56,90	39,24	38,52	35,39	225,76	225,76
Cápsula + solo seco	g	57,20	50,19	55,83	34,19	33,55	31,68	187,58	187,58
Massa da água	g	0,70	0,90	1,07	5,05	4,97	3,71	38,18	38,18
Massa da cápsula	g	28,60	13,56	13,20	14,22	13,87	16,89	52,72	52,72
Massa solo seco	g	28,60	36,63	42,63	19,97	19,68	14,79	134,86	134,86
Umidade	%	2,40	2,50	2,50	25,29	25,25	25,08	28,3	28,3
Média	%	2,5			25,2			28,31%	

VALORES DE MOLDAGEM		CONDIÇÕES DESEJADAS DO CP			DIMENSÕES DO CP		
Ps seco	136,23	Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	Antes da Carga Axial	Após Consolidação	Após Ensaio
Ps + umidade natural (1)	139,64	Umidade	%	23,9			
Ps úmido no molde	168,79	Diâmetro	cm	3,826	3,558	3,960	4,080
Água a acrescentar	29,15	Área	cm²	11,50	9,94	10,47	13,09
Ps úmido por camada	21,10	Altura	mm	80,04	80,04	79,74	63,74
Peso a obter do CP	168,79	Volume	cm³	92,05	79,56	83,46	87

AMOSTRA ADICIONAL PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE		DENSIDADE NATURAL (Método: Balança Hidrostática)				CROQUI DO CP APÓS ENSAIO
		Determinação	nº	CPTOTAL	CPTOTAL	
Ps seco	150	Peso solo úmido	g			
Ps + umidade natural (2)	153,75	Peso solo úmido + parafina	g			
Ps úmido	185,85	Peso sub. Solo úmido + parafina	g			
Água a acrescentar	32,10	Volume solo úmido + parafina	cm³	-	-	
		Densidade parafina	g/cm³			
		Volume solo úmido	cm³	-	-	
		Densidade úmida	g/cm³	-	-	
		Densidade seca	g/cm³	-	-	
Ps + umidade natural (1+2)	293,39	Densidade úmida - média	g/cm³	-	-	
Água a Acrescentar	61,25	Densidade seca - média	g/cm³	-	-	
Evaporação	2,00					
Total de água	63,25					

Observações:

Professor:			Curso:			Data		
Aluno (a):			Turma:			Folha: ____/____		
Local da Amostra:			Amostra:			Ensaio nº 2		
Tipo de ensaio: CU KPa			σ_{3c} : 200 kPa			σ_3/σ_1 : kPa		
Tipo de C								

DADOS DO SOLO			MOLDAGEM:				DINÂMICA ()		ESTÁTICA ()		Nº DECAMADAS	
			PISOTEAMENTO ()				A VÁCUO ()				8	
			DADOS DO CORPO DE PROVA				CONDIÇÕES DE MOLDAGEM				APÓS ENSAIO	
							DESEJADAS		OBTIDAS			
LL		%	Peso (p)				g	168,79	169,36	172,47		
LP		%	Densidade úmida (γ_h)				g/cm³	1,834	1,840	-		
IP		%	Densidade seca (γ_s)				g/cm³	1,480	1,484	-		
δ_r	2,767	g/cm³	Desvio da umidade ótima (h-hot)				%	0,60	0,7	3,3		
$\gamma_{smáx}$	1,558	g/cm³	Compactação (GC)				%	95,00	95,3	-		
γ_{smin}	0	g/cm³	Índice de vazios (e)				-	0,870	0,864	-		
hot	23,3	%	Grau de saturação (s)				%	76,0	76,71	-		
GC	95	%										
CR	0	%										
$\Delta h=(h-hot)$	0,6	%										

TEOR DE UMIDADE		UMIDADE NATURAL			INICIAL - ANTES DO ENSAIO			FINAL - APÓS ENSAIO	
Cápsula	nº	95	237	285	95	237	285	4	4
Cápsula+solo+água	g	52,61	49,41	52,74	38,88	36,20	35,30	218,53	218,53
Cápsula + solo seco	g	51,72	48,51	51,70	34,79	31,93	31,23	182,24	182,24
Massa da água	g	0,89	0,90	1,04	4,09	4,27	4,07	36,29	36,29
Massa da cápsula	g	17,83	13,98	14,23	17,83	14,00	14,22	46,06	46,06
Massa solo seco	g	33,89	34,53	37,47	16,96	17,93	17,01	136,18	136,18
Umidade	%	2,60	2,60	2,80	24,12	23,81	23,93	26,6	26,6
Média	%	2,7			24,0			26,6	

VALORES DE MOLDAGEM		CONDIÇÕES DESEJADAS DO CP			DIMENSÕES DO CP		
Ps seco	136,23	Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	Antes da	Após	Após Ensaio
Ps + umidade natural (1)	139,91	Umidade	%	23,9	Carga Axial	Consolidação	
Ps úmido no molde	168,79	Diâmetro	cm	3,826	3,826	3,960	4,270
Água a acrescentar	28,88	Área	cm²	11,50	11,50	11,44	14,33
Ps úmido por camada	21,10	Altura	mm	80,04	80,04	79,41	63,41
Peso a obter do CP	168,79	Volume	cm³	92,05	92,05	90,85	90,87

AMOSTRA ADICIONAL PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE		DENSIDADE NATURAL (Método: Balança Hidrostática)				CROQUI DO CP APÓS ENSAIO	
		Determinação	nº	CPTOTAL	CPTOTAL		
Ps seco	150	Peso solo úmido	g				
Ps + umidade natural (2)	154,05	Peso solo úmido + parafina	g				
Ps úmido	185,85	Peso sub. Solo úmido + parafina	g				
Água a acrescentar	31,80	Volume solo úmido + parafina	cm³	-	-		
		Densidade parafina	g/cm³				
		Volume solo úmido	cm³	-	-		
		Densidade úmida	g/cm³	-	-		
		Densidade seca	g/cm³	-	-		
Ps + umidade natural (1+2)	293,96	Densidade úmida - média	g/cm³	-	-		
Água a Acrescentar	60,68	Densidade seca - média	g/cm³	-	-		
Evaporação	2,00						
Total de água	62,68						

Observações: _____



Professor:			Curso:			Data		
Aluno (a):			Turma		Profundidade:		Folha: ____/____	
Local da Amostra			Amostra:		Ensaio nº 1		Célula nº	
Tipo de ensaio: CU			σ_3 : 400 kPa		σ_3/σ_1 :		Tipo de C	

DADOS DO SOLO			MOLDAGEM:		DINÂMICA ()		ESTÁTICA ()		Nº DECAMADAS	
			PISOTEAMENTO ()		A VÁCUO ()				8	
LL		%								
LP		%								
IP		%								
δ_r	2,767	g/cm³	Peso (p)		g	168,79	168,93	169,20		
$\gamma_{sm\acute{a}x}$	1,558	g/cm³	Densidade úmida (γ_h)		g/cm³	1,834	1,835	-		
γ_{smin}		g/cm³	Densidade seca (γ_s)		g/cm³	1,480	1,481	-		
hot	23,3	%	Desvio da umidade ótima (h-hot)		%	0,60	0,6	0,7		
GC	95	%	Compactação (GC)		%	95,00	95,1	-		
CR		%	Índice de vazios (e)		-	0,870	0,868	-		
$\Delta h=(h-hot)$	0,60	%	Grau de saturação (s)		%	76,0	76,21	-		

TEOR DE UMIDADE		UMIDADE NATURAL			INICIAL - ANTES DO ENSAIO			FINAL - APÓS ENSAIO	
Cápsula	nº	173	18	105	41	91	196	5	10
Cápsula+solo+água	g	48,42	42,50	52,20	38,78	48,11	55,29	141,1	152,16
Cápsula + solo seco	g	47,69	41,93	51,38	33,18	44,06	49,78	125,8	134,68
Massa da água	g	0,73	0,57	0,82	5,60	4,05	5,51	15,3	17,48
Massa da cápsula	g	16,91	16,74	16,85	9,83	27,03	26,78	61,83	62,23
Massa solo seco	g	30,78	25,19	34,53	23,35	17,03	23,00	63,97	72,45
Umidade	%	2,4	2,3	2,4	24,0	23,8	24,0	23,9	24,1
Média	%	2,4			23,9			24,0%	

VALORES DE MOLDAGEM		CONDIÇÕES DESEJADAS DO CP		DIMENSÕES DO CP			
Ps seco	136,23	Densidade seca (γ_s)	g/cm³	1,480	Antes da Carga Axial	Após Consolidação	Após Ensaio
Ps + umidade natural (1)	139,50	Umidade	%	23,9			
Ps úmido no molde	168,79	Diâmetro	cm	3,826	3,826	3,960	4,440
Água a acrescentar	29,29	Área	cm²	11,50	11,50	12,29	15,45
Ps úmido por camada	21,10	Altura	mm	80,04	80,04	78,22	62,22
Peso a obter do CP	168,79	Volume	cm³	92,05	92,05	96,15	96,13

AMOSTRA ADICIONAL PARA DETERMINAÇÃO DA UMIDADE		DENSIDADE NATURAL (Método: Balança Hidrostática)				CROQUI DO CP APÓS ENSAIO
		Determinação	nº	CPTOTAL	CPTOTAL	
Ps seco	150	Peso solo úmido	g			
Ps + umidade natural (2)	153,60	Peso solo úmido + parafina	g			
Ps úmido	185,85	Peso sub. Solo úmido + parafina	g			
Água a acrescentar	32,25	Volume solo úmido + parafina	cm³	-	-	
		Densidade parafina	g/cm³			
		Volume solo úmido	cm³	-	-	
		Densidade úmida	g/cm³	-	-	
		Densidade seca	g/cm³	-	-	
Ps + umidade natural (1+2)	293,10	Densidade úmida - média	g/cm³	-	-	
Água a Acrescentar	61,54	Densidade seca - média	g/cm³	-	-	
Evaporação	2,00					
Total de água	63,54					



Observações:

[illegible]

Observações: _____

Referência: AS				Registro:		Data: ____/____/____	
OS:				Furo:		Profund: ____	
Local:				Amostra:		Ensaio nº: 2	
Tipo de Ensaio: CU				σ_{3c} : 200 kPa		σ_3/σ_1 :	
						Tipo de CP:	

SATURAÇÃO POR PERCOLAÇÃO				Dia		Hora		CONSOLIDAÇÃO							
				Início		03/set		17:00		Tempo			Leitura na Bureta		
				Fim		12/set		12:00		DIA	HORA	MIN	Δt min	Água exp. ml	LEITURA NA BURETA
SATURAÇÃO POR CONTRA PRESSÃO										X	X	X	X	X	X
σ kPa	Contra Pres. kPa	Leit. Ub kPa	B %	Tempo											
				Dia	Hora	Δt min									
15	8	X	X	X	X	X	9-nov					0	0,00	17,10	
50	50	91	82	07/nov	08:00		9-nov					1/8	-0,60	16,50	
100	100	150	100	08/nov	07:15		9-nov					1/4	-0,70	16,40	
150	150		-				9-nov					1/2	-0,80	16,30	
200	200		-				9-nov					1	-0,80	16,30	
250	250		-				9-nov					2	-0,90	16,20	
300	300		-				9-nov					4	-1,10	16,00	
							9-nov					8	-1,20	15,90	
							9-nov					15	-1,20	15,90	
							9-nov					30	-1,20	15,90	
							9-nov					60	-1,20	15,90	
							9-nov					120	-1,20	15,90	
							9-nov					240	-1,20	15,90	
							9-nov					480	-1,20	15,90	
							10-nov					1440	-1,20	15,90	
							CONDIÇÃO DO CP ANTES E APÓS CONSOLIDAÇÃO								
							Altura Z_s	Inicial:		87,93 mm					
								Após Cons.:		87,30 mm					
							ΔH Após Consolidação			0,63 mm					
							Dimensões do CP		Altura (mm)	Volume (cm ³)	Área (cm ²)				
							Inicial		80,04	92,05	11,50				
							Após Consolidação		79,41	90,85	11,44				

Observações: _____

Professor:				Aluno (a)						Data: ____/____/____						
Disciplina		Furo:			Profundidade:			m	Amostra:		2	Execução:				
Local:		Tipo de ensaio: CU		σ ₃ :	350 KPa		U _b :	150 KPa		σ _{3c} :	200 kPa		Velocidade:			
Altura inicial (mm):		Área inicia - A (cm²):		Área pistão - AP (cm²):		Volume CP (cm³):		1/V (cm⁻³):		Anel de carga:		Const. Anel (Kg/div)		Cel. N.º:		
79,41		11,44		2,84		90,85						0,869124163				
		Leitura no Anel	-L-	Carga Axial -Q-	Deformação		Área Corrigida	Pressão Axial	Empuxo no pistão	σ ₁ -σ ₃	Pressão Neutra -u-	u - u _b	(σ ₁ -σ ₃)/2	(σ ₁ +σ ₃)/2	(σ ₁ '+σ ₃ ')/2	σ ₃ '
					Vertical	Axial										
		div.	N	mm	%	cm²	(Kpa)	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa
Defor. Axial		114,0	99,08	0,00	0,00	11,44	86,61	86,89	-0,28	158,11	8,11	-0,14	199,86	191,75	191,89	191,89
Tensão Desvio		149,0	129,50	0,05	0,06	11,45	113,1	86,81	26,29	158,11	8,11	13,15	213,15	205,04	191,89	191,89
T. Ef. Princ. Menor		182,0	158,18	0,10	0,13	11,46	138,03	86,74	51,29	158,11	8,11	25,65	225,65	217,54	191,89	191,89
Na Ruptura		222,0	192,95	0,15	0,19	11,46	168,37	86,74	81,63	158,11	8,11	40,82	240,82	232,71	191,89	191,89
Defor. Axial		16,37 %	256,0	222,50	0,20	0,25	11,47	193,98	86,66	107,32	158,11	8,11	53,66	253,66	245,55	191,89
Tensão Desvio		478,80 KPa	280,0	243,35	0,25	0,31	11,48	211,98	86,59	125,39	158,11	8,11	62,70	262,70	254,59	191,89
T. Princ. Menor		200 KPa	300,0	260,74	0,30	0,38	11,48	227,13	86,59	140,54	158,11	8,11	70,27	270,27	262,16	191,89
			319,0	277,25	0,35	0,44	11,49	241,3	86,51	154,79	158,11	8,11	77,40	277,40	269,29	191,89
Altura Final		63,41 mm	330,0	286,81	0,40	0,50	11,50	249,4	86,43	162,97	158,11	8,11	81,49	281,49	273,38	191,89
Área Final		14,33 cm2	340,0	295,50	0,45	0,57	11,51	256,73	86,36	170,37	158,11	8,11	85,19	285,19	277,08	191,89
T. Ef. Princ. Menor		150 KPa	355,0	308,54	0,50	0,63	11,51	268,06	86,36	181,70	158,11	8,11	90,85	290,85	282,74	191,89
			362,0	314,62	0,60	0,76	11,53	272,87	86,21	186,66	158,11	8,11	93,33	293,33	285,22	191,89
LEGENDA		200 kPa	374,0	325,05	0,70	0,88	11,54	281,67	86,14	195,53	158,11	8,11	97,77	297,77	289,66	191,89
			389,0	338,09	0,80	1,01	11,56	292,47	85,99	206,48	159,11	9,11	103,24	303,24	294,13	190,89
			405,0	352,00	0,90	1,13	11,57	304,24	85,91	218,33	160,11	10,11	109,17	309,17	299,06	189,89
			440,0	382,41	1,00	1,26	11,59	329,95	85,76	244,19	160,11	10,11	122,10	322,10	311,99	189,89
			480,0	417,18	1,20	1,51	11,62	359,02	85,54	273,48	161,11	11,11	136,74	336,74	325,63	188,89
			520,0	451,94	1,40	1,76	11,65	387,93	85,32	302,61	161,11	11,11	151,31	351,31	340,20	188,89
			538,0	467,59	1,60	2,01	11,68	400,33	85,1	315,23	161,11	11,11	157,62	357,62	346,51	188,89
			552,0	479,76	1,80	2,27	11,71	409,7	84,88	324,82	162,11	12,11	162,41	362,41	350,30	187,89
			569,0	494,53	2,00	2,52	11,74	421,24	84,67	336,57	163,11	13,11	168,29	368,29	355,18	186,89
			592,0	514,52	2,50	3,15	11,81	435,66	84,17	351,49	164,11	14,11	175,75	375,75	361,64	185,89
			623,0	541,46	3,00	3,78	11,89	455,39	83,6	371,79	167,11	17,11	185,90	385,90	368,79	182,89
			649,0	564,06	3,50	4,41	11,97	471,23	83,04	388,19	169,11	19,11	194,10	394,10	374,99	180,89
			673,0	584,92	4,00	5,04	12,05	485,41	82,49	402,92	173,12	23,12	201,46	401,46	378,34	176,88
			691,0	600,56	4,50	5,67	12,13	495,1	81,95	413,15	175,12	25,12	206,58	406,58	381,46	174,88
			711,0	617,95	5,00	6,30	12,21	506,1	81,41	424,69	179,12	29,12	212,35	412,35	383,23	170,88
			740,0	643,15	6,00	7,56	12,38	519,51	80,29	439,22	187,13	37,13	219,61	419,61	382,48	162,87
			761,0	661,40	7,00	8,82	12,55	527,01	79,2	447,81	192,13	42,13	223,91	423,91	381,78	157,87
			785,0	682,26	8,00	10,07	12,72	536,37	78,14	458,23	197,13	47,13	229,12	429,12	381,99	152,87
			809,0	703,12	9,00	11,33	12,90	545,05	77,05	468,00	200,14	50,14	234,00	434,00	383,86	149,86
			829,0	720,50	10,00	12,59	13,09	550,42	75,94	474,48	202,14	52,14	237,24	437,24	385,10	147,86
			845,0	734,41	11,00	13,85	13,28	553,02	74,85	478,17	203,14	53,14	239,09	439,09	385,95	146,86
			856,0	743,97	12,00	15,11	13,48	551,91	73,74	478,17	202,14	52,14	239,09	439,09	386,95	147,86
			868,0	754,40	13,00	16,37	13,68	551,46	72,66	478,80	200,14	50,14	239,40	439,40	389,26	149,86
			874,0	759,61	14,00	17,63	13,89	546,88	71,56	475,32	196,13	46,13	237,66	437,66	391,53	153,87
			880,0	764,83	15,00	18,89	14,10	542,43	70,5	471,93	191,13	41,13	235,97	435,97	394,84	158,87
			881,0	765,70	16,00	20,15	14,33	534,33	69,36	464,97	187,13	37,13	232,49	432,49	395,36	162,87

Professor:				Aluno (a)							Data: ____/____/____				
Disciplina		Furo:			Profundidade:				Amostra: 1		Execução:				
Local:		Tipo de ensaio: CU		σ _a : 500 KPa		U _b : 100 kPa		σ _{sc} : 400 kPa		Velocidade					
Altura inicial (mm):		Área inicia - A (cm²):		Área pistão - AP (cm²):		Volume CP (cm³):		1/V (cm⁻³):		Anel de carga:		Const. Anel (Kgf/div)		Cel. N.º:	
78,22		12,29		2,84		96,15						0,869124163			
		Leitura no Anel -L-	Carga Axial	Deformação		Área Corrigida	Pressão Axial	Empuxo no pistão	σ ₁ -σ ₃	Pressão Neutra -u-	u - u _b	(σ ₁ -σ ₃)/2	(σ ₁ +σ ₃)/2	(σ' ₁ +σ' ₃)/2	σ' ₃
				Vertical	Axial										
		div.	N	mm	%	cm²	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	KPa	
Defor. Axial		131,00	113,86	0,00	0,00	12,29	92,64	115,54	-22,90	100,07	0,07	-11,45	388,55	388,48	399,93
Tensão Desvio		165,00	143,41	0,05	0,06	12,30	116,59	115,45	1,14	106,07	6,07	0,57	400,57	394,50	393,93
T. Ef. Princ. Menor		210,00	182,52	0,10	0,13	12,31	148,27	115,35	32,92	106,07	6,07	16,46	416,46	410,39	393,93
Na Ruptura		241,00	209,46	0,15	0,19	12,32	170,02	115,26	54,76	107,07	7,07	27,38	427,38	420,31	392,93
Defor. Axial	20,46 %	267,00	232,06	0,20	0,26	12,32	188,36	115,26	73,10	108,07	8,07	36,55	436,55	428,48	391,93
Tensão Desvio	609,02 KPa	274,00	238,14	0,25	0,32	12,33	193,14	115,17	77,97	109,07	9,07	38,99	438,99	429,92	390,93
T. Princ. Menor	400 KPa	285,00	247,70	0,30	0,38	12,34	200,73	115,07	85,66	112,08	12,08	42,83	442,83	430,75	387,92
		294,00	255,52	0,35	0,45	12,35	206,9	114,98	91,92	113,08	13,08	45,96	445,96	432,88	386,92
Altura Final	62,22 mm	301,00	261,61	0,40	0,51	12,36	211,66	114,89	96,77	114,08	14,08	48,39	448,39	434,31	385,92
Área Final	15,45 cm2	311,00	270,30	0,45	0,58	12,36	218,69	114,89	103,80	115,08	15,08	51,90	451,90	436,82	384,92
T. Ef. Princ. Menor	262,84 KPa	320,00	278,12	0,50	0,64	12,37	224,83	114,79	110,04	116,08	16,08	55,02	455,02	438,94	383,92
		336,00	292,03	0,60	0,77	12,39	235,7	114,61	121,09	118,08	18,08	60,55	460,55	442,47	381,92
LEGENDA	400 kPa	350,00	304,19	0,70	0,89	12,40	245,31	114,52	130,79	120,08	20,08	65,40	465,40	445,32	379,92
		367,00	318,97	0,80	1,02	12,42	256,82	114,33	142,49	121,08	21,08	71,25	471,25	450,17	378,92
		380,00	330,27	0,90	1,15	12,44	265,49	114,15	151,34	122,08	22,08	75,67	475,67	453,59	377,92
		389,00	338,09	1,00	1,28	12,45	271,56	114,06	157,50	124,08	24,08	78,75	478,75	454,67	375,92
		421,00	365,90	1,20	1,53	12,48	293,19	113,78	179,41	125,08	25,08	89,71	489,71	464,63	374,92
		445,00	386,76	1,40	1,79	12,52	308,91	113,42	195,49	128,09	28,09	97,75	497,75	469,66	371,91
		468,00	406,75	1,60	2,05	12,55	324,1	113,15	210,95	130,09	30,09	105,48	505,48	475,39	369,91
		492,00	427,61	1,80	2,30	12,58	339,91	112,88	227,03	132,09	32,09	113,52	513,52	481,43	367,91
		512,00	444,99	2,00	2,56	12,61	352,89	112,61	240,28	134,09	34,09	120,14	520,14	486,05	365,91
		564,00	490,19	2,50	3,20	12,70	385,98	111,81	274,17	139,09	39,09	137,09	537,09	498,00	360,91
		610,00	530,17	3,00	3,84	12,78	414,84	111,11	303,73	144,1	44,10	151,87	551,87	507,77	355,90
		650,00	564,93	3,50	4,47	12,87	438,95	110,33	328,62	150,1	50,10	164,31	564,31	514,21	349,90
		689,00	598,83	4,00	5,11	12,95	462,42	109,65	352,77	156,11	56,11	176,39	576,39	520,28	343,89
		729,00	633,59	4,50	5,75	13,04	485,88	108,9	376,98	163,11	63,11	188,49	588,49	525,38	336,89
		759,00	659,67	5,00	6,39	13,13	502,41	108,15	394,26	170,12	70,12	197,13	597,13	527,01	329,88
		826,00	717,90	6,00	7,67	13,31	539,37	106,69	432,68	183,12	83,12	216,34	616,34	533,22	316,88
		884,00	768,31	7,00	8,95	13,50	569,12	105,19	463,93	198,13	98,13	231,97	631,97	533,84	301,87
		934,00	811,76	8,00	10,23	13,69	592,96	103,73	489,23	211,14	111,14	244,62	644,62	533,48	288,86
		968,00	841,31	9,00	11,51	13,89	605,69	102,23	503,46	222,15	122,15	251,73	651,73	529,58	277,85
		1015,00	882,16	10,00	12,78	14,09	626,09	100,78	525,31	231,16	131,16	262,66	662,66	531,50	268,84
		1061,00	922,14	11,00	14,06	14,30	644,85	99,3	545,55	237,16	137,16	272,78	672,78	535,62	262,84
		1102,00	957,77	12,00	15,34	14,52	659,62	97,8	561,82	240,16	140,16	280,91	680,91	540,75	259,84
		1140,00	990,80	13,00	16,62	14,74	672,18	96,34	575,84	242,16	142,16	287,92	687,92	545,76	257,84
		1172,00	1018,61	14,00	17,90	14,97	680,43	94,86	585,57	242,16	142,16	292,79	692,79	550,63	257,84
		1206,00	1048,16	15,00	19,18	15,21	689,13	93,36	595,77	240,16	140,16	297,89	697,89	557,73	259,84
		1246,00	1082,93	16,00	20,46	15,45	700,93	91,91	609,02	237,16	137,16	304,51	704,51	567,35	262,84