

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA**

**FACULDADE DE TECNOLOGIA**

**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE BARRAGENS  
CONSTRUÍDAS COM NÚCLEOS ARGILOSOS  
COMPACTADOS NO RAMO SUPER ÚMIDO**

**JULIÁN ASDRUBAL BURITICÁ GARCÍA**

**ORIENTADOR: ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA**

**PUBLICAÇÃO: G.DM-232/13**

**BRASÍLIA / DF: SETEMBRO / 2013**

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE BARRAGENS  
CONSTRUÍDAS COM NÚCLEOS ARGILOSOS  
COMPACTADOS NO RAMO SUPER ÚMIDO**

**JULIÁN ASDRUBAL BURITICÁ GARCÍA**

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

**APROVADA POR:**

---

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)**

---

**LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)**

---

**TEREZINHA DE JESUS ESPÓSITO, DSc (UFMG)  
(EXAMINADOR EXTERNO)**

**DATA: BRASÍLIA/DF, 13 de SETEMBRO de 2013.**

## **FICHA CATALOGRÁFICA**

BURITICÁ GARCÍA, JULIÁN ASDRÚBAL

Análise de comportamento de barragens construídas com núcleos argilosos compactados no ramo super úmido [Distrito Federal] 2013

xxi, 124 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2013)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

- |                       |                    |
|-----------------------|--------------------|
| 1. Barragens de terra | 2. Núcleo argiloso |
| 3. Compactação        | 4. Umidade         |
| I. ENC/FT/UnB         | II. Título (série) |

## **REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA**

BURITICÁ, J.A. (2013). Análise de Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-232/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 124 p.

## **CESSÃO DE DIREITOS**

NOME DO AUTOR: Julián Asdrúbal Buriticá García

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise de Comportamento de Barragens Construídas com Núcleos Argilosos Compactados no Ramo Super Úmido.

GRAU / ANO: Mestre / 2013

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Julián Asdrúbal Buriticá García

Carrera 79 Número 44A-55 Apto 201, Ed Torre Barcelona- La América

Medellín-Antioquia-Colômbia

e-mail: julianburitica@gmail.com

## DEDICATÓRIA

*A mi madre Elvia y a mi padre Obed, por ser la base de lo que soy.*

*A mi hermana Erica y mis hermanos Wilmar y Arley.*

*A María Paz, por el amor y apoyo incondicional.*

## **AGRADECIMENTOS**

À minha família pelo amor e apoio incondicional, especialmente à minha mãe que amo, admiro e respeito profundamente.

Ao professor André Pacheco de Assis, pela orientação, apoio, disponibilidade e acompanhamento durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao programa de pós-graduação em Geotecnia da Universidade Brasília e todos seus professores, pela contribuição para minha formação profissional.

Aos professores Hernán Eduardo Martinez Carvajal e Yamile Valencia Gonzalez por acreditarem em mim.

Aos meus professores de graduação da Unalmed, em especial a Edilma Gómez, Oscar Echeverri, Manuel Villarraga, Hernán Martinez, pela boa influência que exerceram na minha formação profissional, despertando em mim o interesse pela Geotecnia.

Aos meus colegas e amigos, que de uma ou outra forma contribuíram para a realização deste trabalho, além dos momentos de descontração.

Ao laboratório de microscopia avançada da Universidade Nacional da Colômbia, Sede Medellín, pelo apoio nos ensaios de microscopia eletrônica de varredura.

Ao Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico CNPq pelo apoio financeiro.

# **ANÁLISE DE COMPORTAMENTO DE BARRAGENS CONSTRUÍDAS COM NÚCLEOS ARGILOSOS COMPACTADOS NO RAMO SUPER ÚMIDO**

## **RESUMO**

Os materiais disponíveis e as características topográficas brasileiras têm conduzido quase sempre à escolha de barragens de terra e enrocamento para gerar energia elétrica. Porém existem regiões chuvosas com elevadas precipitações anuais onde se torna difícil a construção de barragens de terra homogêneas e zonadas com núcleos argilosos. Nesses lugares onde a umidade do solo é maior do que a ótima, costuma-se tratar o solo com cal ou gradear para alterar as suas características e reduzir o teor de umidade, mas esta prática geralmente causa atrasos nas construções deste tipo de barragens. Esse contexto motivou a realização desta pesquisa, esta pesquisa apresenta a determinação das propriedades geotécnicas de um solo silto-argiloso típico da região do Distrito Federal. Foram ensaiados corpos de prova compactados com energia proctor normal para analisar o comportamento desse tipo de solo na construção de barragens de terra homogêneas e também como material de núcleo em barragens de tipo zonada. Foram realizados ensaios de caracterização física, compactação, compressão oedométrica, permeabilidade, triaxiais saturados tipo CD e microscopia eletrônica de varredura em corpos de prova compactados na umidade ótima, umidade ótima +2% e na umidade ótima +5%, para analisar a variação desses parâmetros no ramo úmido da curva de compactação. Após a determinação dos parâmetros geotécnicos foram realizadas simulações numéricas em seções típicas hipotéticas, para uma barragem de terra homogênea e para uma barragem de terra zonada considerando diferentes condições de umidade de compactação do material estudado. Em termos gerais as análises de seções zonadas apresentaram um comportamento adequado e favorável, por outro lado as seções homogêneas construídas com esse material, apresentaram fatores de segurança baixos durante o rebaixamento rápido, o que quer dizer que podem ser convenientes, sempre e quando houver material suficiente no local, para fazer taludes um pouco mais abatidos e que se tomem os cuidados necessários com a escolha do equipamento de compactação, aproveitamento da estação seca, controle da área de empréstimo, selagem das áreas compactadas e acompanhamento por meio de instrumentação geotécnica durante as fases de construção e operação.

# **BEHAVIOR ANALYSIS OF DAMS BUILT WITH CLAY CORES COMPACTED IN THE WET SIDE**

## **ABSTRACT**

Available materials and topographic features of Brazil, have almost always led to choose earth and rock fill dams to generate electricity. Nevertheless there are rainy regions with high annual rainfall, where building homogeneous earth dams and zoned earth dams with core clay becomes difficult. In those places where the soil moisture content is higher than the optimum, soil treatments with lime or scarifying are used to change their characteristics and reduce the water content. This practice usually causes delays in the construction of the dams. This context has motivated this research. Here, the geotechnical silty-clay typical Federal District soil properties are determined. Several tests were performed in compacted specimens with standard Proctor energy to analyze the behavior of this type of soil in the construction of homogeneous earth dams, and as core material, in zoned earth dams. Tests like physical characterization, compaction, oedometric compression, permeability, triaxial compression CD and scanning electron microscopy (SEM), in specimens compacted at optimum moisture content, optimum moisture content +2% and optimum moisture content +5% were performed as well to analyze the variation of these parameters in the wet side of a compaction curve. Once geotechnical parameters of the soil were established, numerical simulations were performed on hypothetical typical sections, for a homogeneous earth dam and a zoned earth dam, considering different moisture conditions of the studied material on the wet side. The analyzes of zoned sections showed appropriate and positive behaviors, on the other hand the homogeneous sections built with this material showed low safety factors during rapid drawdown, which means it can be convenient, while there is sufficient material at the place to build slope with low angles of inclination and take the necessary precautions with the choice of compaction equipment, harnessing of dry season, control of borrow area, sealing the compacted areas and geotechnical instrumentation during construction and operation of reservoir.

# **ANÁLISIS DE COMPORTAMIENTO DE PRESAS CONSTRUIDAS CON NÚCLEOS DE ARCILLA COMPACTADAS EN LA RAMA SUPER HÚMEDA**

## **RESUMEN**

Los materiales disponibles y las características topográficas Brasileñas han llevado casi siempre a que se elijan presas de tierra y enrocado para generar energía eléctrica. Sin embargo existen regiones lluviosas con elevadas precipitaciones anuales donde se hace difícil la construcción de presas de tierra homogéneas y heterogéneas con núcleos de arcilla. En esos lugares donde la humedad del suelo es mayor que la humedad óptima, se acostumbra tratar el suelo con adición de cal o escarificarlo para reducir el contenido de agua del suelo, pero esta práctica generalmente ocasiona atrasos en las construcciones de este tipo de obras. Este contexto motivo la realización de esta investigación, este trabajo presenta la determinación de propiedades geotécnicas de un suelo limo arcilloso típico de la región del Distrito Federal. Se realizaron ensayos en cuerpos de prueba compactados con energía proctor normal para analizar el comportamiento de éste tipo de suelo en la construcción de presas de tierra homogéneas y también como material de núcleo en presas heterogéneas. Se realizaron ensayos de caracterización física, compactación, compresión oedométrica, permeabilidad, triaxiales saturados tipo CD y microscopia electrónica de barrido en cuerpos de prueba compactados en la humedad óptima, humedad óptima +2% y humedad óptima +5%, para analizar el cambio de esos parámetros en la rama húmeda de la curva de compactación. Después de determinar los parámetros geotécnicos del suelo en estudio, fueron realizadas simulaciones numéricas en secciones típicas hipotéticas, para una presa homogénea y para una presa heterogénea considerando diferentes condiciones de humedad. En términos generales las secciones heterogéneas presentaron un comportamiento adecuado y favorable, por otro lado las secciones homogéneas presentaron bajos factores de seguridad durante el rápido descenso del nivel de agua, lo que quiere decir que puede ser conveniente el uso de este tipo de presas siempre y cuando exista material suficiente en el lugar de las obras para hacer taludes con menor inclinación y se tomen los cuidados necesarios con la selección del equipo de compactación, control de la zona de préstamo, sellamiento de las áreas compactadas y acompañamiento por medio de instrumentación geotécnica durante las fases de construcción y operación.



## SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO .....	1
1.1.	MOTIVAÇÃO .....	1
1.2.	OBJETIVOS .....	2
1.3.	ESCOPO DA DISSERTAÇÃO .....	3
2.	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....	4
2.1.	ASPECTOS GERAIS SOBRE BARRAGENS DE TERRA .....	4
2.2.	CONSIDERAÇÕES DA TEORIA DA COMPACTAÇÃO .....	7
2.3.	INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO RAMO ÚMIDO NO COMPORTAMENTO DO NÚCLEO ARGILOSO.....	10
2.3.1.	ESTRUTURA DO SOLO .....	10
2.3.2.	PERMEABILIDADE DO SOLO.....	14
2.3.3.	COMPRESSIBILIDADE DO SOLO.....	17
2.3.4.	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS. ....	19
2.4.	EXPERIÊNCIAS REGISTRADAS DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA COMPACTADAS NO RAMO SUPER ÚMIDO .....	24
2.5.	COMPACTAÇÃO DE CAMPO.....	27
2.5.1.	EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO NO CAMPO.....	28
2.5.2.	FATORES QUE INFLUENCIAM NA COMPACTAÇÃO E ESCOLHA DOS EQUIPAMENTOS.....	30
2.5.3.	EQUIPAMENTO DE COMPACTAÇÃO NO RAMO SUPER ÚMIDO .....	32
3.	MATERIAIS E MÉTODOS .....	33
3.1.	SOLO UTILIZADO .....	33
3.2.	ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....	34
3.2.1.	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	34
3.2.2.	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO .....	35

3.2.3. ENSAIOS DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL).....	36
3.2.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL .....	38
3.2.5. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....	41
3.2.6. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CD.....	44
3.3. SIMULAÇÕES NO SOFTWARE GEOSTUDIO .....	49
3.3.1. SEÇÕES TÍPICAS USADAS NAS ANÁLISES .....	50
3.3.2. MODELO CONSTITUTIVO USADO NAS ANÁLISES .....	51
3.3.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS .....	55
4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS .....	57
4.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	57
4.1.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	57
4.1.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO .....	58
4.1.3. ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL).....	60
4.1.4. ENSAIO DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL .....	65
4.1.5. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.....	65
4.1.6. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CD.....	70
4.2. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS .....	78
4.2.1. ANÁLISES DA PERCOLAÇÃO .....	78
4.2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES .....	84
4.2.3. ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO .....	93
5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES .....	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	107
APÊNDICES.....	112
A. DADOS INICIAIS DOS CORPOS DE PROVA COMPACTADOS .....	112
B. GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA ..	113

C.	GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA +2%	117
D.	GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA +5%	121

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela</b>	<b>Página</b>
<b>Tabela 2.1.</b> Parâmetros de equipamentos de compactação (Massad, 2010).....	30
<b>Tabela 3.1.</b> Parâmetros utilizados nas simulações .....	55
<b>Tabela 3.2.</b> Módulo de deformabilidade para diferentes tensões totais. ....	56
<b>Tabela 4.1.</b> Resultados de ensaios de caracterização física e classificação dos solos.....	57
<b>Tabela 4.2.</b> Coeficiente de permeabilidade para diferentes umidades de compactação.....	65
<b>Tabela 4.3.</b> Coeficiente de adensamento e coeficiente de permeabilidade para diferentes tensões .....	67
<b>Tabela 4.4.</b> Parâmetros efetivos para o solo nas três umidades de compactação.....	75
<b>Tabela 4.5.</b> Módulo de deformabilidade para os três tipos de solos a diferentes tensões confinantes. ....	76
<b>Tabela 4.6.</b> Parâmetros k e m para as três umidades de compactação .....	77
<b>Tabela A.1.</b> Dados iniciais dos corpos de prova compactados .....	112

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura</b>	<b>Página</b>
<b>Figura 2.1.</b> Exemplo de barragem homogênea, Barragem Vigário, Brasil. (Assis, 2003).....	4
<b>Figura 2.2.</b> Exemplo de barragem de seção Zonada, Barragem de São Simão, Brasil. (Assis, 2003).....	5
<b>Figura 2.3.</b> Seção típica de barragem de enrocamento com núcleo de argila inclinado (Assis, 2003).....	5
<b>Figura 2.4.</b> Diagrama de Proctor (Massad, 2010) .....	7
<b>Figura 2.5.</b> Efeito da compactação na estrutura do solo (Lambe & Whitman, 1979).....	9
<b>Figura 2.6.</b> Mudança de ângulos meios com respeito á horizontal para diferentes umidades de compactação em diferentes zonas do corpo de prova. (modificado - Cetin <i>et al</i> , 2007) .....	12
<b>Figura 2.7.</b> Porcentagem de partículas orientadas entre 0° e 10° para diferentes umidades de compactação em diferentes zonas do corpo de prova. (modificado - Cetin <i>et al</i> , 2007) .....	13
<b>Figura 2.8.</b> Faixa de aplicação dos principais métodos para caracterização de espaços porosos (Santos <i>et al</i> , 2003).....	13
<b>Figura 2.9.</b> Efeito da compactação na permeabilidade dos solos argilosos (Lambe, 1958). ..	14
<b>Figura 2.10.</b> Condutividade hidráulica e massa específica seca Vs teor de umidade de moldagem. (Mitchell <i>et al</i> , 1965).....	15
<b>Figura 2.11.</b> Variação da condutividade hidráulica devido ao aumento da energia de compactação, Mitchell <i>et al</i> . (1965).....	16
<b>Figura 2.12.</b> Compressibilidade de solos compactados (Lambe & Whitman, 1969).....	17
<b>Figura 2.13.</b> Compressibilidade de amostras de argilas compactadas em diferentes umidades. (Reséndiz, 1965; Balmaceda, 1991).....	18
<b>Figura 2.14.</b> Influência da umidade no comportamento tensão deformação de solos compactados (Lambe & Whitman, 1979) .....	19
<b>Figura 2.15.</b> Influência da energia de compactação na envoltória de resistência ao cisalhamento (Assis, 2003) .....	20
<b>Figura 2.16.</b> (a) Sucção vs Umidade; (b) Ângulo de atrito vs Umidade; (c) Coesão vs Umidade. (modificado - Cokca <i>et al</i> , 2003).....	22

<b>Figura 2.17.</b> (a) Curva de compactação para diferentes misturas de solos; (b) Variação da coesão com a umidade de compactação; (c) Variação do ângulo de atrito com a umidade de compactação (Naser, 2001) .....	23
<b>Figura 2.18.</b> Princípios para compactação de solos. (Massad, 2010) .....	28
<b>Figura 2.19.</b> Equipamentos de compactação (Massad, 2010).....	29
<b>Figura 3.1.</b> Aspecto visual do solo UnB .....	33
<b>Figura 3.2.</b> Equipamento utilizado no ensaio de compactação proctor normal. ....	35
<b>Figura 3.3.</b> Curva de compactação .....	36
<b>Figura 3.4.</b> Microscópio JEOL JSM 5910 LV .....	38
<b>Figura 3.5.</b> Matérias utilizados na montagem do permeâmetro. ....	38
<b>Figura 3.6.</b> Montagem do ensaio de permeabilidade: (a) Preenchimento do permeâmetro com bentonita; (b) Fechamento do permeâmetro; (c) Início do processo de saturação; (d) Equipamento de aplicação e medição de carga hidráulica. ....	39
<b>Figura 3.7.</b> Permeâmetro carga variável .....	40
<b>Figura 3.8.</b> Montagem do ensaio de adensamento: (a) Moldagem do corpo de prova; (b) Corpo de prova no anel de adensamento; (c) Corpo de prova na célula de adensamento; (d) Ensaio montado na prensa de adensamento. ....	41
<b>Figura 3.9.</b> Equipamento triaxial TRITEST 50.....	45
<b>Figura 3.10.</b> Sistema de aquisição de dados (www.hbm.com) .....	46
<b>Figura 3.11.</b> Interface do software Catman.....	47
<b>Figura 3.12.</b> Montagem do ensaio triaxial: (a) Início do processo de moldagem; (b) Torno, corda de violão para corpos de prova; (c) Corpo de prova moldado; (d) Colocação membrana de látex; (e) Posicionamento do cabeçote; (f) Fechamento da câmara triaxial.....	48
<b>Figura 3.13.</b> Seção típica barragem homogênea .....	50
<b>Figura 3.14.</b> Seção típica barragem zonada .....	50
<b>Figura 3.15.</b> Curva tensão-deformação para o modelo hiperbólico (kondner, 1963) .....	51
<b>Figura 3.16.</b> Transformada da curva tensão deformação (Duncan & Chang, 1970).....	52
<b>Figura 3.17.</b> Variação do módulo de deformabilidade com a tensão de confinamento. ....	53

<b>Figura 4.1.</b> Curva de compactação solo campo experimental UnB .....	59
<b>Figura 4.2.</b> Imagens obtidas no MEV para x 250 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.....	62
<b>Figura 4.3.</b> Imagens obtidas no MEV para x 1000 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.....	63
<b>Figura 4.4.</b> Imagens obtidas no MEV para x 5000 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.....	64
<b>Figura 4.5.</b> Coeficiente de permeabilidade para três umidades de compactação.....	65
<b>Figura 4.6.</b> Curva de compressibilidade para as três umidades de compactação.....	66
<b>Figura 4.7.</b> Curva de compressibilidade normalizada para as três umidades de compactação. ....	66
<b>Figura 4.8.</b> Coeficientes de permeabilidade para diferentes tensões .....	68
<b>Figura 4.9.</b> Índice de compressão para diferentes umidades.....	68
<b>Figura 4.10.</b> Índice de recompressão para diferentes umidades.....	69
<b>Figura 4.11.</b> Coeficiente de compressibilidade para diferentes umidades. ....	69
<b>Figura 4.12.</b> Coeficiente de variação volumétrica para diferentes umidades .....	70
<b>Figura 4.13.</b> Tensão de pré-adensamento para diferentes umidades.....	70
<b>Figura 4.14.</b> Tipos de ruptura dos ensaios triaxiais.....	71
<b>Figura 4.15.</b> Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima.....	72
<b>Figura 4.16.</b> Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima +2% .....	72
<b>Figura 4.17.</b> Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima +5% .....	73
<b>Figura 4.18.</b> Trajetória de tensão efetiva para o solo compactado na umidade ótima .....	73

<b>Figura 4.19.</b> Trajetória de tensões efetivas para o solo compactado na umidade ótima +2%.	74
<b>Figura 4.20.</b> Trajetória de tensões efetivas para o solo compactada na umidade ótima +5%.	74
<b>Figura 4.21.</b> Diagrama s' versus t para as três umidades de compactação.	75
<b>Figura 4.22.</b> Relação entre modulo de deformabilidade e tensão de confinamento	77
<b>Figura 4.23.</b> Relação entre m e umidade de compactação	77
<b>Figura 4.24.</b> Relação entre k e umidade de compactação	78
<b>Figura 4.25.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima barragem homogênea	79
<b>Figura 4.26.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +2% barragem homogênea.	79
<b>Figura 4.27.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +5% barragem homogênea.	79
<b>Figura 4.28.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima barragem zonada..	80
<b>Figura 4.29.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +2% barragem zonada.....	80
<b>Figura 4.30.</b> Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +5% barragem zonada.....	81
<b>Figura 4.31.</b> Vazão para diferentes umidades de compactação	81
<b>Figura 4.32.</b> Função de rebaixamento rápido da Barragem.	82
<b>Figura 4.33.</b> Ponto A para cálculo de poropressões	82
<b>Figura 4.34.</b> Poropressão no ponto A para as três umidades de compactação.....	83
<b>Figura 4.35.</b> Ponto A para cálculo de poropressões	83
<b>Figura 4.36.</b> Poropressão no ponto B para as três umidades de compactação.....	84
<b>Figura 4.37.</b> Superfícies de ruptura e $FS_{\min}$ para a barragem homogênea etapa final de construção: (a) talude de montante umidade ótima $FS_{\min}$ :2,235; (b) talude de jusante umidade ótima $FS_{\min}$ :2,208; (c) talude de montante umidade ótima +2% $FS_{\min}$ :2.183; (d) talude de jusante umidade ótima +2% $FS_{\min}$ :1,896; (e) talude de montante umidade ótima +5% $FS_{\min}$ :1,607; (f) talude de jusante umidade ótima +5% $FS_{\min}$ :1,608.....	86



<b>Figura 4.38.</b> Superfícies de ruptura e $FS_{mín}$ para a barragem zonada etapa final de construção: (a) talude de montante umidade ótima $FS_{mín}:2,012$ ; (b) talude de jusante umidade ótima $FS_{mín}:1,886$ ; (c) talude de montante umidade ótima +2% $FS_{mín}:1,965$ ; (d) talude de jusante umidade ótima +2% $FS_{mín}:1,990$ ; (e) talude de montante umidade ótima +5% $FS_{mín}:1,941$ ; (f) talude de jusante umidade ótima +5% $FS_{mín}:1,971$ .....	87
<b>Figura 4.39.</b> Superfícies de ruptura e $FS_{mín}$ para a barragem homogênea etapa operação: (a) talude de jusante umidade ótima $FS_{mín}:1,856$ ; (b) talude de jusante umidade ótima +2% $FS_{mín}:1,837$ ; (c) talude de jusante umidade ótima +5% $FS_{mín}: 1,362$ .....	89
<b>Figura 4.40.</b> Superfícies de ruptura e $FS_{mín}$ para a barragem zonada etapa operação: (a) talude de jusante umidade ótima $FS_{mín}:1,689$ ; (b) talude de jusante umidade ótima +2% $FS_{mín}:1,659$ ; (c) talude de jusante umidade ótima +5% $FS_{mín}:1,646$ . .....	90
<b>Figura 4.41.</b> $FS_{mín}$ Para barragem homogênea em função do tempo.....	92
<b>Figura 4.42.</b> $FS_{mín}$ Para barragem zonada em função do tempo.....	93
<b>Figura 4.43.</b> Distribuição de tensões totais na barragem homogênea, na umidade ótima +5% .....	94
<b>Figura 4.44.</b> Pontos de plastificação da seção homogênea, com umidade ótima +5% .....	95
<b>Figura 4.45.</b> Deslocamentos máximos em Y para a barragem homogênea compactada com 28% de umidade. ....	95
<b>Figura 4.46.</b> Distribuição de tensões totais na barragem zonada, na umidade ótima +5% .....	96
<b>Figura 4.47.</b> Pontos de plastificação da seção zonada, com umidade ótima +5% .....	96
<b>Figura 4.48.</b> Deslocamentos máximos em Y para a barragem homogênea compactada com 28% de umidade. ....	97
<b>Figura 4.49.</b> Deslocamentos verticais máximos na base da barragem homogênea .....	98
<b>Figura 4.50.</b> Deslocamentos verticais máximos no eixo central para a barragem homogênea. ....	98
<b>Figura 4.51.</b> Deslocamentos horizontais máximos ao longo da base da barragem homogênea. ....	99
<b>Figura 4.52.</b> Deslocamentos verticais máximos na base da barragem homogênea .....	99
<b>Figura 4.53.</b> Deslocamentos verticais máximos no eixo central para a barragem zonada....	100

<b>Figura 4.54.</b> Deslocamentos horizontais máximos ao longo da base da barragem zonada. .	101
<b>Figura B.1.</b> Curva de adensamento tensão 22,73 kPa .....	113
<b>Figura B.2.</b> Curva de adensamento tensão 50,67 kPa .....	113
<b>Figura B.3.</b> Curva de adensamento tensão 101,62 kPa .....	114
<b>Figura B.4.</b> Curva de adensamento tensão 198,10 kPa .....	114
<b>Figura B.5.</b> Curva de adensamento tensão 403,92 kPa .....	115
<b>Figura B.6.</b> Curva de adensamento tensão 767,74 kPa .....	115
<b>Figura B.7.</b> Curva de adensamento tensão 1130,87 kPa .....	116
<b>Figura C.1.</b> Curva de adensamento tensão 25,35 kPa .....	117
<b>Figura C.2.</b> Curva de adensamento tensão 50,77 kPa .....	117
<b>Figura C.3.</b> Curva de adensamento tensão 102,13 kPa .....	118
<b>Figura C.4.</b> Curva de adensamento tensão 203,42 kPa .....	118
<b>Figura C.5.</b> Curva de adensamento tensão 405,27 kPa .....	119
<b>Figura C.6.</b> Curva de adensamento tensão 811,96 kPa .....	119
<b>Figura C.7.</b> Curva de adensamento tensão 1623,26 kPa .....	120
<b>Figura D.1.</b> Curva de adensamento tensão 25,21 kPa .....	121
<b>Figura D.2.</b> Curva de adensamento tensão 50,47 kPa .....	121
<b>Figura D.3.</b> Curva de adensamento tensão 101,06 kPa .....	122
<b>Figura D.4.</b> Curva de adensamento tensão 201,66 kPa .....	122
<b>Figura D.5.</b> Curva de adensamento tensão 405,14 kPa .....	123
<b>Figura D.6.</b> Curva de adensamento tensão 808,54 kPa .....	123
<b>Figura D.7.</b> Curva de adensamento tensão 1613,30 kPa .....	124

## LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES.

a	Parâmetro de ajuste do modelo hiperbólico
$a_v$	Coefficiente de compressibilidade
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
b	Parâmetro de ajuste do modelo hiperbólico
B	Parâmetro de poropressão de Bishop
$C_c$	Índice de compressão
$C_e$	Índice de recompressão
c	Coesão total do material
c'	Coesão efetiva do material
CBDB	Comitê Brasileiro de Barragens
CD	Consolidado drenado
cm	Centímetro
cp	Corpo de prova
CSL	Linha de estado crítico
CTC	Compressão triaxial convencional
CU	Consolidado não drenado
$C_v$	Coefficiente de adensamento
D	Diâmetro molde proctor
E	Módulo de rigidez
$E_i$	Módulo tangente inicial
$E_{oed}$	Módulo oedométrico
$E_t$	Módulo tangente
$E_{ur}$	Módulo de carregamento descarregamento
e	Índice de vazios
$e_0$	Índice de vazios inicial
$e_f$	Índice de vazios final
<i>et al</i>	E outros
F.S	Fator de segurança
F.S	Fator de segurança mínimo
g	Grama
G	Módulo de distorção
$G_s$	Densidade dos grãos
h	Hora
HBM	Hottinger Baldwin Messtechnik
ICOLD	International Commission on Large Dams
IUPAC	International union of pure and applied chemistry
IP	Índice de plasticidade
IL	Índice de liquidez
K	Constante adimensional do modelo hiperbólico
k	Parâmetro de ajuste modelo hiperbólico
$k_0$	Coefficiente de empuxo em repouso
kN	Quilo Newton
kPa	Quilo Pascal
$k_w$	Coefficiente de condutividade hidráulica
M	Inclinação da linha de estado crítico
MCT	Miniatura, compactado, tropical
$M_v$	Coefficiente de variação volumétrica
MEV	Microscopia eletrônica de varredura

N	Número de passadas do rolo compactador
n	Constante adimensional modelo hiperbólico
n	Porosidade
NBR	Norma Brasileira Registrada
P	Peso do rolo vibratório
p	Pressão na pata ou no pneu
p'	Invariante de tensão de Cambridge
Pa	Pascal
PN	Proctor normal
P <sub>a</sub>	Tensão de pré-adensamento
P <sub>atm</sub>	Pressão atmosférica
Q	Vazão
q	Tensão desvio
R <sub>f</sub>	Razão entre a assíntota da curva hiperbólica e a máxima resistência cisalhante
R <sub>u</sub>	Coefficiente de poropressão construtiva
R <sup>2</sup>	Coefficiente de correlação
s	Sucção mátrica
sat	Saturada
s'	Invariante de tensão
S <sub>r</sub>	Grau de saturação
T	Temperatura
t	Invariante de tensão
t <sub>50</sub>	Tempo para que ocorra o 50% da saída de água
t <sub>90</sub>	Tempo para que ocorra o 90% da saída de água
TC	Compressão triaxial
TE	Extensão triaxial
u <sub>a</sub> -u <sub>w</sub>	Sucção mátrica
UU	Não adensado, não drenado
USCS	Unified soil classification system
u <sub>w</sub>	Pressão na água
v	Velocidade
V <sub>s</sub>	Volume de sólidos
V <sub>w</sub>	Volume de água
w	teor de umidade
w <sub>nat</sub>	Teor de umidade natural
w <sub>opt</sub>	Teor de umidade ótima
w <sub>L</sub>	Limite de liquidez
w <sub>p</sub>	Limite de plasticidade
w <sub>s</sub>	Limite de contração
ε	Deformação
ε <sub>a</sub>	Deformação axial
Y <sub>d</sub>	Peso específico seco
Y	Peso específico
κ	Índice de compressibilidade elástico
λ	Índice de compressibilidade plástico
φ	Ângulo de atrito
ν	Coefficiente de Poisson
μm	Micrômetro
σ <sub>1</sub>	Tensão principal maior

$\sigma_3$   
 $\sigma_1'$   
 $\sigma_3'$   
%

Tensão principal menor  
Tensão principal maior efetiva  
Tensão principal menor efetiva  
Porcentagem

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. MOTIVAÇÃO**

Existem regiões chuvosas com elevadas precipitações anuais distribuídas uniformemente ao longo do ano ou com períodos de chuvas intensas concentradas em alguns meses do ano, onde se torna difícil a construção de barragens de terra com núcleos argilosos compactados com equipamentos convencionais e o solo nas proximidades da umidade ótima. Nesses lugares onde a umidade do solo é maior do que a ótima, Costuma-se tratar o solo com cal ou gradear o mesmo, para alterar as suas características e reduzir o teor de água, mas esta prática geralmente causa atrasos nas construções deste tipo de barragens.

A umidade natural dos solos dessas regiões é geralmente maior do que a umidade ótima, então o controle da compactação nas barragens de terra com núcleos argilosos torna-se crítico; estes tipos de arranjos têm sido preteridos por alternativas de seções que incluem núcleos de asfalto, de geomembranas ou lajes de concreto, mesmo essas soluções sendo mais caras.

Uma boa alternativa seria usar a argila disponível no local para economizar, porém como esta tem uma umidade acima da ótima, teria que aceitar a baixa compactação obtida e as deformações geradas. Esta técnica tem sido utilizada com sucesso em vários países em barragens de alturas moderadas. O primeiro uso desta técnica numa barragem alta foi na barragem Monasavu em Fiji que foi concluída no ano 1982, cujo barramento tem uma altura de 85 m e a seção é enrocamento com núcleo de argila. O núcleo foi construído com o material no ramo úmido numa região com precipitação anual acima dos 5300 mm, Outra experiência importante em barragens construídas com umidade acima da ótima é na barragem Wadaslintag em Java, Indonésia, com uma altura de 120 m.

Apesar da compactação no ramo super úmido ter limitações em métodos construtivos, equipamentos de compactação e tempo de execução, é preciso continuar estudando este tema porque é realmente importante não descartar a possibilidade de construir barragens desse tipo que podem gerar grandes economias ao projeto em termos de materiais. É importante ressaltar que a único fator que importa não é o custo total da obra, é importante também o tempo de construção, porque os rendimentos gerados por um reservatório em um ano de operação são superiores às economias obtidas em estudos adicionais de projeto, bem como alternativas mais econômicas, porém com tempo de construção maior.

A compactação do material do núcleo é muito importante porque as propriedades geotécnicas como a percolação, a compressibilidade e a resistência dependem do teor de umidade e do grau de compactação atingido, como os projetos de barragens estão fortemente influenciados pela umidade do material de empréstimo, solos que são compactados no ramo úmido da curva mostram um comportamento de tensão deformação plástico no sentido que o módulo de deformabilidade é relativamente baixo e as curvas tensão deformação são suavizadas e podem gerar baixas resistências e elevadas poropressões durante a construção.

Por outro lado os solos compactados no ramo seco da curva de compactação mostram um comportamento tensão deformação mais rígido e elevado módulo de deformabilidade, têm altas resistências e baixas poropressões durante a construção, mas solos compactados muito secos abaixo da umidade ótima podem sofrer trincamento.

Desta forma, esta pesquisa pretende aperfeiçoar o entendimento do comportamento de núcleos argilosos em barragens de terra ou enrocamento, compactados no ramo super úmido em termos de percolação, compressibilidade e resistência, por meio de ensaios de compactação, permeabilidade, adensamento e triaxiais em um solo silto argiloso. Também a pesquisa pretende contribuir ao conhecimento e entendimento de métodos construtivos neste tipo de materiais, suas implicações nos projetos e custos, possibilitando obter mais uma alternativa de material para construção de barragens de terra em regiões chuvosas.

## **1.2. OBJETIVOS**

Esta pesquisa tem como objetivo geral, entender a influência que tem a utilização de material argiloso em barragens, compactado no lado úmido, em unidades bem acima da umidade ótima (maiores do que 2% acima da umidade ótima) em propriedades importantes como percolação, compressibilidade e resistência, e também a influência que tem na escolha dos métodos construtivos.

Como objetivos específicos serão tratados três assuntos essenciais:

- Realizar uma extensa revisão bibliográfica sobre experiências com utilização de material argiloso em barragens, compactado no lado úmido, em umidades bem acima da ótima, onde seja possível saber como foi a variabilidade nas propriedades mais importantes e nos métodos utilizados na construção.
- Obter dados experimentais numa campanha de ensaios de compactação, permeabilidade, adensamento e triaxiais com um material predominantemente argiloso, compactado na umidade ótima, na umidade ótima +2% e na umidade ótima +5%.

- Analisar seções hipotéticas típicas, comparando uma seção projetada com os parâmetros convencionais, ou seja, faixa de compactação em torno da ótima, e outra projetada com o material compactado no lado super úmido.

### **1.3. ESCOPO DA DISSERTAÇÃO**

Esta dissertação está dividida em cinco capítulos, e os assuntos de cada capítulo são brevemente descritos a seguir.

- O Capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema e contextualização ao problema estudado, também são apresentados os objetivos gerais e específicos do trabalho.
- O Capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica sobre assuntos importantes como aspectos gerais de barragens de terra, compactação, influência da compactação no ramo úmido em diferentes propriedades do solo, equipamentos de compactação, experiências bem sucedidas com utilização de material no ramo super úmido.
- O Capítulo 3 apresenta os procedimentos dos ensaios de caracterização, compactação, permeabilidade, microscopia eletrônica de varredura, adensamento e triaxiais realizados na pesquisa e apresenta da mesma forma o procedimento para as análises numéricas de percolação, estabilidade de taludes e tensão deformação.
- No Capítulo 4, são apresentados e analisados os resultados obtidos na campanha experimental que forneceram os parâmetros necessários para as simulações numéricas realizadas, que também são analisadas neste capítulo.
- No Capítulo 5, são apresentadas as conclusões da pesquisa e também algumas sugestões para pesquisas futuras na área.



## 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

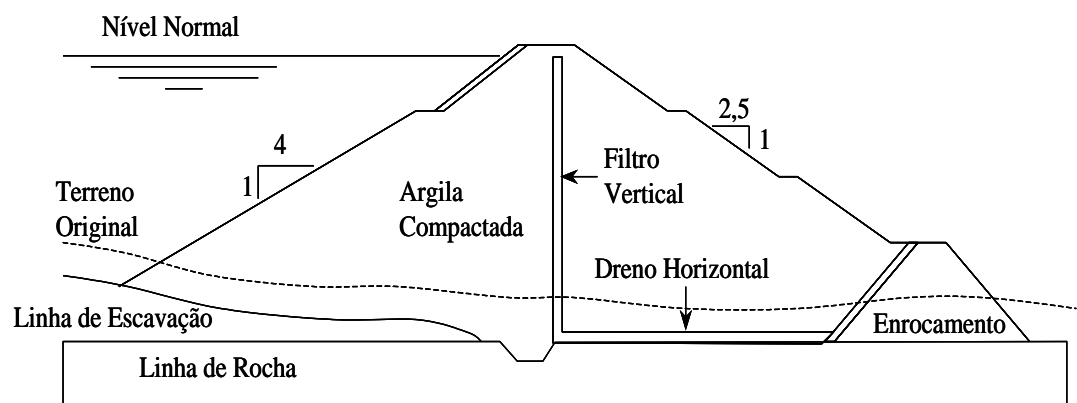
### 2.1. ASPECTOS GERAIS SOBRE BARRAGENS DE TERRA

As barragens de terra são usadas em aproveitamentos onde se tem um vale muito aberto e o reconhecimento de campo indica que a rocha se encontra a grandes profundidades na área em consideração. Esse tipo de barragem exige menor declividade nos taludes de montante e jusante, resultando em maiores volumes de terra. Por isso é utilizado para pequenas e médias alturas. (Assis, 2003)

A escolha de barragens de terra e enrocamento visa à otimização do arranjo geral do barramento como um todo, e não sua otimização isolada. Não são raros os casos onde soluções economicamente mais desfavoráveis são selecionadas, caso estas estruturas sejam analisadas isoladamente. Entretanto, apresentam nítidas vantagens econômicas no contexto global do aproveitamento.

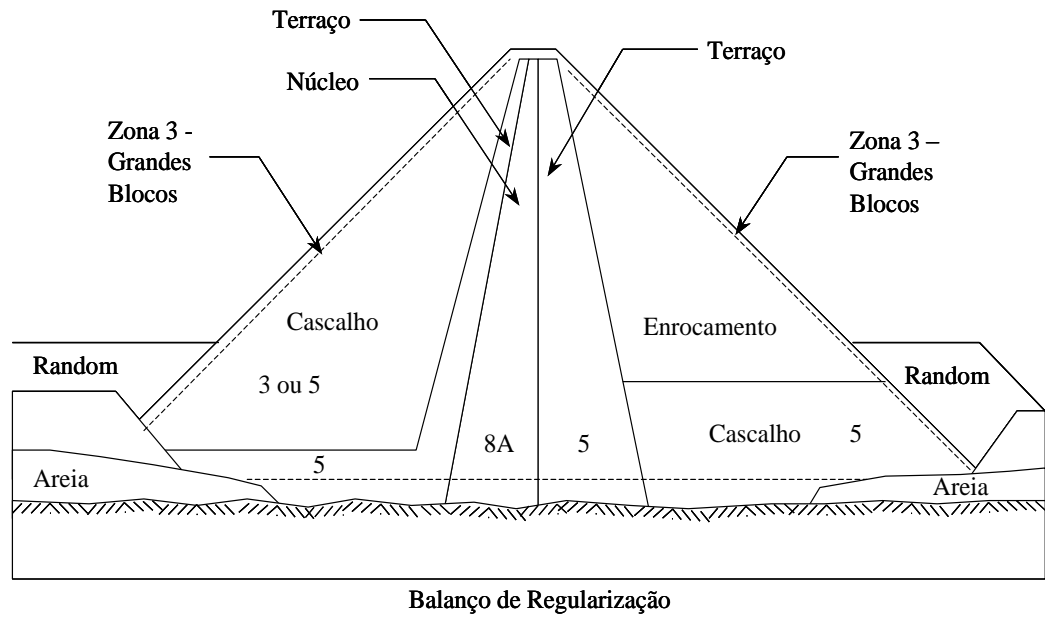
Este tipo de barragem se classifica quanto ao tipo de seção em:

- Barragem homogênea: designação simplificada quando há predominância de um único material, pois, na realidade não existe barragem homogênea pela existência de outros materiais na drenagem interna e proteção de taludes. Um exemplo de este tipo de barragem se apresenta na Figura 2.1.



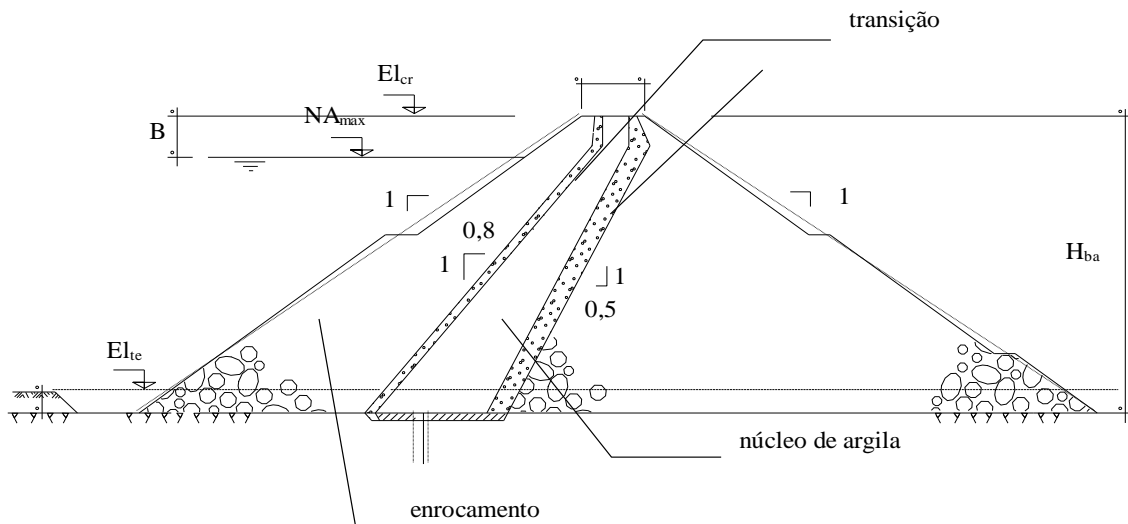
**Figura 2.1.** Exemplo de barragem homogênea, Barragem Vigário, Brasil. (Assis, 2003)

- Barragem zonada: quando não há um único material predominante, como pode-se ver na Figura 2.2.



**Figura 2.2.** Exemplo de barragem de seção Zonada, Barragem de São Simão, Brasil. (Assis, 2003)

A escolha entre seção homogênea ou zonada depende dos materiais de construção disponíveis e seus respectivos custos. Quando há predominância de material rochoso na seção, pode-se optar por barragens de enrocamento com núcleo impermeável, um esquema desta seção é apresentado na Figura 2.3.



**Figura 2.3.** Seção típica de barragem de enrocamento com núcleo de argila inclinado (Assis, 2003)

Os fatores predominantes no estabelecimento da seção típica são:

- materiais de construção
- características geotécnicas da fundação
- tempo disponível para construção e clima da região
- sequência de construção e desvio do rio
- finalidade do reservatório

Quanto às barragens de terra ou enrocamento com núcleos argilosos, os fatores mais importantes para a escolha de tipo de barragem são as condições climáticas da região e os materiais de construção, porque em locais de pluviosidade elevada e sem estação seca definida, dependendo do tempo disponível, o projeto de um maciço homogêneo de material bem argiloso pode ser antieconômico sob o ponto de vista global. Nestes locais, sempre que seja possível, deve ser restringido o volume de material argiloso a um mínimo compatível com as necessidades técnicas do projeto, mesmo que esta não seja a solução mais econômica isoladamente, obtendo seções zonadas, ou seções de enrocamento com núcleos argilosos, ou areno-argilosos (Assis, 2003).

É difícil assegurar que uma barreira impermeável com o solo em condições naturais tenha uma baixa e uniforme condutividade hidráulica, por isso esta prática não é comumente utilizada. Portanto, a engenharia geotécnica lança mão da compactação dos solos como método de melhoria do desempenho deste material (Alonso, 2005).

A definição da posição do núcleo, entre vertical ou inclinado, normalmente está associada às características de resistência e deformabilidade dos materiais utilizados na construção. Solos menos resistentes e mais compressíveis favorecem o uso do núcleo inclinado, uma vez que o material fica apoiado sobre o espaldar de enrocamento, diminuindo a ocorrência de arqueamento de tensões. (Matheus, 2006).

Uma vantagem do núcleo vertical é que as pressões no contato núcleo-fundação são maiores, promovendo uma maior proteção contra a possibilidade de percolação preferencial ao longo do contato (Thomas, 1979).

O núcleo inclinado apresenta vantagens em locais de alta pluviosidade por possibilitar a construção de maior volume de enrocamento ou de outros materiais à jusante, durante o período chuvoso independente da compactação do material argiloso do núcleo, que pode ser realizada posteriormente. Segundo Moreira (1981), sob o ponto de vista de estabilidade de taludes, arqueamento de tensões e fraturamento hidráulico do material do núcleo, de um modo geral o núcleo moderadamente inclinado para montante constitui a posição otimizada.

## 2.2. CONSIDERAÇÕES DA TEORIA DA COMPACTAÇÃO

Entende-se como compactação, o processo pelo qual uma massa de solo constituída por partículas sólidas, água e ar vê diminuído seu índice de vazios por redução do volume da sua fase gasosa conseguida por meio da aplicação repetida de cargas (Holtz & Kovacs, 1981). Difere, portanto, do adensamento, que também é um processo de redução de vazios, mas decorre de uma expulsão lenta da água dos vazios do solo (Massad, 2010). O teor de água sobre o peso das partículas sólidas é normalmente o mesmo para uma massa de solo solta e descompactada e a mesma massa num estado mais denso conferido pela compactação. A compactação permite um aumento da resistência ao cisalhamento, e uma redução da deformabilidade e permeabilidade do solo (Craig, 1987). A compactação também pode aumentar a capacidade de suporte dos solos, aumentar o fator de segurança ante uma possível falha e reduzir características dos solos como a retração e a expansão (Das, 1990).

A compactação é muito importante, especialmente quando o solo é empregado como material de engenharia em obras de terra como aterros, construção de barragens de terra e enrocamento, construção de estradas, terraplenos de muros de arrimo, reaterros de valas escavadas a céu aberto, encontros de pontes, retaludamento de encostas, apoio de fundações, entre outras.

A história da compactação é muito antiga. As pesquisas do tema começaram no século passado. No ano 1933 Proctor focou sobre o conceito de umidade ótima e peso específico seco máximo e padronizou o ensaio que leva o seu nome como também a curva de Proctor como pode se ver na Figura 2.4.

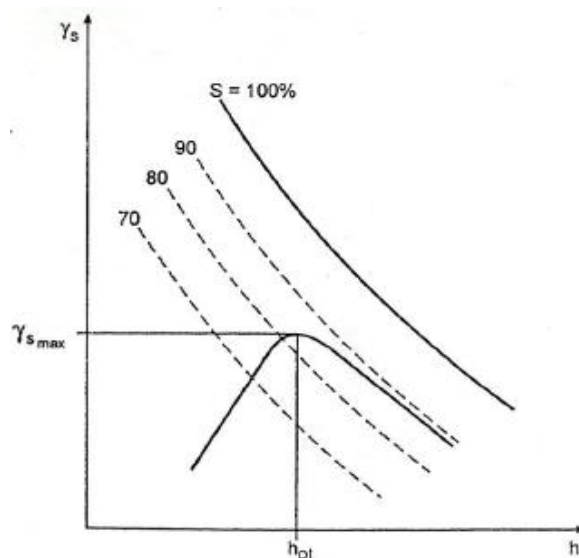


Figura 2.4. Diagrama de Proctor (Massad, 2010)

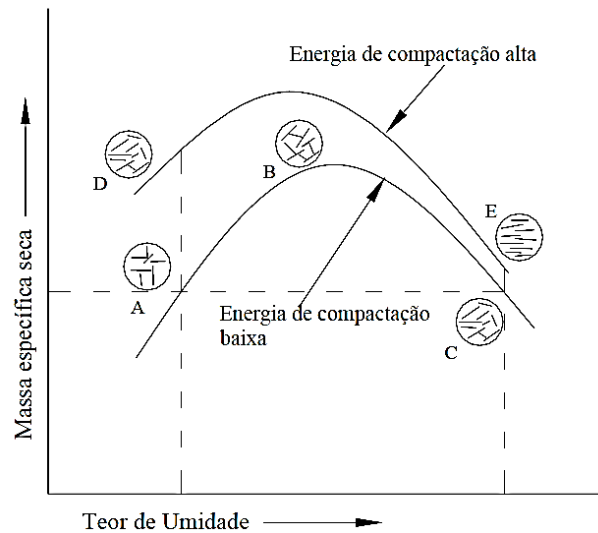
Na segunda conferência internacional de mecânica de solos e engenharia de fundações no ano 1948, foram apresentados muitos artigos que falavam sobre compactação em campo e no laboratório, assim como também sobre experiências práticas de compactação em construção de barragens e rodovias.

O comportamento mecânico dos solos compactados é função do índice de vazios, grau de saturação e principalmente da estrutura do solo. Ao compactar um solo com um determinado esforço o ar é a única fase constituinte de solo removida. A compactação deve ser feita em solos com teor de umidade não nulo, porque a água reduz a resistência às deformações angulares entre as partículas, facilitando o seu deslocamento relativo. É possível remover o ar de uma amostra de solo enquanto o ar contido nos vazios estiver interligado. Quando os canais de ar forem interrompidos, este não poderá mais ser removido da amostra compactada. A partir desse ponto, que corresponde ao ponto de maior eficiência da compactação qualquer acréscimo de água somente tenderá a aumentar o espaçamento entre as partículas, com a conseqüente redução da densidade seca do solo. Toda a energia aplicada ao solo durante o processo é gasta em reduzir seu volume ou em induzir deformações angulares à sua estrutura. Após ser atingida a densidade máxima para uma determinada energia de compactação e teor de umidade ótimo, qualquer acréscimo de energia (por exemplo: aumento de número de passadas do rolo compressor no campo) será empregado apenas em deformar a estrutura do material, tornando a estrutura do solo cada vez mais alinhada.

Ao ultrapassar a densidade máxima de um material não haverá mais expulsão adicional de ar da estrutura do solo, logo o grau de saturação de amostras tende a permanecer aproximadamente constante. Isto pode ser observado em curvas de compactação, onde a parte descendente da curva (ramo úmido) se apresenta praticamente paralela às curvas de igual grau de saturação (Lambe e Whitman, 1979).

Lambe (1958) estudou o comportamento de solos finos compactados, cujas forças de interação elétrica são predominantes em relação às forças gravitacionais. O autor afirma que ao aumentar o teor de umidade as forças de repulsão e os esforços capilares diminuem, reduzindo a resistência do solo a deformações angulares. Desta forma no ramo seco da curva, abaixo da umidade ótima, a estrutura do solo é conhecida como floculada e à medida que se adiciona água, as partículas de solo se aproximam diante do efeito lubrificante desta até a umidade ótima; após ultrapassar a umidade ótima e aumentar o teor de umidade o solo tenderá a formar uma estrutura com um maior grau de orientação, onde as faces das partículas estão paralelas e a água passa a existir em excesso, isto provoca um afastamento das partículas do

solo e a conseqüente diminuição do seu peso específico. Este tipo de estrutura é denominado de dispersa como apresentado na Figura 2.5.



**Figura 2.5.** Efeito da compactação na estrutura do solo (Lambe & Whitman, 1979).

Uma explicação mais moderna para o fenômeno da compactação envolve o conceito de agregações (Clusters). As partículas dos solos finos como argilas ou siltes reúnem-se em fase de cimentações ou de forças de aglutinação, como a sucção ou a capilaridade formando agregados de partículas. Quando se compacta um solo nesse estado, as agregações funcionam como se fossem grãos relativamente duros e porosos, em um arranjo mais ou menos denso, após a aplicação da energia de compactação. À medida que se aumenta a umidade do solo, os agregados absorvem água, tornando-se mais moles, o que possibilita uma maior aproximação entre eles, após a compactação com a mesma energia. Isto vale até certo limite, conhecido como umidade ótima, que corresponde a um “ponto de virada”, isto é, ao ponto em que os agregados não absorvem mais água, pois estão quase saturados e amolecidos. Com a compactação continuada, forma-se uma massa disforme com a água em excesso e atinge-se o ramo úmido da curva de Proctor.

Quando se tenta compactar um solo com umidade acima da ótima, atinge-se rapidamente um estado de quase saturação e a energia aplicada passa a ser transferida para a água, esta a devolve como se fosse um material elástico ou uma “borracha”. As poropressões elevam-se e o solo sofre um processo de cisalhamento ao longo de planos horizontais. Assim, é possível reconhecer o solo borrachudo porque se apresenta laminado (Massad, 2010).

Desde a abordagem da mecânica de solos não saturados, os solos compactados classificam-se como solos artificiais não saturados e devem ser estudados aplicando-se os princípios destinados a estes. Segundo Balmaceda (1991), no estudo de solos compactados devem-se levar em conta todas as considerações que se fazem para os solos não saturados, como por exemplo, a inclusão da sucção nas trajetórias de tensões.

Os solos não saturados formados pelo processo de compactação são muito heterogêneos, com grupos de partículas que formam agregados. Os pequenos vazios dentro dos agregados estão geralmente cheios de água, de tal maneira que cada agregado individual consiste em um solo saturado. Os vazios inter-agregados estão cheios de ar ou com uma mistura de ar e água, de tal maneira que o solo está não saturado a um nível de macro escala (Brackley, 1975).

No geral, a compactação melhora o comportamento mecânico dos solos, porém, a compactação também altera a estrutura do solo e modifica a anisotropia de suas propriedades mecânicas (Balmaceda, 1991). A secagem prévia de solos residuais a partir de seu teor de umidade in situ pode modificar as propriedades determinadas em ensaios de caracterização e compactação, conseqüentemente, as amostras de solo têm que ser preparadas e ensaiadas com grande cuidado. A influência dos procedimentos de preparação das amostras e de ensaios de laboratório pode ser significativa.

Segundo Fookes (1997), as diferenças entre as densidades obtidas no laboratório e no campo podem ser maiores para solos tropicais residuais que para solos sedimentares. A energia aplicada pela compactação no campo pode não ser suficiente para produzir uma ruptura estrutural completa do solo, a qual é obtida com maior facilidade em ensaios de laboratório.

## **2.3. INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO RAMO ÚMIDO NO COMPORTAMENTO DO NÚCLEO ARGILOSO**

### **2.3.1. ESTRUTURA DO SOLO**

O estudo da micro-estrutura e macro-estrutura do solo é fundamental para entender o comportamento dos solos na engenharia prática. (Mitchell, 1956; Lambe, 1958; Holtz & Kovacs, 1981). Esta avaliação permite uma interpretação qualitativa do seu comportamento geomecânico determinado a partir de ensaios de laboratório e/ou campo. O estudo da estrutura do solo pode ser realizado usando microscópios óticos e eletrônicos.

Segundo Mitchell (1993), a micro-estrutura do solo é descrita como a associação elementar de partículas dentro do solo, considerando o arranjo dos agregados do solo como a macro-estrutura. Os macro e micro níveis da estrutura estão presentes nos solos argilosos naturais e compactados. A macro-estrutura resultante de amostras preparadas a diferentes teores iniciais de umidade é diferente, apesar de sua mineralogia, textura e método de preparação idêntico.

Na literatura encontram-se vários estudos sobre estrutura de solos compactados, Lambe. (1958) e Seed & Chan. (1959), fazendo estudos físico-químicos e evidências indiretas de diferentes parâmetros obtidos em ensaios geotécnicos, concluíram que os solos argilosos e siltosos apresentam uma estrutura aleatória ou floclada no ramo seco da curva de compactação e no ramo úmido da curva de compactação, se produz uma maior orientação de partículas conhecida como estrutura dispersa.

Sloane e Kell (1966), utilizando o microscópio para analisar o caulim compactado em diferentes umidades, concluem que argilas compactadas 3% abaixo da umidade ótima apresentam uma orientação aleatória em pacotes de caulim enquanto as amostras de solo compactadas 3% acima da umidade ótima mostram um alto grau de orientação.

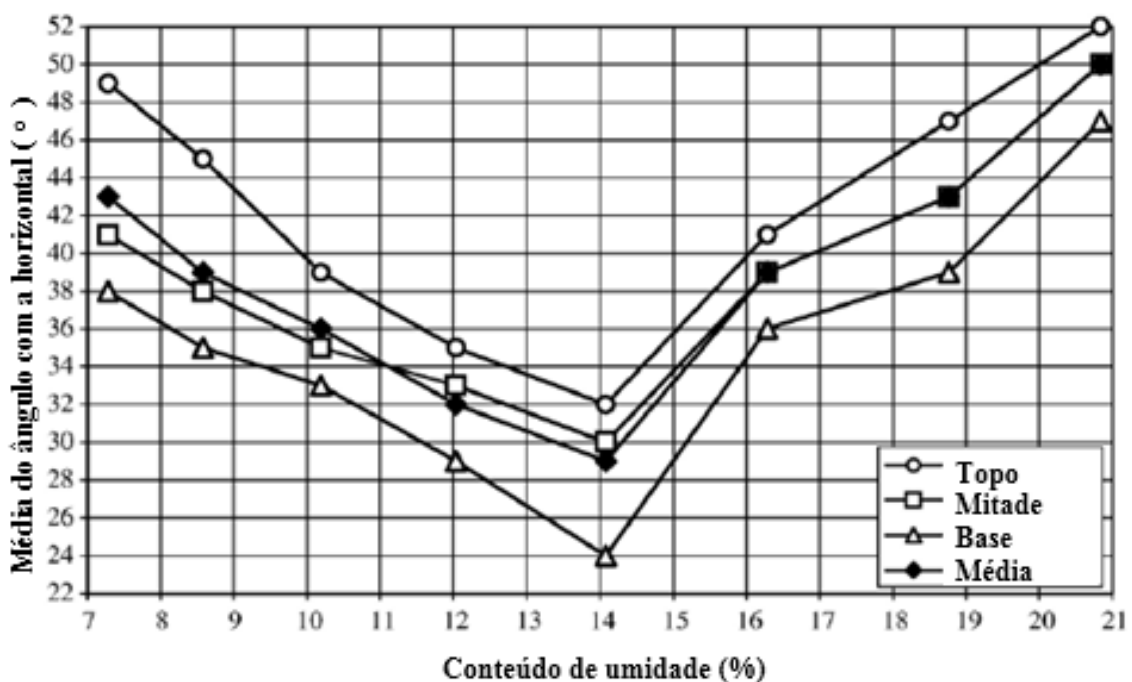
Diamond (1971) pesquisou a microestrutura de argilas e siltes compactadas por impacto através de difração de raios-x e microscópio eletrônico e conclui que somente existe um pequeno grau de orientação preferencial de partículas normal ao eixo de compactação com pequenas diferenças para as amostras compactadas com umidades acima da ótima.

É geralmente aceito, que para uma mesma energia de compactação, a estrutura de solo começa a ser mais orientada à medida que o teor de umidade aumenta.

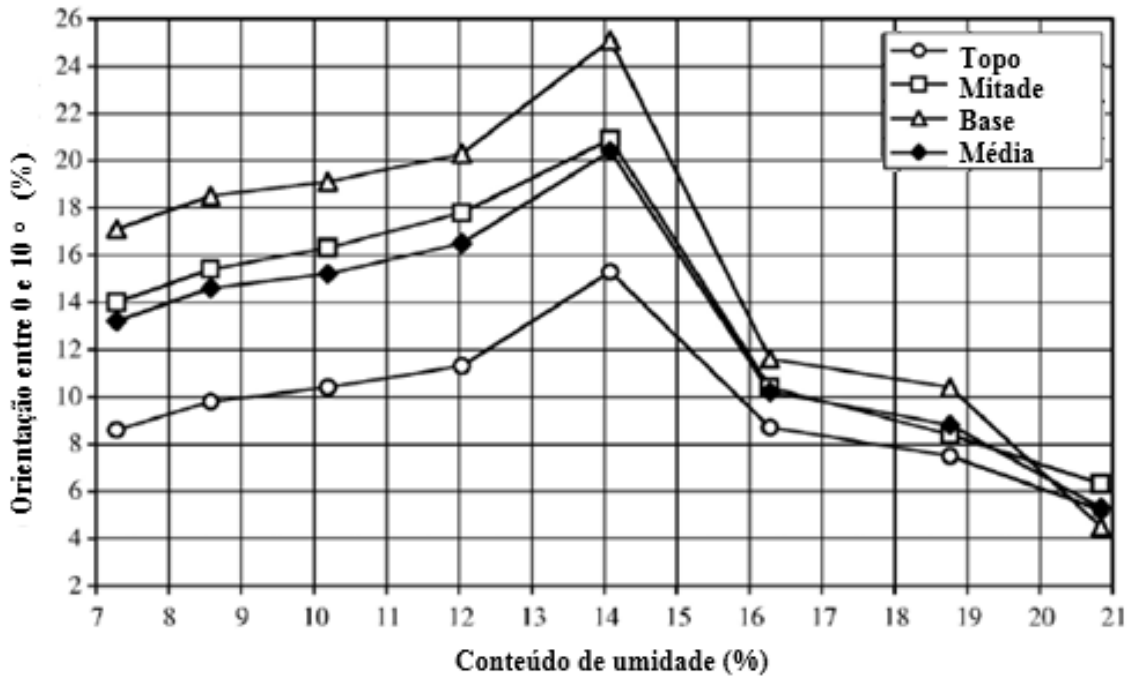
Mitchell (1993) declarou que o principal fator formador da estrutura de um solo fino compactado é a magnitude dos esforços cisalhantes induzidos pelo equipamento de compactação. Se o equipamento não penetra no solo como é o caso da compactação de solos com teores de umidade abaixo da ótima, poderia formar uma estrutura alinhada de partículas ou grupos de partículas em planos horizontais. Por outro lado na compactação no ramo úmido que usualmente é feita com equipamentos de compactação que penetram no solo, pela falha da capacidade de carga do solo em baixo do equipamento, apresenta um alinhamento de partículas ao longo da superfície de falha. O arranjo ou a estrutura dessa zona é resultado de como foram os golpes do equipamento de compactação, podendo-se formar uma estrutura dobrada e curva.



Cetin *et al.*(2007) analisaram a microestrutura de corpos de prova de argila natural misturada com muscovita e mica, compactados pelo método proctor normal e mediram a orientação de 65.594 elementos tirados da base, centro e topo do corpo de prova compactado e concluíram que o padrão da orientação das partículas de um solo compactado no ramo seco é aproximadamente aleatória, e apresenta um ângulo meio de  $43^\circ$  com a horizontal, só 13,2% das partículas mostraram uma orientação entre  $0$  e  $10^\circ$ , a porosidade é grande e os poros são geralmente interconectados. Quando a umidade aumenta ao aproximar-se da umidade ótima, a orientação preferencial aumenta também, a porcentagem de partículas orientadas entre  $0$  e  $10^\circ$  aumenta a 20,4%. Depois deste ponto a porcentagem de partículas orientadas entre  $0$  e  $10^\circ$  começa a diminuir até o valor de 5,3%, indicando que o aumento da umidade geralmente não gera uma orientação preferencial, também concluíram que o grau de orientação de partículas é maior na base do corpo de prova compactado, como pode observar-se na Figura 2.6 e na Figura 2.7.



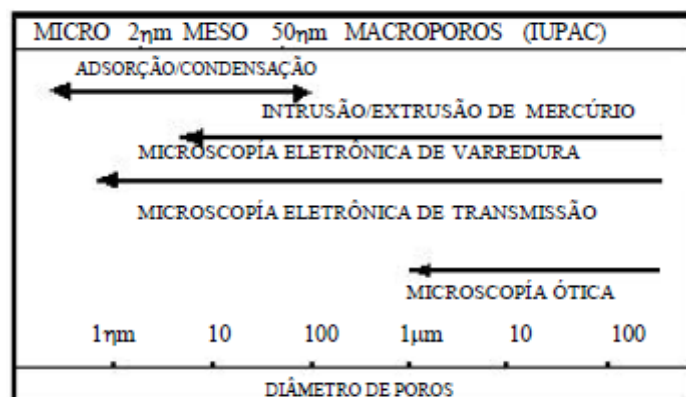
**Figura 2.6.** Mudança de ângulos meios com respeito á horizontal para diferentes umidades de compactação em diferentes zonas do corpo de prova. (modificado - Cetin *et al*, 2007)



**Figura 2.7.** Porcentagem de partículas orientadas entre 0° e 10° para diferentes umidades de compactação em diferentes zonas do corpo de prova. (modificado - Cetim *et al*, 2007)

Os resultados de Cetim *et al.* (2007), concordam com estudos anteriores que mostram que a estrutura do solo compactado no ramo seco apresenta uma orientação aleatória e torna-se cada vez mais orientada quando aumenta o teor de umidade de solo até a ótima, mas revela que depois de ultrapassar a umidade ótima, o grau de orientação preferencial de partículas diminui, ao invés do ponto de vista geralmente aceita na mecânica de solos clássica.

Existem vários métodos para a caracterização micro estrutural, sendo mais utilizados apresentados na Figura 2.8, segundo a classificação da União Internacional de Química Pura e Aplicada (IUPAC).

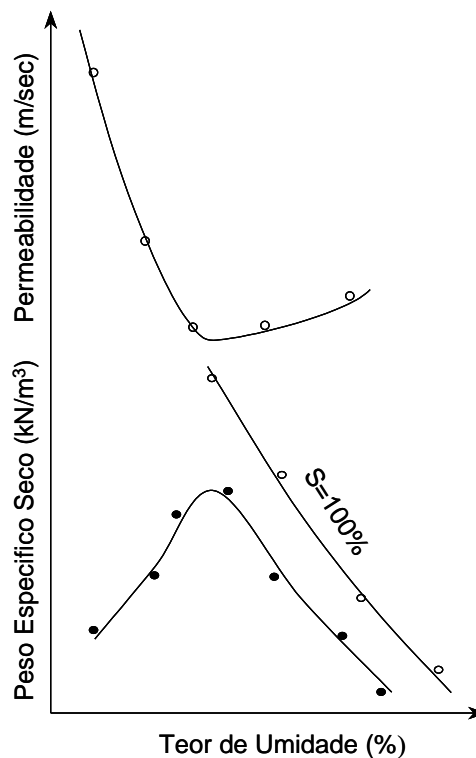


**Figura 2.8.** Faixa de aplicação dos principais métodos para caracterização de espaços porosos (Santos *et al*, 2003)

Para estudar a microestrutura do solo, a porosimetria por intrusão de mercúrio, a microscopia ótica em lâminas delgadas, a microscopia eletrônica de varredura e a microscopia eletrônica de transmissão são as mais frequentemente utilizadas pelos engenheiros geotécnicos.

### 2.3.2. PERMEABILIDADE DO SOLO

Segundo Lambe (1958), em solos compactados a permeabilidade é muito influenciada pela estrutura do solo a qual pode ser retratada pelo grau de orientação das partículas (dispersa ou floclulada) conforme mostra a Figura 2.9. No ramo seco, o aumento do teor de umidade provoca uma redução marcante do coeficiente de permeabilidade. No ramo úmido, o aumento do teor de umidade provoca apenas um pequeno aumento da permeabilidade.



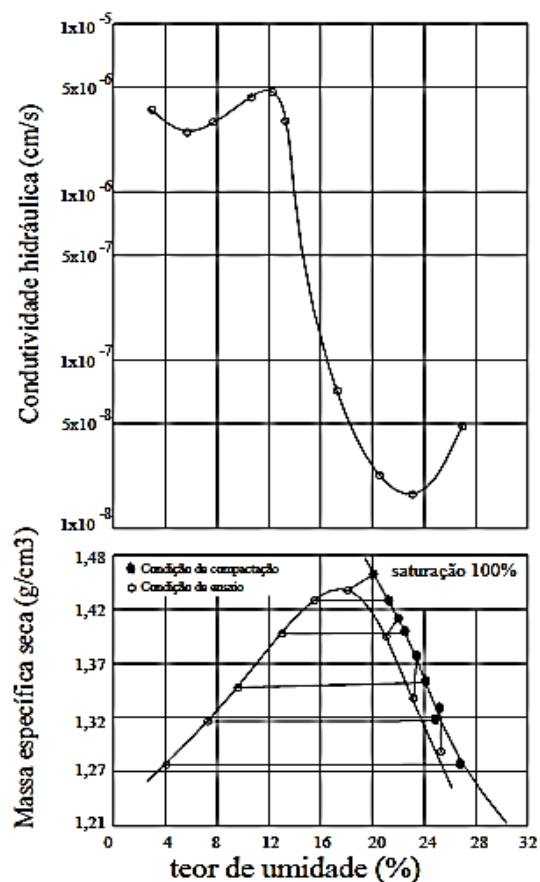
**Figura 2.9.** Efeito da compactação na permeabilidade dos solos argilosos (Lambe, 1958).

Isso pode ser explicado porque solos finos compactados no ramo seco formam agregações com grandes vazios entre si (poros inter-agregações), por onde a água percola com muita facilidade; no ramo úmido, as agregações tendem a se desfazer, ou estão muito próximas e a água tende a percolar pelos poros e inter-agregações. Assim no ponto ótimo ou acima dele a permeabilidade é menor do que no ramo seco.

Segundo Badillo & Rodriguez (1975) um solo poderá ter permeabilidades diferentes para o estado indeformado e moldado, ainda que o índice de vazios seja o mesmo em ambos os casos. Isto ocorre por uma variação na estrutura ou estratificação do solo.

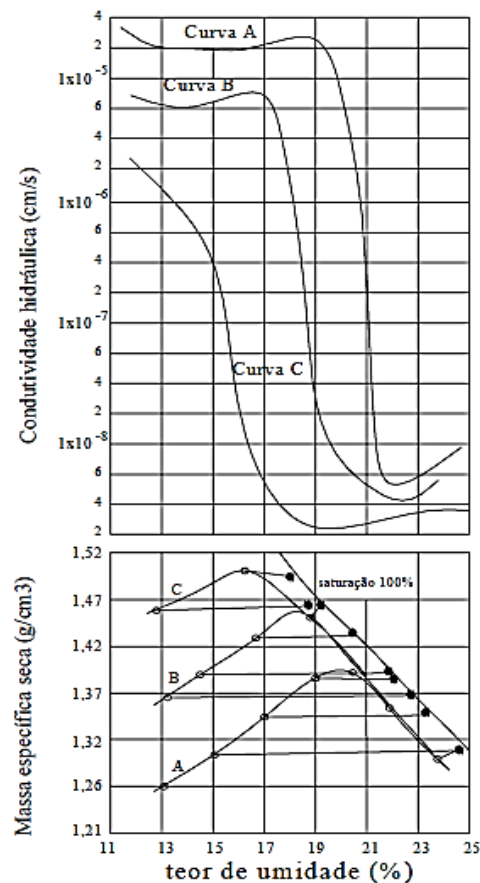
O comportamento hidráulico dos solos compactados é função de fatores relacionados à matriz do solo e fatores relacionados aos métodos de compactação. Em um estudo realizado com 67 amostras de solos de aterros sanitários nos Estados Unidos (Benson *et al.*, 1994), concluíram que a condutividade hidráulica dos solos em geral é função dos seguintes fatores: estrutura dos solos, composição granulométrica e mineralógica, limites de consistência e natureza do líquido percolado.

Mitchell *et al.* (1965) analisaram fatores como estrutura do solo, condições de compactação, método de compactação, entre outros. Para a análise foi escolhida uma argila siltosa com  $w_L=37\%$  e com  $IP=23\%$ , compactada de forma dinâmica, com variação de umidade de moldagem e massa específica variável e constante, a Figura 2.10 mostra os resultados obtidos da condutividade hidráulica e massa específica seca em função do teor de umidade.



**Figura 2.10.** Condutividade hidráulica e massa específica seca Vs teor de umidade de moldagem. (Mitchell *et al.*, 1965)

Na pesquisa também analisaram o efeito da energia de compactação na condutividade hidráulica. Para os pontos mais secos não se observou variação significativa, para os pontos mais úmidos da curva a diminuição da condutividade hidráulica foi bastante pronunciada. Além disso, com o aumento da energia de compactação a diminuição da condutividade hidráulica foi da ordem de 100 vezes, principalmente nos pontos próximos à umidade ótima. A Figura 2.11 mostra os resultados obtidos por Mitchell *et al.* (1965).



**Figura 2.11.** Variação da condutividade hidráulica devido ao aumento da energia de compactação (Mitchell *et al.*, 1965).

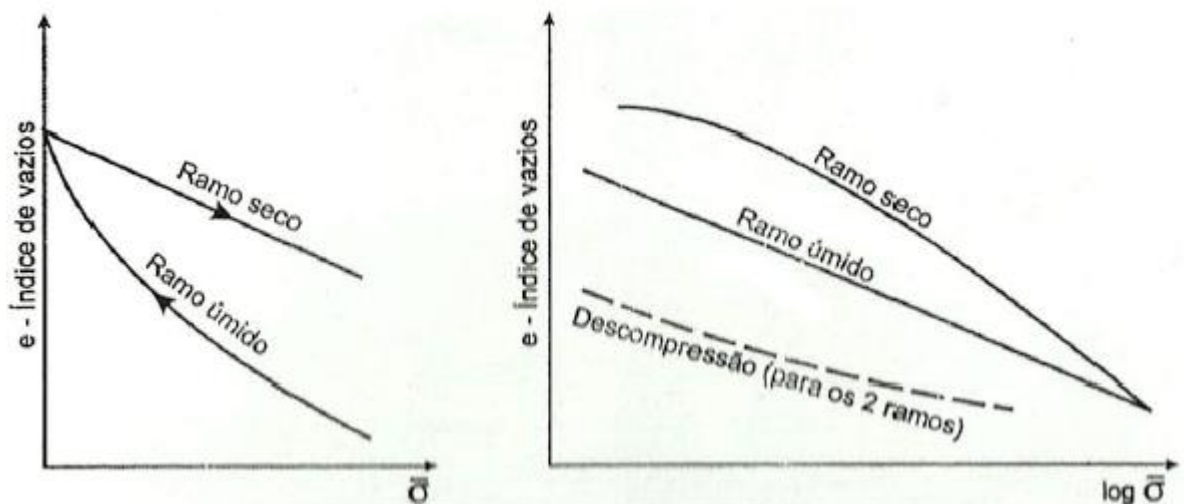
Segundo Alonso (2005), a redução da condutividade hidráulica foi mais pronunciada quando as condições de compactação passavam do ramo seco para o ramo úmido. Este comportamento pressupõe a influência da estrutura interna do solo compactado. As amostras estudadas apresentaram menores valores da condutividade hidráulica quando a compactação é realizada no teor de umidade ótima ou um pouco acima do ótimo. Foi observada uma tendência de aumento na condutividade hidráulica para valores de teor de umidade de moldagem de 1 a 3 pontos percentuais acima do teor de umidade ótimo.

Segundo Alonso (2005), a condutividade foi reduzida com o aumento do grau de compactação do solo para todos os teores de umidade estudados, e é mais pronunciada nas amostras com maiores quantidades de argila.

### 2.3.3. COMPRESSIBILIDADE DO SOLO.

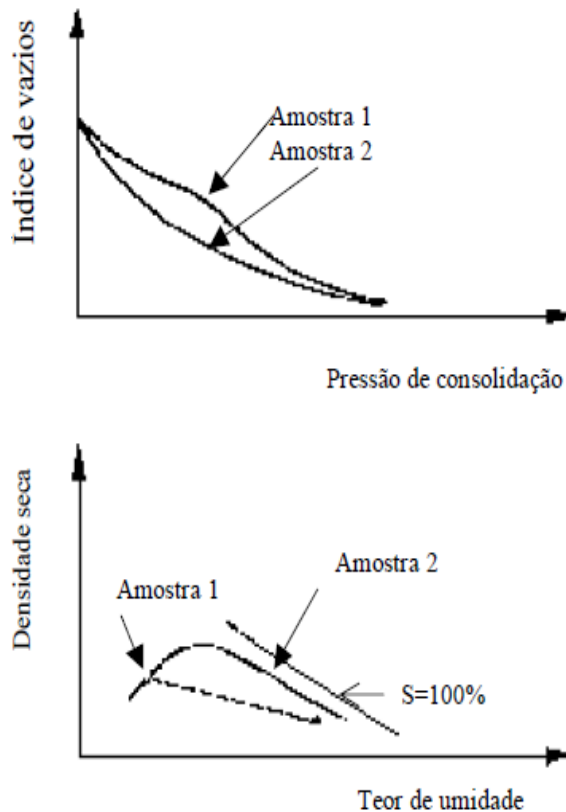
Segundo Pinto (2000) a compressibilidade é menor quanto menor for a umidade de compactação, conseqüentemente, solos compactados com teores de umidade abaixo da umidade ótima apresentam menor deformação após serem submetidos a carregamentos.

Segundo Lambe (1958) a compressibilidade dos solos é função principalmente do tipo de estrutura do solo. Ao serem submetidos a carregamentos de compressão oedométrica, solos com estrutura dispersa (ramo úmido), apresentam um comportamento linear de deformação, sem apresentarem variações bruscas no coeficiente de compressibilidade. Por sua vez solos compactados abaixo da umidade ótima (estrutura floclada) apresentam uma variação no coeficiente de compressibilidade. Ressalta-se que para corpos de prova de um mesmo solo, porém com diferentes umidades de compactação, quando submetidos a elevados níveis de tensões os índices de vazios finais dos corpos de prova tendem a serem próximos, como se pode ver na Figura 2.12.



**Figura 2.12.** Compressibilidade de solos compactados (Lambe & Whitman, 1969)

Duas amostras de um mesmo solo argiloso, compactadas com umidade diferente, mas empregando o mesmo equipamento e a mesma energia até atingir a mesma densidade seca, apresentam as curvas de compressibilidade mostradas na Figura 2.13, apresentadas por Reséndiz (1965), a partir dessas curvas Balmaceda em 1991 fez as seguintes observações:



**Figura 2.13.** Compressibilidade de amostras de argilas compactadas em diferentes umidades. (Reséndiz, 1965; Balmaceda, 1991)

- Para pressões crescentes, a curva índice de vazios versus tensão vertical para o solo compactado no ramo úmido tem uma declividade decrescente de forma contínua. O solo apresenta uma rigidez e um grau de pré-adensamento menor que aquele compactado no ramo seco;
- Para pressões crescentes, a curva índice de vazios versus tensão vertical para o solo compactado no ramo seco, tem um primeiro trecho com pouca declividade, seguido por um segundo trecho com forte declividade e, finalmente, por um terceiro trecho em que a declividade volta a suavizar-se;
- Para pressões elevadas, as amostras compactadas no ramo seco e no úmido apresentam uma compressibilidade muito semelhante, com tendência a alcançar os mesmos índices de vazios.

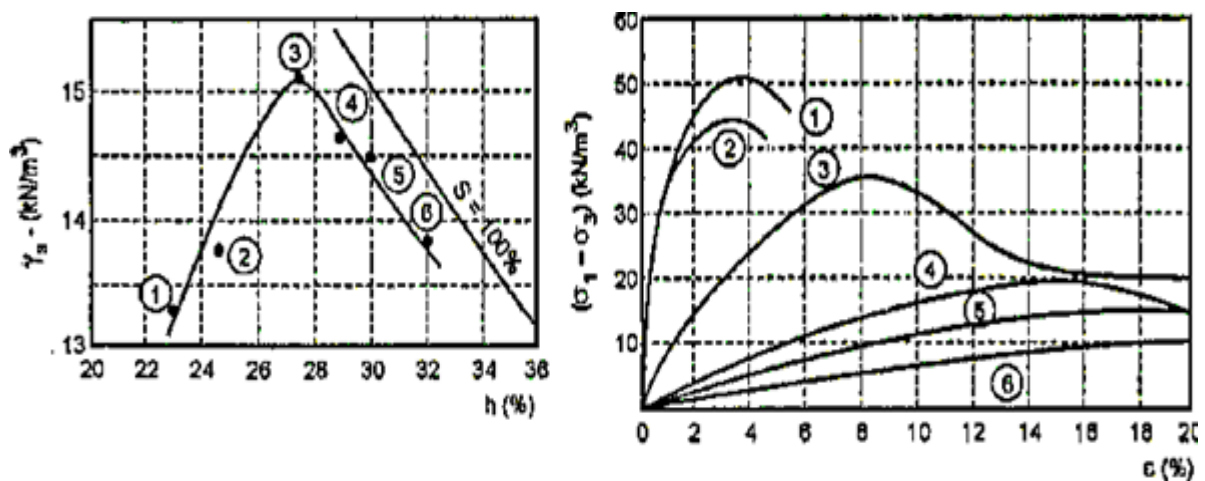
O ponto em que a primeira mudança de comportamento acontece, no caso do solo compactado no ramo seco, parece ter relação com a tensão necessária para romper o equilíbrio existente entre os pontos de contato dos grãos da estrutura floculada. Segundo Delage *et al.* (2002), a maior rigidez devida à sucção seria verificada no ramo seco. Com menos água e

com sucção mais elevada, sua coesão interna é mais forte, a compactação não quebra nem remolda os agregados e os poros inter-agregados maiores. Isto impede o solo de atingir a máxima densidade seca do ensaio de compactação Proctor Normal. No ramo úmido, devido à hidratação, o volume da fase líquida é maior, o que dissipa o esforço de compactação, não por quebra de grãos ou remoldagem, mas pela deformação plástica da argila contendo grãos de quartzo. Segundo o autor, como a sucção diminui neste ramo, pode-se suportar algum tipo de energia elástica que retorna ao estado inicial quando é liberada.

Com respeito à tensão de pré-adensamento (Cui & Delage, 1993), estudaram um silte compactado, e concluíram que a sucção afeta a variação de volume do solo não saturado, da mesma forma como diferentes densidades afetam o comportamento do solo saturado. O incremento da sucção tem uma importante influência na compressibilidade do solo, aumentando a pressão de pré-adensamento aparente e resultando numa separação dos comportamentos de rigidez elástica e perfeitamente plástica.

### 2.3.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DOS SOLOS.

A resistência ao cisalhamento de um solo depende da tensão normal efetiva aplicada no plano de cisalhamento e do grau de orientação das partículas. A tensão normal efetiva é função da proressão, sendo esta a função do índice de vazios, do grau de orientação e da estrutura do solo (Pinto, 2000). Para mostrar o comportamento de solos compactados Lambe & Whitman (1979) referenciam ensaios realizados por Seed & Chan (1959) que mostram a influência da umidade de compactação no comportamento tensão-deformação em amostras de caulim como é visto na Figura 2.14.



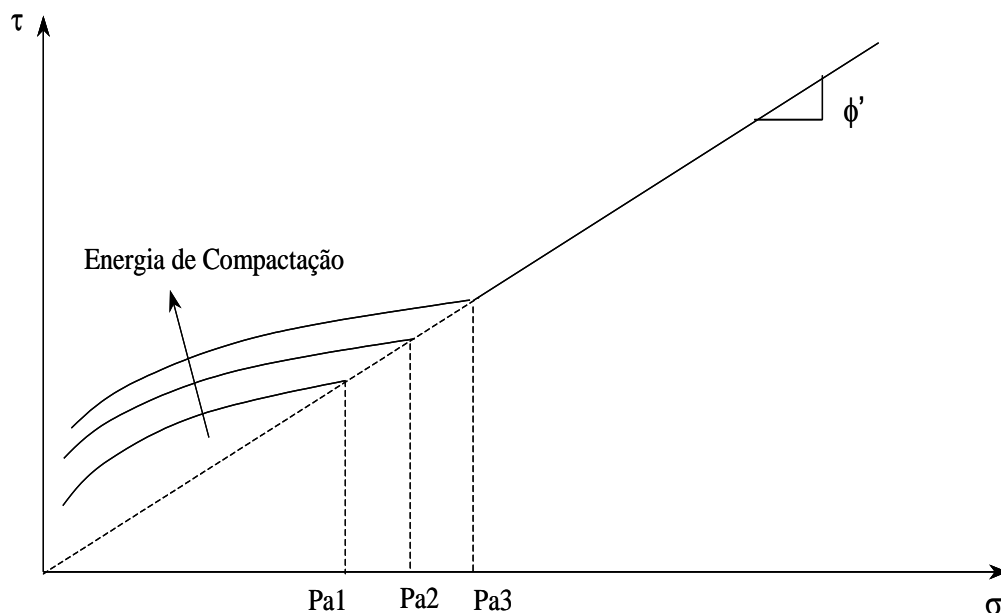
**Figura 2.14.** Influência da umidade no comportamento tensão deformação de solos compactados (Lambe & Whitman, 1979)



Solos compactados no ramo seco apresentam maiores resistências de pico, quando comparados com o ramo úmido. Além disso, a ruptura é do tipo frágil para os primeiros e plásticos para os segundos. A razão desse comportamento está nas diferenças entre as estruturas dos solos após a compactação e conseqüentemente, nas poropressões que se desenvolvem durante os ensaios triaxiais, que são maiores no ramo úmido, certos solos quando compactados muito secos podem apresentar estrutura colapsível e, ao submergir resultam em deformações bruscas e trincas (Massad, 2010).

Com relação à resistência drenada segundo o tipo de solo, no trecho virgem verifica-se um aumento do ângulo de atrito interno com os solos representados por maiores pesos específicos secos máximos do ensaio de compactação, e com relação à umidade de compactação, para um mesmo solo, submetido às mesmas energia e densidade de compactação, porém com umidades diferentes (no ramo úmido ou seco), apresentam para todos os fins práticos a mesma resistência no trecho do universo virgem (Assis, 2003)

Quando aumenta a energia de compactação, aumenta a pressão de pré-adensamento e, conseqüentemente, a resistência do solo no trecho pré-adensado, conforme pode ser observado na Figura 2.15. Na prática, a envoltória de resistência é ajustada a uma ou duas retas (Assis, 2003).



**Figura 2.15.** Influência da energia de compactação na envoltória de resistência ao cisalhamento (Assis, 2003)

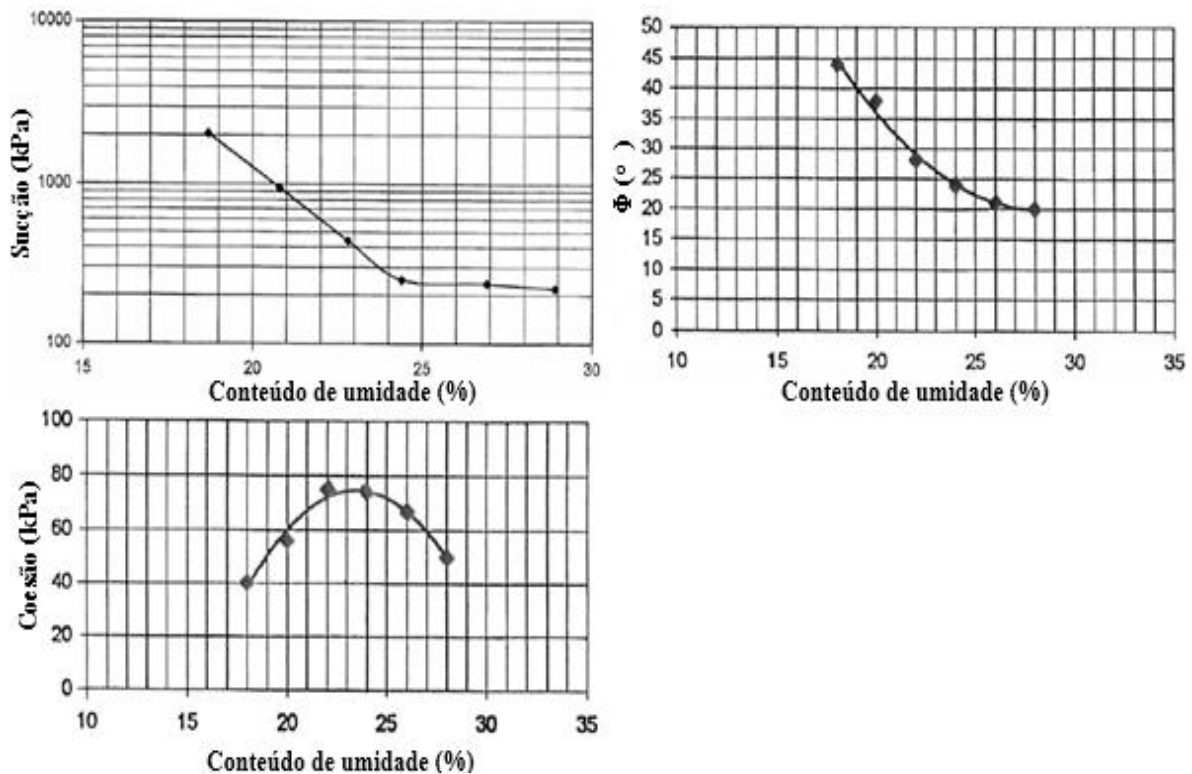
Segundo Assis (2003), com relação à resistência não drenada para um mesmo solo com a mesma energia de compactação o efeito do teor de umidade na resistência não drenada é devido a dois fatores. O primeiro é o conhecido efeito físico que tem estreita relação com o grau de saturação, o segundo é o efeito físico-químico que tem relação com a estrutura do solo. Estes dois efeitos resultam numa maior propressão no solo quando compactado do lado úmido e submetido a determinado carregamento não drenado. Deste modo, no estado de compactação os solos apresentam maior resistência ao cisalhamento quando compactados no lado seco do que no lado úmido.

Medições de pressões neutras, têm indicado que as previsões de pressões neutras, a partir de ensaios de laboratório, em geral superestimam os valores reais. Isto devido basicamente aos seguintes fatores:

- Técnica do ensaio de laboratório – no ensaio de laboratório do tipo PN, por exemplo, a medida da propressão é feita na base e/ou no topo do corpo de prova, cuja técnica de medida necessita da saturação prévia da tubulação e da pedra porosa. Esta saturação provoca uma ligeira modificação da umidade no ponto de medida. Porquanto esta umidade introduzida artificialmente no corpo de prova em nada interfere no comportamento do ensaio, quando analisado em termos de pressões totais, é suficiente para mascarar a medida da pressão neutra, fornecendo valores maiores que o real.
- Mecanismo de compactação ensaio-protótipo – para teores de umidade elevados o mecanismo de compactação no laboratório é bastante distinto da compactação no campo. No campo a condição que controla é a resistência (capacidade de carga), enquanto que em laboratório, devido ao confinamento do solo no molde não há problemas de resistência. A diferença de estrutura, devido a estes dois mecanismos, explica parcialmente a diferença de comportamento geotécnico entre corpos de prova moldados no laboratório e de amostras indeformadas, quando são compactadas acima da umidade ótima.

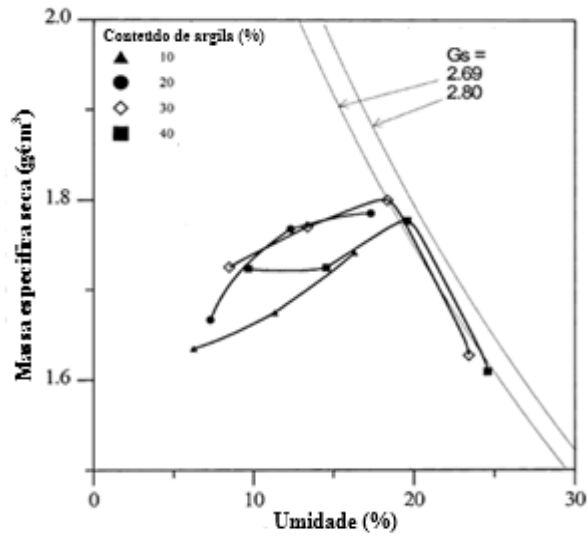
Cokca *et al.* (2003), estudaram a resistência de uma argila de alta plasticidade com  $w_L:56\%$ ,  $w_P:23\%$ ,  $I_p:33\%$ , compactada com a mesma energia Proctor Normal, a diferentes umidades, os ensaios de resistência foram cisalhamentos diretos tipo CD, adensados drenados; também foram realizadas medidas da sucção por meio de psicrómetros termopares e eles concluíram que o logaritmo da sucção versus a umidade apresenta um comportamento linear no ramo seco até a umidade ótima e após esse ponto começa a diminuir levemente

quando aumenta a umidade. Este comportamento indica que ao redor da umidade ótima a argila se comporta como uma argila saturada; o ângulo de atrito reduz com o aumento da umidade; a coesão atinge um valor máximo ao redor do ponto de umidade ótima e começa diminuir com o aumento desta após esse ponto, como pode-se ver na Figura 2.16.

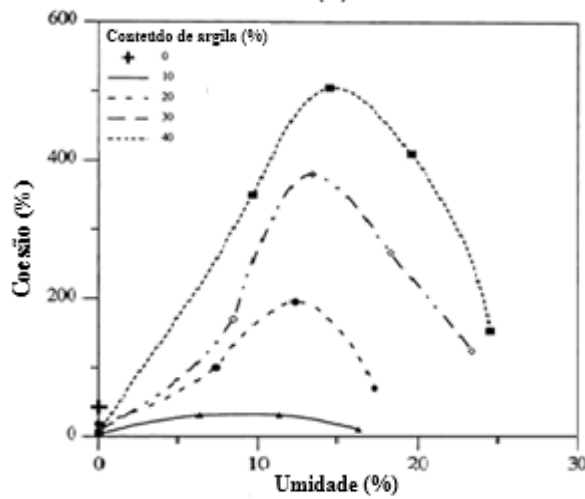


**Figura 2.16.** (a) Sucção vs Umidade; (b) Ângulo de atrito vs Umidade; (c) Coesão vs Umidade. (modificado - Cokca *et al*, 2003)

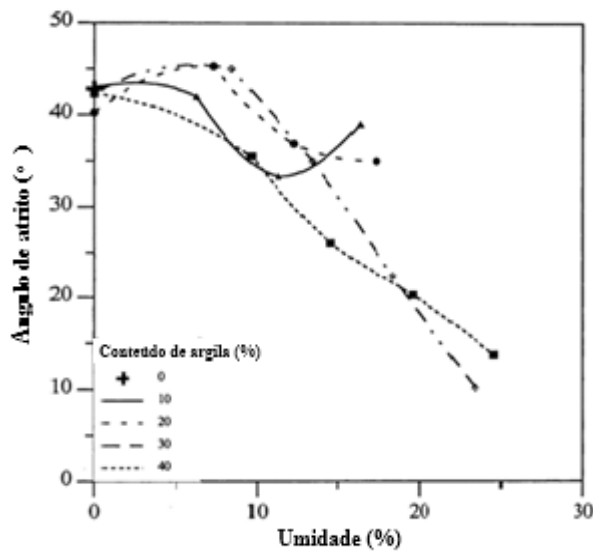
Esses resultados concordam com os obtidos por Naser (2001), depois de estudar o comportamento de um solo não saturado com diferentes porcentagens de argila e compactado a diferentes umidades, ele conclui que as propriedades da mistura argila-areia são fortemente influenciadas pela quantidade de argila e pela umidade de compactação, o ângulo de atrito diminui com o aumento da umidade, enquanto que, a coesão aumenta com o aumento da umidade até chegar à ótima e após esse ponto diminui com o aumento do teor de água. Esses resultados podem ser observados na Figura 2.17



(a)



(b)



(c)

**Figura 2.17.** (a) Curva de compactação para diferentes misturas de solos; (b) Variação da coesão com a umidade de compactação; (c) Variação do ângulo de atrito com a umidade de compactação (Naser, 2001)

## **2.4. EXPERIÊNCIAS REGISTRADAS DE CONSTRUÇÃO DE BARRAGENS DE TERRA COMPACTADAS NO RAMO SUPER ÚMIDO**

Villegas *et al.* (1976) relatam a experiência construtiva da barragem Santa Rita na Colômbia com 54 m de altura e com um volume total de 5 milhões m<sup>3</sup>, que foi construída entre os anos 1973 e 1975 sob uma pluviosidade anual média de 6210 mm. O projeto Santa Rita consiste numa barragem zonada com núcleo de silte que foi compactado com umidades entre 2 e 10% acima da umidade ótima. Muitos problemas ocorreram, mas foram resolvidos com a experiência dos projetistas em cinco projetos similares nos últimos 20 anos na região e com condições de tipo de solo e de clima parecidos. Algumas das soluções e previsões adotadas foram: aproveitamento da estação seca, mudança de equipamentos de compactação para o núcleo compactado no ramo úmido e seco, controle da área de empréstimo mantendo uma drenagem adequada, selagem das áreas compactadas com compactador de rolo liso para evitar a entrada da água no núcleo, medições contínuas de poropressões.

O local das obras da barragem de Santa Rita tinha uma pluviosidade média anual de 5350 mm, o valor mínimo registrado em 16 anos era 4097 no ano 1969, enquanto o valor máximo foi de 6710 mm no ano 1974, justamente esse foi o ano em que a maior parte do aterro foi construído.

O único material disponível na zona do projeto para o barramento era um silte e sua umidade natural era normalmente de 2 a 10% acima da umidade ótima, porém como o barramento era muito grande teve que utilizar-se quase o 100% do material disponível próximo à zona da barragem.

As condições de construção governaram a estabilidade da barragem devido à elevada poropressão pelo alto conteúdo de umidade, resultando em escorregamentos planares numa zona de alta atividade sísmica.

As especificações de construção mais importantes foram as seguintes:

- Começo da compactação da barragem na época seca e mudança do equipamento de compactação segundo a umidade do solo a compactar, foi usado um compactador tipo rolo pé de carneiro para o material próximo à umidade ótima e o trator Crawler tipo D8 para materiais com umidades muito acima da ótima.
- Rigoroso controle da área de empréstimo, mantendo drenagem adequada e não permitindo a molhagem do material na área de empréstimo e na zona de armazenamento,

se manteve também um rigoroso controle da compactação e do comportamento do material com medidores de poropressão e de recalques.

- Também uma medida adotada foi reduzir a quantidade de silte no barramento e substituir por rocha decomposta, passando de 2,6 a 2,2 milhões de m<sup>3</sup> de silte enquanto a rocha decomposta passou de 0,7 a 1,1 milhões de m<sup>3</sup>.
- Foram utilizados tratores Caterpillar D6C e D8H para compactar a rocha intemperizada e a decomposta; para a compactação do silte foi utilizado um rolo liso tamping rollers (Caterpillar 825 B) seguido de passadas de rolos pé de carneiro.
- Quando o material estava muito úmido o grau de compactação necessário era atingido por meio de tratores tipo Crawler caterpillar D8H de 22 toneladas.
- A zona de armazenamento do material siltoso para o núcleo era mantido com uma adequada drenagem para evitar zonas de represamento da água, e quando se suspendiam os trabalhos de compactação, a camada superior era selada compactando o silte com tratores tipo Crawler (Caterpillar D6C) para prevenir a entrada de água, também foram construídas valetas temporárias para tirar a água da zona de empréstimo evitando a erosão.

É importante comentar que embora a construção da barragem continuasse nos períodos chuvosos, os rendimentos e a eficiência do processo tiveram uma diminuição marcante, por exemplo, para o grupo de projetistas e construtores, o máximo de horas trabalhadas no período mais úmido foi menos de 200 h para compactação de rocha decomposta, 100 h trabalhadas para compactação de silte e num período seco as horas trabalhadas durante a construção atingiam normalmente valores de 600 h por mês.

O barramento teve um controle rigoroso e acompanhamento de instrumentação, as poropressões foram medidas diariamente, os recalques foram medidos em intervalos de poucos dias e foram feitos ensaios de resistência ao cisalhamento no solo da fundação e em todos os materiais usados.

A poropressão gerada durante a construção foi tolerável e tentou-se manter a umidade do solo do barramento em 7% acima da umidade ótima, as baixas poropressões poderiam ser explicadas por que a compactação do núcleo foi lenta.

Os estudos concluíram que, não se justificava os custos adicionais de construir outro tipo de barragem nesse local, por que todos os solos e materiais de construção estavam

disponíveis nesse lugar, sendo possível a construção econômica desse tipo de barragem sob aquelas condições de clima e umidade.

Dixon (1958) relata a experiência construtiva da barragem Sasamua no Quênia, que foi construída entre os anos 1948 e 1956 e explica algumas implicações em usar diferentes tipos de equipamentos de compactação para diferentes umidades.

Kawakami (1958) e Takahashi (1973) descrevem sobre como as condições climáticas do Japão que afetam o desenvolvimento normal das construções de núcleos argilosos em barragens, sobretudo a pluviosidade que restringe muito os trabalhos de compactação de argilas.

Morpurgo (1976) descreveu o projeto da barragem de Chivor no rio Guavio na Colômbia e a influência do clima no projeto e na construção. Na zona do projeto as chuvas atingem valores entre 4000 mm e 6000 mm ao ano, com alguns meses críticos que atingem precipitações até de 1100 mm e tem uma temporada mais ou menos seca nos meses de novembro até fevereiro. Por este motivo teve épocas do ano que a compactação do núcleo se fez com o material entre 4 e 7% acima da umidade ótima, adotando algumas soluções que embora caras, permitiram terminar a obra no prazo.

Bernell (1982) escreveu sobre algumas experiências de construção de barragens com núcleos argilosos compactadas no ramo super úmido na Suécia com materiais siltosos e arenosos especialmente aquelas misturas que geram baixas permeabilidades e rápida dissipação de poropressões. Estes solos são compactados por meio de compactador tipo Crawler com umidades de 4 a 6% acima da umidade ótima, quando ocorriam as chuvas os trabalhos eram interrompidos.

Bernell (1982) conclui que a compactação úmida tem várias desvantagens comparadas com métodos convencionais, mas no referente aos recalques que às vezes são menores que em barragens compactadas por métodos convencionais, minimizando o risco de recalques pontuais contribuindo para segurança da obra.

Knight (1982) apresenta um artigo sobre os materiais e métodos construtivos para uma barragem de enrocamento com núcleo de argila em Monasavu, Fiji. Esta barragem tem 85 m de altura e foi a primeira grande barragem deste país, com início da construção em 1979, tendo um material para o núcleo com uma umidade de aproximadamente 10% acima da ótima. Foram utilizados bulldozers que exercem baixa pressão para espalhar o material, com

espessuras de camadas de 167 mm e para a compactação se usou uma combinação de bulldozer D 6 LGP junto com compactador de pneus PTR.

Kerkes (1988) descreveu o projeto da barragem de Wadaslintang, construída na Indonésia, durante os anos de 1982 e 1987, com 121 m de altura e sob uma pluviosidade de 3000 mm ao ano, com umidades de compactação de até 10% acima da umidade ótima.

Soares (1987) descreveu o projeto da barragem da usina hidrelétrica de Playas, no estado da Antioquia, Colômbia. O projeto consistiu numa barragem de terra homogênea de 67 m de altura, que tinha a particularidade de estar fundada sobre formações de solos residuais e ser construída com estes mesmos tipos de solos compactados com alta porcentagem de umidade acima da ótima do Proctor Normal.

A chuva média anual era de 3000 mm, nos meses de abril, maio, agosto, setembro, outubro e novembro registram-se as maiores chuvas (70% da precipitação anual), os meses de junho e julho foram denominados meses de transição (14% das chuvas anuais) e dezembro, janeiro, fevereiro e março são considerados meses secos (16% da precipitação anual).

O equipamento utilizado para compactação dos aterros foi o rolo tamping Caterpillar 815 que tem capacidade de trabalho em materiais muito plásticos e apresentou um rendimento razoável para camadas de 18 cm. Conseguiu-se um ganho relativo de compactação com o rolo liso CA-25 que realizou rotineiramente a selagem das camadas contra a chuva. Os autores concluíram que devido às condições adversas para o trabalho de terraplenagem em regiões de altas precipitações, torna-se fundamental um estudo criterioso durante a elaboração do planejamento inicial da obra, com relação ao estudo das características dos solos disponíveis para execução dos aterros, definição do equipamento ideal de compactação e definição do equipamento ideal para transporte de solo e filtros ao aterro.

## **2.5. COMPACTAÇÃO DE CAMPO**

A compactação de campo compreende uma série de atividades, desde a escolha da área de empréstimo até a compactação propriamente dita. A compactação em campo pode ser transmitida ao solo por pressão estática, impacto e/ou vibração.

A pressão estática é aplicada pelos rolos estáticos (cilindro liso, de pneus e pé de carneiro). Nestes casos ocorrem primeiro, deformações plásticas e à medida que o solo vai densificando predominam deformações elásticas.



O impacto é aplicado por apiloadores e cargas de impacto, que geram uma onda de pressão que atua em grande profundidade.

A vibração é aplicada pelos rolos e compactadores vibratórios, produz-se o deslocamento de sucessivas e rápidas ondas de pressão que movimentam as partículas e reduzem o atrito entre elas. Na Figura 2.18 são apresentados os tipos de compactação.

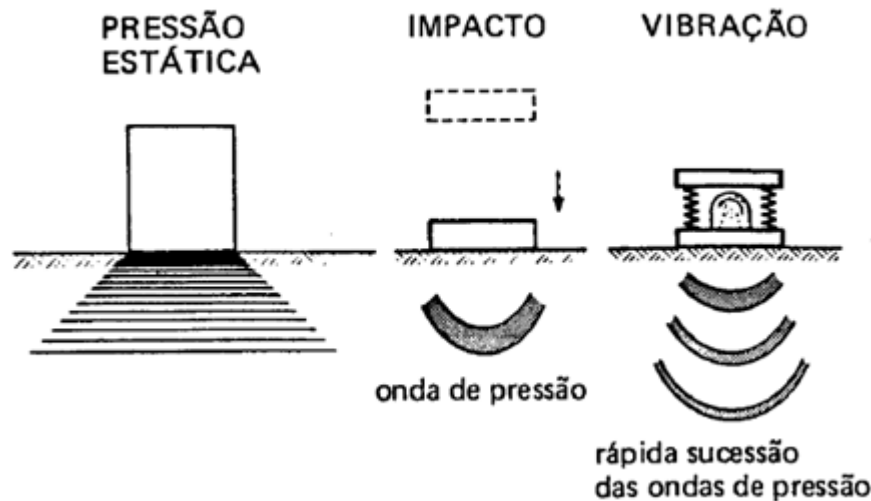


Figura 2.18. Princípios para compactação de solos. (Massad, 2010)

### 2.5.1. EQUIPAMENTOS DE COMPACTAÇÃO NO CAMPO

O estudo dos equipamentos de compactação é muito importante porque, quando se compacta no ramo super úmido com equipamentos convencionais pode-se apresentar uma redução marcante da eficiência do processo, os equipamentos mais utilizados e mais conhecidos são os seguintes:

O rolo liso consiste de um tambor de aço, através do qual se aplica carga ao solo. O tambor pode estar vazio ou cheio de algum material para aumentar o peso e a energia de compactação. Este tipo de equipamento é utilizado na compactação de pedregulhos, areias e pedra britados, geralmente em camadas menores do que 15 cm tem a desvantagem de que tem pequena superfície de contato.

O rolo vibratório é um rolo dotado de uma massa móvel com excentricidade em relação ao eixo, provocando vibrações de certa frequência (1000 a 4800 ciclos por minuto). Ajustam-se as vibrações para que entrem em ressonância com as partículas de um solo.

Apresentam maior resistência a baixas velocidades, é utilizado na compactação de solos granulares (areias, pedregulhos, britas) lançados em camadas menores do que 15 cm.

O rolo pneumático consiste numa plataforma apoiada em eixos com pneus, onde o número de pneus por eixo é variável geralmente entre 3 e 6, mantendo um alinhamento desencontrado para maior cobertura.

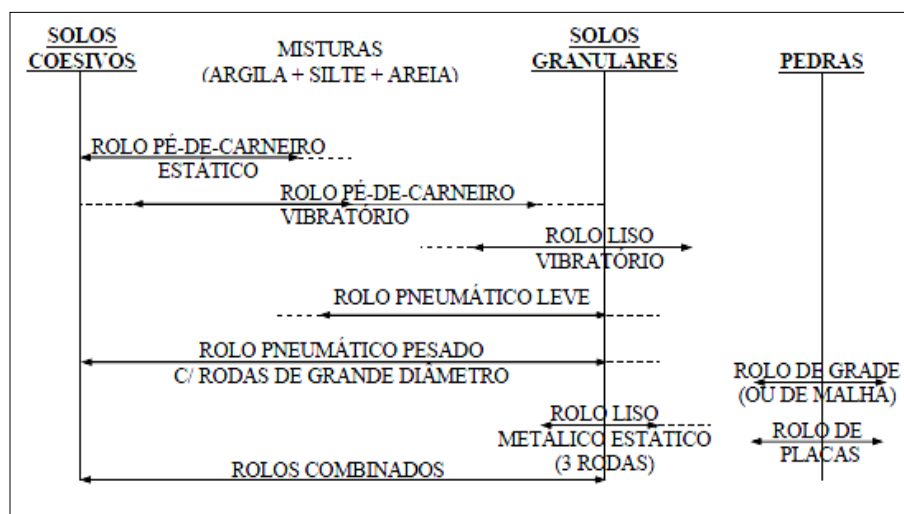
A pressão de contato é função da pressão interna dos pneus. É aumentada a carga por roda com o emprego de lastro. Empregado para quase todos os tipos de solos, especialmente para solos arenosos finos em camadas de até 40 cm.

O rolo pé de carneiro consiste num tambor de aço onde são solidarizadas saliências (patas) dispostas em fileiras desencontradas mais ou menos de 90 a 120 por rolo. O pisoteamento propicia o entrosamento entre as camadas compactadas. À medida que vai aumentando a compactação há menor penetração, resultando em maior pressão de contato. Este equipamento é empregado na compactação de solos coesivos (argilas e siltes) em camadas de 10 a 20 cm.

Os rolos combinados são uma combinação de tipos básicos, por exemplo, combinação de rolos pé de carneiro com dispositivos vibratórios.

Os rolos especiais são basicamente de dois tipos, o rolo de grade que apresenta uma superfície solidarizada a uma grade de malha quadrada. Serve para compactação de material granular ou solos muito entorroados.

O rolo de placas que é uma superfície lisa onde são solidarizados segmentos de placa descontínuos.



**Figura 2.19.** Equipamentos de compactação (Massad, 2010)

Como se pode ver na Figura 2.19, o equipamento mais apropriado para compactação de argilas e siltes é o rolo pé de carneiro ou rolos pneumáticos pesados e leves ou bem uma combinação destes equipamentos. Algumas especificações e parâmetros de equipamentos segundo o tipo de material são apresentados na Tabela 2.1.

**Tabela 2.1.** Parâmetros de equipamentos de compactação (Massad, 2010)

Tipo	Solo	Modo de compactar	Parâmetros dos equipamentos			
			e (cm)	N	v (km/h)	p ou P
Rolo pé de carneiro	Argila ou silte	De baixo para cima	20 a 25	8 a 10	≤ 4	2000 a 3000 kPa
Rolo pneumático	Silte, areia com finos	De cima para baixo	30 a 40	4 a 6	4 a 6	500 a 700 kPa
Rolo vibratório	Material granular	Vibração	60 a 100	2 a 4	≥ 8	50 a 100 kPa

Legenda

e= Espessura da camada de solo solto  
N= Número de passadas do rolo compactador  
v= Velocidade do rolo compactador  
p= Pressão na pata ou no pneu  
P= Peso do rolo vibratório

Em experiências de obras com compactação de materiais finos como argilas e siltes acima da umidade ótima, tem-se recomendado empregar rolos leves, por exemplo, rolos pé de carneiro com pressão na pata de cerca de 1000 kPa, ou também tratores de esteiras por que distribuem a pressão ao solo por meio das esteiras gerando pressões baixas e não atolam em terrenos moles e plásticos.

## 2.5.2. FATORES QUE INFLUENCIAM NA COMPACTAÇÃO E ESCOLHA DOS EQUIPAMENTOS

Existem vários fatores que podem influenciar a compactação e também a escolha dos métodos e equipamentos. Estes fatores têm a ver tanto com o solo a ser compactado como com os equipamentos disponíveis na zona em consideração.

- **Energia de compactação:**

É a energia transferida pelo equipamento ao solo, dada por:

$$E = \frac{f(P.N)}{v.e} \quad (2.1)$$

Onde

P = Peso próprio do equipamento (Pressão estática)

N = Número de passadas do equipamento

V = Velocidade do rolo

e = Espessura da camada

- **Umidade do solo:**

Na prática da compactação convencional de barragens tem-se dois casos

Se a  $w < w_{\text{compactação}}$ : Irrigação com caminhão tanque com barra de distribuição e bomba hidráulica

Se a  $w > w_{\text{compactação}}$ : Aeração com exposição ao vento e ao sol, com espalhamento por arados, grades, pulviomisturadores ou moto niveladores

- **Número de passadas:**

Está diretamente ligado ao tempo de execução. A eficiência do aumento do número de passadas diminui com o número total delas.

- **Espessura da camada:**

A espessura da camada é função do tipo de solo e do equipamento usado. Em geral é fixada em 30 cm a espessura máxima.

- **Homogeneização:**

A camada de solo deve ser solta, devem-se evitar torrões secos ou muito úmidos, blocos e fragmentos de rocha.

- **Velocidade de rolagem:**

Quando se tem material solto, a resistência à rolagem é elevada e a velocidade é menor, obtendo-se maior esforço de compactação nas passadas iniciais.

- **Amplitude e frequência das vibrações:**

O aumento da amplitude produz maior efeito de compactação que o aumento de frequência. Atingida a condição de ressonância obtêm-se elevadas densidades.

### **2.5.3. EQUIPAMENTO DE COMPACTAÇÃO NO RAMO SUPER ÚMIDO**

Em experiências de obras com compactação de materiais finos como argilas e siltes com elevados teores de umidade (3 a 10% acima da ótima), tem-se recomendado empregar rolos leves, por exemplo, rolos pé de carneiro com pressão na pata de cerca de 1000 kPa, ou rolos pneumáticos leves, ou uma combinação de estes equipamentos.

Nas experiências bem sucedidas de compactação de solos muito úmidos têm sido utilizados tratores de esteiras porque distribuem a pressão ao solo por meio das esteiras gerando pressões baixas e não atolam em terrenos moles e plásticos. Embora o processo seja menos eficiente, em algumas regiões afastadas e com elevada pluviosidade, este método tem resultado conveniente.

### 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão descritas as informações do solo utilizado e será apresentada a metodologia da pesquisa que consistiu na realização de ensaios laboratoriais em corpos de prova compactados e simulações numéricas em seções hipotéticas típicas, visando investigar o comportamento de um material silto-argiloso para ser utilizado na construção de barragens de terra e avaliar a influência que tem sobre suas principais propriedades a compactação do solo na umidade ótima, na umidade ótima +2% e na umidade ótima +5%.

#### 3.1. SOLO UTILIZADO

O solo coletado, aqui denominado Solo UnB, é um solo silto-argiloso e foi coletado no campo experimental de fundações do programa de pós-graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, as amostras foram retiradas por meio da escavação de um poço de aproximadamente 1 m de diâmetro e 1,5 m de profundidade, as amostras eram deformadas. O aspecto visual do solo UnB é apresentado na Figura 3.1.

Este solo representa muito bem os solos do Distrito Federal que segundo Mendonça *et al.* (1994) citado por Araki (1997), é coberto por um manto de solo resultante de intemperismo principalmente químico, associado a processos de lixiviação e laterização de idade terciária-quadernária.

Araki (1997) observou que o solo do Distrito Federal é formado por micro agregados, que possuem vazios em seu interior, unidos por pontes de argilas e cimentações, sustentando uma estrutura bastante porosa, que vai reduzindo com a profundidade. O arranjo poroso da estrutura do solo é mais pronunciado para camadas mais superficiais. Com o aumento da profundidade ele vai se reduzindo, chegando aos 10 m sem a observação de grandes vazios, apesar dos micro agregados estarem presentes.



**Figura 3.1.** Aspecto visual do solo UnB

## **3.2. ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Com o objetivo de conhecer as características físicas, mecânicas e hidráulicas do solo objeto da pesquisa foram realizados ensaios de laboratório convencionais sobre corpos de prova compactados por impacto (compactação dinâmica), com diferentes umidades para conhecer a influencia que tem o teor de umidade de compactação no comportamento de uma barragem de terra homogênea e uma barragem zonada.

Os ensaios de caracterização física e mecânica foram realizados no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, conforme as especificações da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (caracterização micro estrutural) foram realizados no laboratório de microscopia avançada da Universidade Nacional da Colômbia. Sede Medellín.

### **3.2.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA**

Com o objetivo de conhecer as propriedades e classificar o solo objeto da pesquisa foram realizados os seguintes ensaios de caracterização com amostras de solo preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986), sobre preparação para os seguintes ensaios de compactação e ensaios de caracterização:

- Umidade natural e umidade higroscópica: as determinações desses teores de umidade foram realizadas de acordo com a norma NBR 6457 (ABNT, 1986-a), utilizando-se solo na condição natural e solo seco ao ar após 24 horas respectivamente.
- Peso específico dos sólidos: foi realizado conforme à norma NBR 6508 (ABNT, 1984-a). O peso específico é a relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume, depende dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles no solo.
- Peso específico natural: foi determinado seguindo a NBR 2887 (ABNT, 1988)
- Análise granulométrica: foi realizada seguindo as prescrições da NBR 7181 (ABNT, 1984-b) com e sem defloculante.
- Limite de liquidez ( $W_L$ ): pelo método de Casagrande seguindo as prescrições da NBR 6459 (ABNT, 1984-c).
- Limite de plasticidade ( $W_P$ ): obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a norma de ensaio NBR 7180 (ABNT, 1984-d)
- Índice de plasticidade (IP) que é obtido pela diferença entre  $W_L$  e  $W_P$ .

Quanto aos limites de consistência do solo, estes dão uma idéia do comportamento do solo argiloso conforme o seu teor de umidade. Quando muito úmido, ele se comporta como líquido; quando perde parte da água, fica plástico; e quanto mais seco, torna-se quebradiço.

### 3.2.2. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Com a finalidade de obter a curva de compactação (massa específica aparente seca, versus teor de umidade) foi realizado o ensaio de compactação Proctor energia normal de acordo à norma NBR 7182 (1986-b), na Figura 3.2, pode ser ver os materiais e equipamentos utilizados para o ensaio.

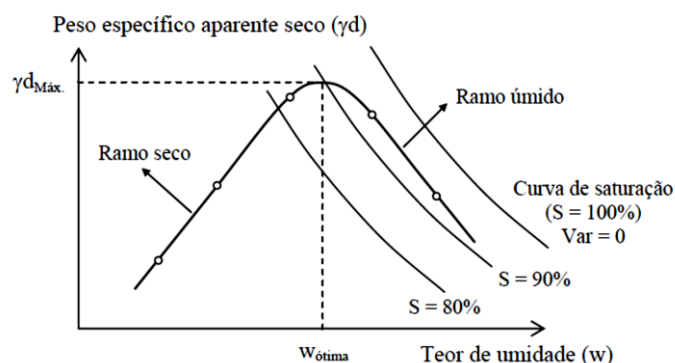


**Figura 3.2.** Equipamento utilizado no ensaio de compactação proctor normal.

O ensaio foi padronizado por Proctor no ano 1933, para a determinação do ponto ótimo de compactação dos solos. Para ele, o resultado da compactação era a redução do volume de ar dos vazios concluindo que ela era uma função da umidade dos solos. Dependendo da quantidade de água, o ar comunica-se com a atmosfera através de canais sendo, portanto, mais facilmente expulso, ou então, fica preso na água na forma de bolhas, quando é passível de compressão ou dissolução na água.

Assim a quantidade de água, considerada através da umidade, é parâmetro decisivo na compactação ao lado da energia deste processo. A curva de proctor é apresentada na Figura 3.3.





**Figura 3.3.** Curva de compactação

O ensaio de compactação foi realizado na forma convencional e após a obtenção da curva de compactação foram realizadas as moldagens dos corpos de prova na umidade ótima, na umidade ótima +2% e na umidade ótima +5%, para realização dos ensaios de microscopia, adensamento, permeabilidade e triaxiais.

### **3.2.3. ENSAIOS DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL)**

Existem várias técnicas de microscopia disponíveis para a observação da microestrutura de solos. Quando se observa um solo no microscópio eletrônico, várias informações podem ser obtidas, por exemplo, a morfologia das partículas constituintes; a identificação de minerais presentes; podendo-se medir as dimensões das partículas para a determinação da curva granulométrica, orientação das partículas, poros, entre outras feições (Santos 1975).

Neste caso foram realizados ensaios de microscopia MEV (Microscopia eletrônica de varredura) que é a técnica que vem sendo mais frequentemente utilizada para o estudo de solos argilosos e siltosos (Santos 1975). Essa preferência deve-se ao alto poder de penetração dos elétrons transmitidos por este microscópio, que permite a observação tanto dos grãos individuais quanto da sua distribuição dentro da estrutura do solo.

#### **3.2.3.1. PRINCÍPIO DE FUNCIONAMENTO DO MEV**

O princípio de funcionamento do MEV é que um feixe de elétrons é produzido por um filamento de tungstênio. Este feixe interage com um átomo da amostra, ficando capturada nas suas orbitas inferiores, porém deslocando seus outros elétrons, que são emitidos na forma de elétrons secundários.

Estes elétrons são atraídos por um coletor e incidem sobre um cintilador, provocando cintilações luminosas; estas são amplificadas e convertidas em sinal eletrônico, que modulam a imagem gerada em um tubo de raios catódicos (TRC) (Kitajima & Moreira, 1993).

No MEV o feixe de elétrons, ao invés de incidir fixamente em um ponto da superfície da amostra varre certa área em zig-zag e intermitentemente. Isto faz com que cada ponto da área varrida produza certa quantidade de elétrons secundários, proporcional à topografia, que surge como sinal luminoso, de maior ou menor intensidade, dependendo de sua quantidade, na tela do TRC. Como a varredura é relativamente rápida, forma-se uma imagem que é o conjunto da soma dos diversos pontos que se formam sucessivamente na tela do TRC (Kitajima & Moreira, 1993).

### **3.2.3.2. PREPARAÇÃO E TRATAMENTO DAS AMOSTRAS**

Para observar as amostras no MEV, elas não podem conter água, pois o microscópio funciona ao vácuo e por isso a presença de umidade danificaria o equipamento.

Em materiais cuja superfície não é boa condutora de eletricidade, como é o caso de amostras de solo, há ainda a necessidade de tratamento para torná-los bons emissores de elétrons secundários. Isto é cobrindo toda a superfície exposta com uma delgada camada de um material condutor.

As amostras são levadas a um metalizador a vácuo, onde são mantidas a cerca de  $5 \times 10^{-1}$  Torr (mm Hg). A cobertura metálica deve ser uniforme para evitar carregamentos eletrostáticos na amostra, bem como proporcionar uma boa condução de feixe de elétrons por toda a superfície e com isso garantir boas qualidades nas análises e fotografias.

### **3.2.3.3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO**

Foram utilizadas três pequenas amostras obtidas de corpos de prova compactados com a umidade ótima, a umidade ótima +2% e com a umidade ótima +5%. O microscópio utilizado foi o modelo JSM 5910 LV, fabricado pela JEOL e pertencente ao laboratório de microscopia avançada da Universidade Nacional da Colômbia, Sede Medellín. O equipamento utilizado é apresentado na Figura 3.4.



**Figura 3.4.** Microscópio JEOL JSM 5910 LV

As amostras foram talhadas até obter amostras menores que as dimensões do porta-espécime (10 mm). Neste caso o processo de desidratação do material teve que ser lento para que a perturbação na estrutura do solo fosse a menor possível, o material foi congelado numa cápsula metálica com nitrogênio líquido e depois se procedeu à secagem do material numa estufa a vácuo. Após a secagem, as amostras foram fixadas nas bases metálicas utilizando-se cola de prata coloidal e então levadas a receber recobrimento com material condutor que neste caso foi o ouro para depois fazer as fotografias.

### **3.2.4. ENSAIOS DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL**

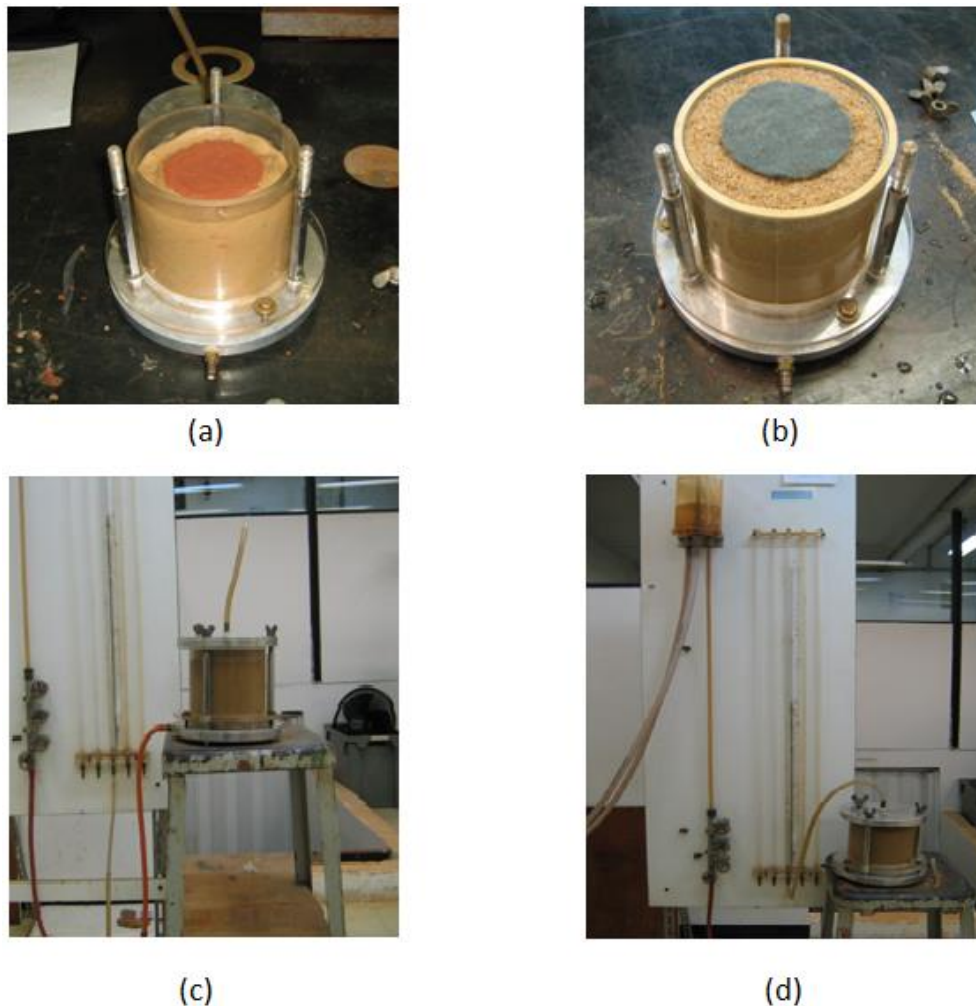
Foram executados ensaios de permeabilidade em permeômetros de carga variável para as três umidades (ótima, úmida e super úmida). Para a realização destes ensaios se seguiram as prescrições da NBR 14545 (ABNT, 2000). Os materiais utilizados são apresentados na Figura 3.5.



**Figura 3.5.** Matérias utilizados na montagem do permeômetro.

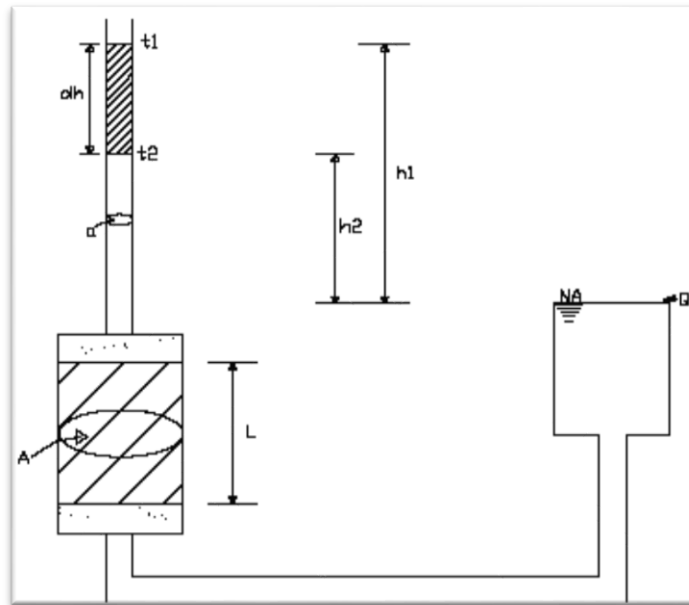
Os ensaios foram realizados com amostras compactadas com energia Proctor normal, após a retirada do molde de compactação, insere-se na base do permeômetro uma tela de aço, um geotêxtil do tipo OP40 e um papel filtro de alta permeabilidade para diminuir o impacto da água sobre a amostra, depois se insere o corpo de prova no permeômetro e se preenche com bentonita compactando-se levemente para impermeabilização das paredes evitando assim fluxo preferencial pelas laterais do corpo de prova (Figura 3.6a), na face superior insere-se um papel filtro e um geotêxtil e se procede ao fechamento do permeômetro (Figura 3.6b).

A partir dessa etapa inicia-se o processo de saturação, que nestes tipos de solos levam entre 12 e 48 horas (Figura 3.6c) e após a saturação dá-se início às medições de alturas de coluna (Figura 3.6d).



**Figura 3.6.** Montagem do ensaio de permeabilidade: (a) Preenchimento do permeômetro com bentonita; (b) Fechamento do permeômetro; (c) Início do processo de saturação; (d) Equipamento de aplicação e medição de carga hidráulica.

O conhecimento do coeficiente de permeabilidade nas diferentes unidades é muito importante, pois é fundamental a estimativa da vazão que percolará pelo núcleo e do maciço da barragem. O princípio do ensaio de carga variável é apresentado na Figura 3.7, e o coeficiente de permeabilidade pode ser obtido pela seguinte expressão:



**Figura 3.7.** Permeômetro carga variável

$$k = \frac{a.L}{A(t_2 - t_1)} \cdot \ln\left(\frac{h_1}{h_2}\right) \quad (3.1)$$

Onde:

k= permeabilidade

a= área da bureta

A= área da amostra

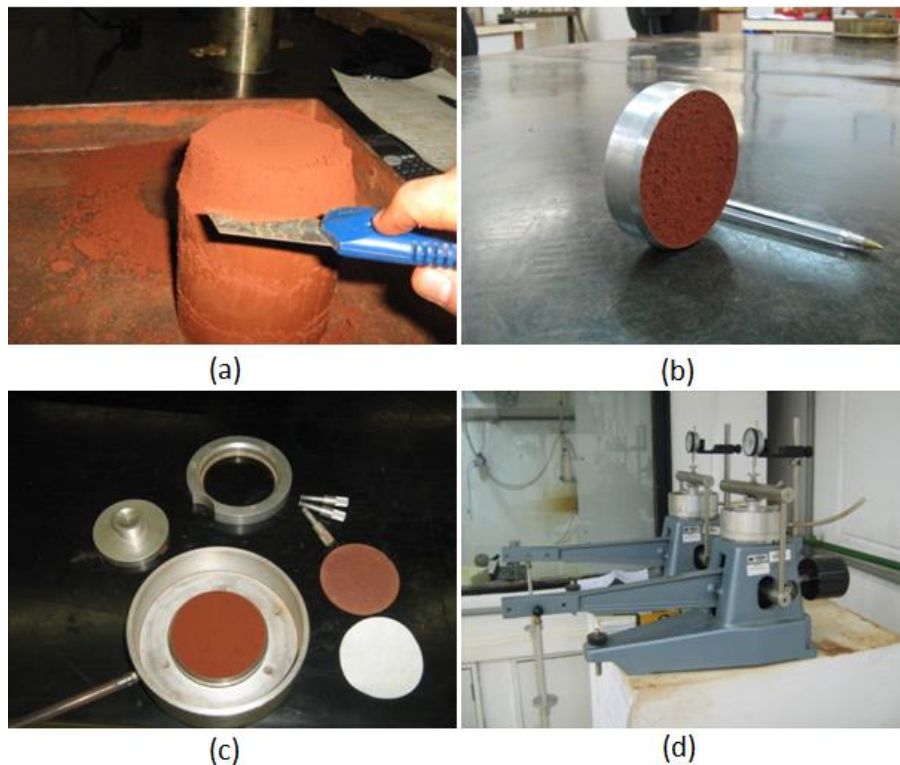
L= comprimento da amostra

h=leituras na bureta

t= tempo correspondente à leitura h

### 3.2.5. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo as prescrições da NBR 12007/1990, foram moldados três corpos de prova na umidade ótima, umidade ótima +2% e umidade ótima +5% aproximadamente. Após a moldagem (Figura 3.8a), foi talhado o corpo de prova do ensaio num anel de 50 mm de diâmetro e 20 mm de altura (Figura 3.8b) e colocou-se o corpo de prova na célula de adensamento para aplicação dos carregamentos (Figura 3.8c) a montagem do ensaio na prensa de adensamento é mostrada na Figura 3.8d.



**Figura 3.8.** Montagem do ensaio de adensamento: (a) Moldagem do corpo de prova; (b) Corpo de prova no anel de adensamento; (c) Corpo de prova na célula de adensamento; (d) Ensaio montado na prensa de adensamento.

O ensaio oedométrico é um ensaio de compressão unidimensional realizado com total drenagem, onde são medidas as cargas aplicadas, as variações de altura do corpo de prova e o tempo em que estas variações ocorrem. As deformações laterais são nulas.

Os ensaios realizados foram do tipo inundado, após a colocação da célula de adensamento no sistema de aplicação de carga e a aplicação de uma pressão de assentamento de 2kPa, foram transmitidas diferentes cargas à célula de adensamento em diferentes estágios de 25Kpa, 50kPa, 100kPa, 200kPa, 400kPa, 800kPa e 1600kPa que é aproximadamente a máxima carga que se pode apresentar no núcleo de uma barragem de terra de 60 m de altura

para as condições dos solos utilizados na pesquisa, com os quais serão feitas simulações e análises posteriormente. Cada pressão foi mantida durante 24 h e se tomaram medidas no extensômetro da variação da altura do corpo de prova nos intervalos de 8 s, 15 s, 30 s, 1 min, 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 4 h, 8 h, 24 h e após ter-se atingido o máximo carregamento, se efetuou o descarregamento em três estágios de 24 h, fazendo leituras de variação de altura no extensômetro.

Os resultados do ensaio são determinados em função dos cálculos dos seguintes itens:

- Índice de vazios

$$e = \frac{h}{h_s} - 1 \quad (3.2)$$

Onde

$$h_s = \frac{h_0}{(1 + e_0)} \quad (3.3)$$

Onde:

e: Índice de vazios, h: altura de corpo de prova em dado instante,  $h_s$ : altura reduzida dos corpo de prova (altura dos sólidos),  $h_0$ : altura inicial do corpo de prova,  $e_0$ : índice de vazios inicial.

- Pressão aplicada sobre o corpo de prova

Os resultados se podem apresentar com a curva deformação-tempo e utilizando o método de Casagrande ou Taylor pode-se calcular o coeficiente de adensamento  $C_v$  através das seguinte equações respectivamente:

$$C_v = \frac{0,197H_d^2}{t_{50}} \quad (3.4)$$

$$C_v = \frac{0,848H_d^2}{t_{90}} \quad (3.5)$$

Onde  $H_d$  é a metade da altura do corpo de prova (caso dupla drenagem) e  $t_{50}$  e  $t_{90}$  correspondem aos tempos para o 50% e 90% de adensamento que pode ser obtido do gráfico para cada estágio de carga.

É possível também determinar o coeficiente de compressibilidade  $a_v$  e o coeficiente de variação volumétrica  $m_v$ . A determinação desses coeficientes é feita a partir da curva de compressibilidade ( $e$  vs  $\sigma$ ).

$$a_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma'} \quad (3.6)$$

E a partir do  $a_v$  de cada carregamento pode se obter  $m_v$ , com a seguinte expressão:

$$m_v = \frac{a_v}{1 + e} \quad (3.7)$$

Onde

$a_v$  = coeficiente de compressão

$m_v$  = coeficiente de variação volumétrica

$\Delta e$  = variação do índice de vazios

$\Delta \sigma'$  = variação da tensão aplicada

Tendo o coeficiente  $m_v$ , é possível obter o módulo oedométrico ( $E_{oed}$ ) para as condições natural e saturada da amostra de solo, a partir da equação (3.7)

$$E_{oed} = \frac{1}{m_v} \quad (3.8)$$

Da curva de compressibilidade obtém-se o índice de compressibilidade ( $C_c$ ) por meio da seguinte equação:



$$C_c = \frac{e^1 - e^2}{\log \frac{\sigma^2}{\sigma^1}} \quad (3.9)$$

De forma análoga ao índice de compressibilidade, o índice de expansão  $C_e$  é a inclinação do trecho de recompressão ou descarregamento como se mostra na equação 3.9.

$$C_e = \frac{e^1 - e^2}{\log \frac{\sigma^2}{\sigma^1}} \quad (3.10)$$

Também podem ser obtidos os parâmetros do modelo Cam-Clay, lambda ( $\lambda$ ) e kappa ( $k$ ) como se mostra nas seguintes equações:

$$\lambda = \frac{C_c}{2,3} \quad (3.11)$$

$$k = \frac{C_e}{2,3} \quad (3.12)$$

### 3.2.6. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CD

#### 3.2.6.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS E PRINCÍPIO DO ENSAIO

Este ensaio tem sido extensivamente adotado na engenharia de barragens de terra na determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento, para análise de estabilidade e tensão-deformação.

No ensaio triaxial CD (*consolidated drained*) adensado drenado, é permitida a drenagem do corpo de prova durante todas as fases tanto no processo de adensamento e cisalhamento, quando é aplicado o carregamento, o corpo de prova é levado à ruptura com dissipação total das poropressões. Este tipo de ensaio é o que melhor representa as condições do solo para a análise de operação das obras quando as poropressões têm sido dissipadas.

Embora as análises de uma barragem precisem de diferentes tipos de ensaios como UU, CU para as diferentes etapas do projeto como construção, primeiro enchimento, operação, rebaixamento rápido, optou-se por trabalhar todas as análises com os parâmetros obtidos dos ensaios CD, o que permite uma boa avaliação do comportamento geral do material argiloso da barragem, apesar de não ser realística em todos os casos.

Neste tipo de ensaio um corpo de prova cilíndrico de solo, geralmente com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, é envolvido por uma membrana de látex e ensaiado numa câmara triaxial que possibilita a aplicação de pressão de água desaerada ao corpo de prova chamada pressão confinante. Em seguida aplica um carregamento axial de compressão. Sob estas condições, a tensão axial constitui a tensão principal maior ( $\sigma_1$ ) e as tensões principais intermédias ( $\sigma_2$ ) e menor ( $\sigma_3$ ) são iguais à pressão de confinamento. Tubos para drenagem no topo e na base do corpo de prova permitem o fluxo da água, através desses tubos é aplicada a contrapressão para saturação da amostra.

Durante o ensaio são feitas leituras da carga axial aplicada nos diferentes intervalos do tempo, da deformação vertical do corpo de prova, da variação volumétrica e/ou poropressão.

### 3.2.6.2. DESCRIÇÃO DO EQUIPAMENTO UTILIZADO

O equipamento utilizado para a realização dos ensaios de compressão triaxial foi o modelo TRITEST 50 desenvolvido pela empresa ELE International. Uma vista geral do equipamento encontra-se na Figura 3.9.



**Figura 3.9.** Equipamento triaxial TRITEST 50

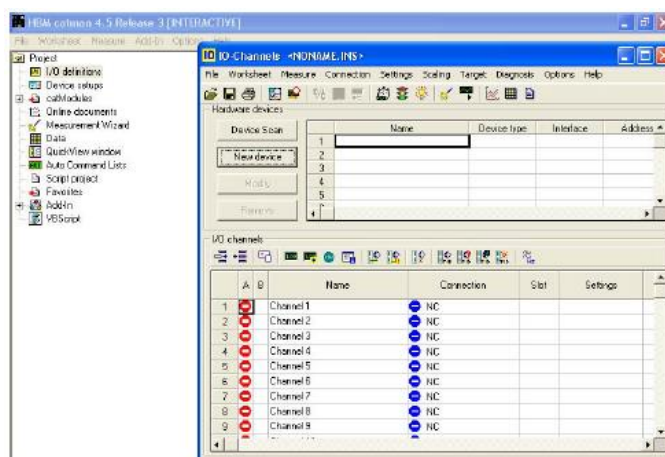
O equipamento é composto por uma câmara triaxial com capacidade para suportar até 1000 kPa, um painel de aplicação de pressões confinantes e contrapressão na base e no topo, uma prensa de controle manual e automático, uma célula de carga, um transdutor de deslocamentos para medidas da variação de altura do corpo de prova, uma bureta graduada para medição da variação volumétrica, um reservatório desaerador de água, um computador para controle do equipamento e um sistema de aquisição automática de dados a partir da instrumentação . Uma descrição mais detalhada do equipamento pode ser encontrada no site da empresa fabricante ([www.ele.com](http://www.ele.com)).

O sistema de aquisição de dados utilizado foi de marca Hottinger Baldwin Messtechnik (HBM), modelo Spider8, gerenciado pelo software HBM Catman 4.5, capaz de monitorar e registrar informações com alta velocidade. O spider8, possui 8 canais de comunicação que operam na frequência 4,8 kHz, permitindo taxas de aquisição de até 9600 leituras. Um soquete separado (digital I/O), oferece oito entradas digitais e oito linhas que podem ser usadas com entradas ou saídas digitais (para controle de processos). Na figura 3.10 é mostrada uma vista geral do sistema de aquisição de dados



**Figura 3.10.** Sistema de aquisição de dados ([www.hbm.com](http://www.hbm.com))

Depois que os dados são adquiridos pelo Spider8, eles são tratados pelo Catman, software de aquisição de dados, no Catman as informações são visualizadas em tempo real, tanto os valores dos transdutores quanto os gráficos. Uma interface do Catman é apresentada na Figura 3.11.



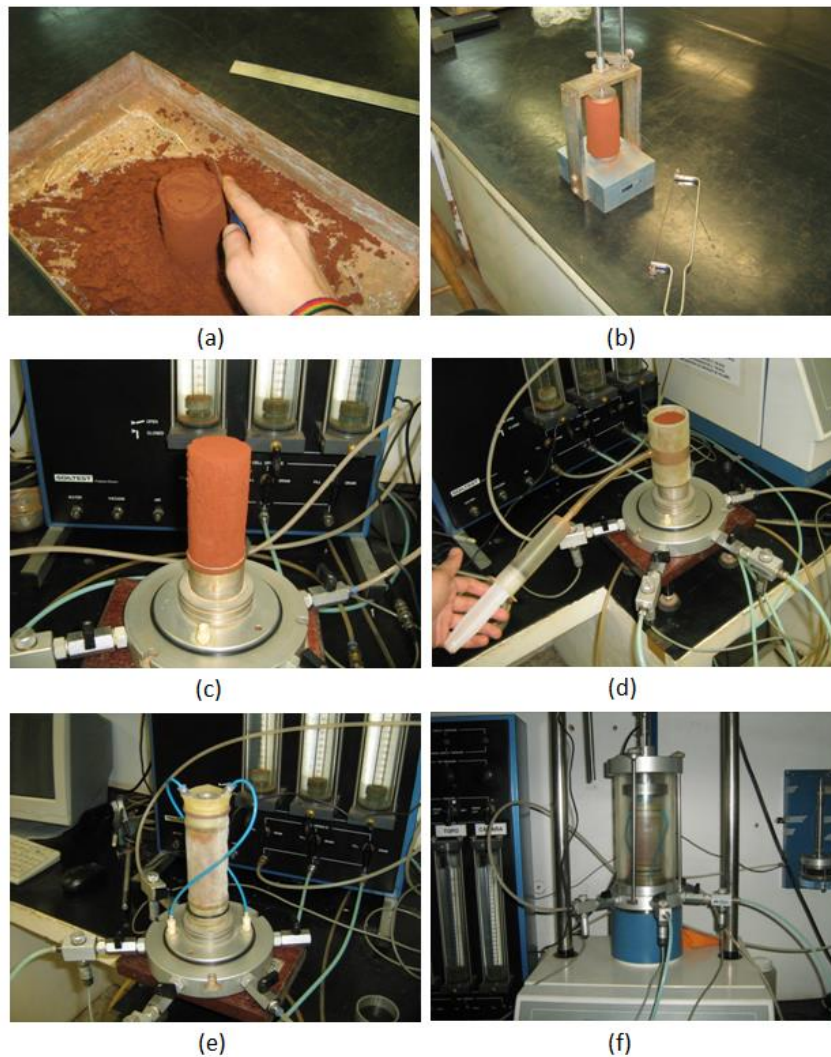
**Figura 3.11.** Interface do software Catman.

### 3.2.6.3. PROCEDIMENTO DO ENSAIO

Foram realizados três ensaios triaxiais tipo CD, nas três umidades analisadas na pesquisa (umidade ótima, umidade ótima +2% e umidade ótima +5%), foram analisadas nas tensões efetivas de confinamento de 50, 100, 200 e 400kPa, estas tensões foram escolhidas levando em consideração a altura da barragem e o peso unitário do material estudado. Seguindo as instruções da norma D 7181 (ASTM, 2011) compressão triaxial CD e apoiado pela norma D 4767 (ASTM, 2004) compressão triaxial CU para solos coesivos

Foram moldados quatro corpos de prova para cada ensaio nas três umidades da pesquisa, inicialmente com ajuda de um estilete se leva o corpo de prova da compactação até umas dimensões aproximadas ao corpo de prova do ensaio triaxial (Figura 3.12a) para depois utilizar o equipamento de moldagem apresentado na Figura 3.12b e obter as dimensões finais.

Após as moldagens dos corpos de prova de 50 mm de diâmetro e 100 mm de altura (Figura 3.12c), o corpo de prova foi colocado na base da câmara triaxial com pedras porosas e papel filtro saturados e logo foi envolto por uma membrana de látex que impede a entrada da água da câmara ao corpo de prova (Figura 3.12d). O cabeçote de acrílico também foi posicionado no topo do corpo de prova como pode ver-se na Figura 3.12e, e a câmara triaxial foi selada e preenchida com água desaerada e uma pressão confinante de 30 kPa era aplicada ao corpo de prova (Figura 3.12f).



**Figura 3.12.** Montagem do ensaio triaxial: (a) Início do processo de moldagem; (b) Torno, corda de violão para corpos de prova; (c) Corpo de prova moldado; (d) Colocação membrana de látex; (e) Posicionamento do cabeçote; (f) Fechamento da câmara triaxial.

Após a montagem se procedeu à saturação da amostra que demorou em torno de 24 horas para cada corpo de prova, e era realizada aplicando uma pressão confinante de 30 kPa e 20 kPa de contrapressão, resultando numa tensão efetiva de confinamento de 10 kPa. Para verificar a saturação do corpo de prova se calculava o parâmetro B, que fosse igual ou superior a 0,98, ou seja, qualquer incremento de pressão confinamento resultara em igual incremento na poropressão.

Após a saturação, começou o processo de adensamento, durante o qual se acompanhava com medidas das deformações axiais e volumétricas. Para a fase de cisalhamento, a prensa era ligada com velocidade de deslocamento de 0,09 mm/min. esse

valor foi obtido pela recomendação das normas mencionadas anteriormente com base nos dados obtidos na fase de adensamento.

Ao final de cada ensaio, Com os dados gerados pelo software do equipamento, foi possível construir os gráficos deformações versus tensão desvio, gráficos de trajetórias de tensão ( $s'$ ,  $t$ ), ( $p'$ ,  $q$ ) e determinadas as envoltórias de ruptura e parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo que foram utilizados para as simulações posteriores.

### **3.3. SIMULAÇÕES NO SOFTWARE GEOSTUDIO**

Utilizaram-se, os parâmetros obtidos na campanha experimental para fazer simulações e análises de projeto em seções típicas hipotéticas comparando uma seção projetada com os parâmetros convencionais (faixa de compactação em torno da ótima) e outra projetada com as propriedades do material compactado no lado super úmido.

As análises principais foram do tipo tensão-deformação, mas também foram realizadas análises de estabilidade de taludes e percolação, as análises numéricas de percolação foram feitas no software SEEP/W, as análises de estabilidade de taludes no software SLOPE/W, as análises de tensão e deformação no software SIGMA/W, todos do pacote GeoStudio da Geoslope International Ltda. O software é operado em ambiente Microsoft Windows e tem uma interface amigável.

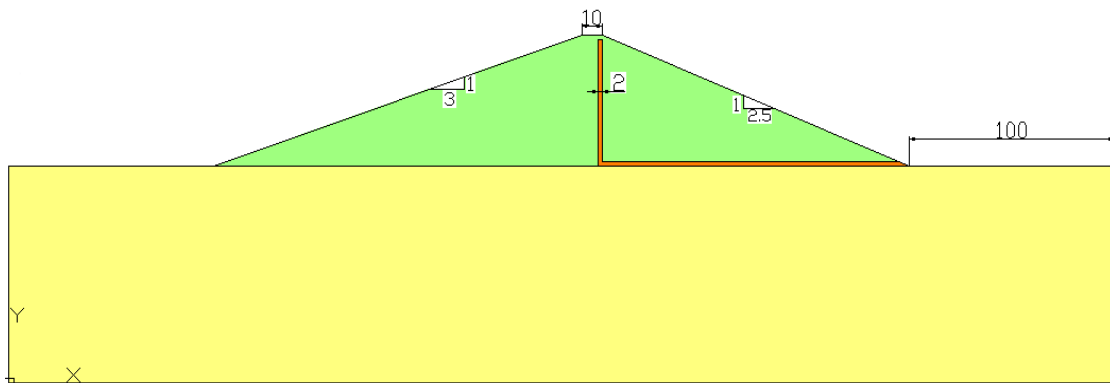
Os softwares utilizam o método dos elementos finitos para o cálculo de deformações e estabilidade de problemas geotécnicos.

O método dos elementos finitos consiste na divisão do domínio do problema em subdomínios ou elementos, cujo comportamento pode ser formulado em função de sua geometria e propriedades, conectadas apenas em alguns pontos (nós), através dos quais interagem entre si.

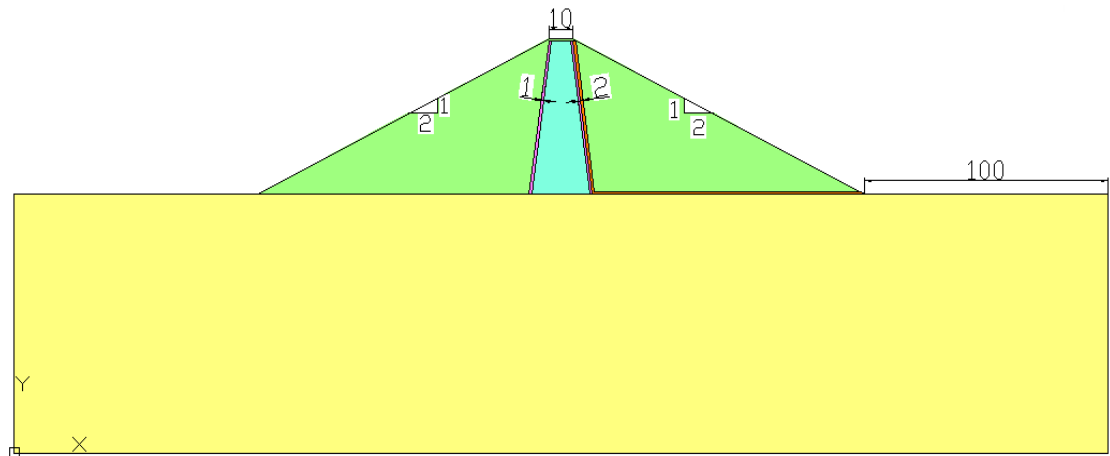
A distribuição da variável que se deseja conhecer no interior de cada elemento é aproximada por uma função de interpolação, obtendo-se um sistema de equações de cada elemento, esse sistema de equações é escrito em forma matricial e é conhecida como matriz de comportamento do elemento. Associando-se o sistema de equações do elemento ao sistema dos elementos adjacentes, tem-se o sistema global de equações para o problema, que é resolvido com a introdução das condições de contorno do problema, assim, obtém-se os valores da variável desejada em cada nó da malha.

### 3.3.1. SEÇÕES TÍPICAS USADAS NAS ANÁLISES

O projeto consistiu em estudar duas seções típicas de barragens de terra. A primeira seção típica hipotética pode-se ver na Figura 3.13, é uma barragem de terra homogênea com um filtro vertical que é muito usada no Brasil, pelas condições topográficas com vales muito abertos e a disponibilidade de material terroso; a segunda seção típica hipotética é uma barragem zonada apresentada na Figura 3.14 que também é muito utilizada pela otimização dos materiais disponíveis na região.



**Figura 3.13.** Seção típica barragem homogênea



**Figura 3.14.** Seção típica barragem zonada

A geometria das seções utilizadas nas análises foram geometrias típicas encontradas na literatura disponível sobre o tema, com dados comuns para projetos dentro do Brasil e países tropicais. Com respeito à malha de elementos finitos, esta foi realizada automaticamente no pacote GeoStudio, para a barragem homogênea tem-se uma malha de

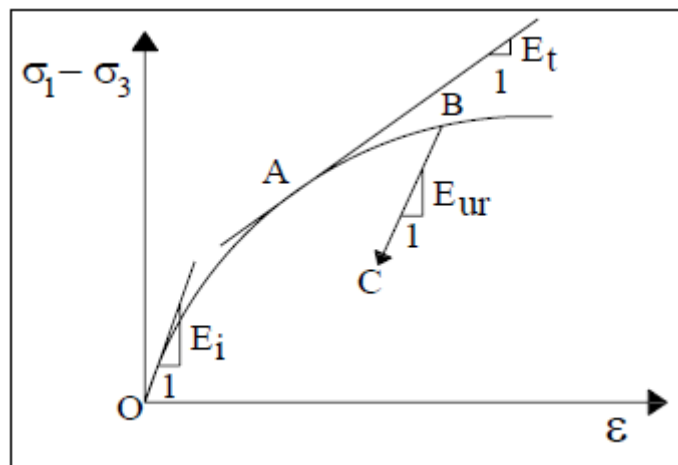
7302 nós e 7109 elementos quadrados e triangulares, por outra parte para a barragem zonada tem-se uma malha de 5945 nós e 5794 elementos quadrados e triangulares.

### 3.3.2. MODELO CONSTITUTIVO USADO NAS ANÁLISES

Pelo fato de ter parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais para os materiais ensaiados optou-se por trabalhar com o modelo constitutivo não linear hiperbólico que foi originalmente atribuído a Kondner (1963) e mais tarde foi modificado por Duncan e Chang (1970).

Este modelo simula a não linearidade do comportamento tensão-deformação do solo, a curva tensão-deformação é hiperbólica e o módulo de rigidez do solo varia com a tensão confinante.

A curva não linear de Duncan & Chang, é uma hipérbole no espaço  $(\sigma_1 - \sigma_3)$  versus a deformação axial  $\epsilon$ , onde três módulos são requeridos, módulo de deformabilidade inicial, módulo de deformabilidade tangente e módulo de deformabilidade descarregamento e carregamento, como pode-se observar na Figura 3.15.



**Figura 3.15.** Curva tensão-deformação para o modelo hiperbólico (kondner, 1963)

A curva anterior pode ser aproximada pela forma da seguinte equação:

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\epsilon_1}{a + b\epsilon_1} \quad (3.13)$$

Sendo:

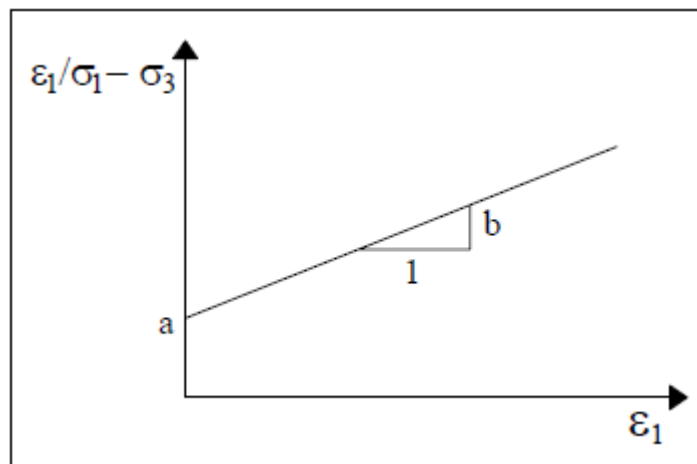
$\sigma_1, \sigma_3$ : tensões principais maior e menor respectivamente



$\varepsilon$ : deformação axial

a e b: constantes determinadas experimentalmente com a tensão confinante ( $\sigma_3$ ), para cada tensão confinante têm-se diferentes constantes a e b.

Com a elaboração de curvas transformadas do tipo  $\frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3}$ , versus  $\varepsilon$ , podem-se obter os valores dos parâmetros a e b. O resultado deste gráfico é uma reta como é possível ver na Figura 3.16, cujo intercepto e inclinação representam esses parâmetros.



**Figura 3.16.** Transformada da curva tensão deformação (Duncan & Chang, 1970)

Da Figura 3.16 pode-se obter o valor de a e b como se apresenta a continuação.

$$a = \frac{1}{Ei} \quad (3.14)$$

Onde a equação para Ei será mostrada a seguir

$$b = \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3.15)$$

Sendo:

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$  : tensão desvio última

A partir da Figura 3.15 podem ser obtidos os diferentes módulos do modelo constitutivo.

O módulo de deformação inicial é uma função da tensão de confinamento e Duncan e Chang (1970) propuseram a seguinte equação para representá-lo.

$$E_i = KP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (3.16)$$

Sendo:

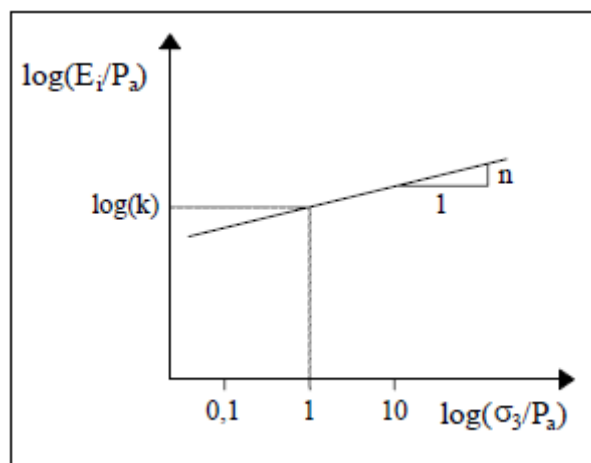
$E_i$  : módulo de deformabilidade inicial

K e n : constantes adimensionais

$\sigma_3$  : tensão de confinamento

$P_a$  : pressão atmosférica

Traçando-se o gráfico  $\log(E_i / P_a)$  versus  $\log(\sigma_3 / P_a)$  como mostra a Figura 3.17, podem se determinar os valores das constantes K e n.



**Figura 3.17.** Variação do módulo de deformabilidade com a tensão de confinamento.

O módulo de deformabilidade tangente foi definido por Duncan & Chang (1970) como é apresentado na seguinte equação.

$$E_t = 1 - \left[ \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \text{sen}\phi)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \text{sen}\phi} \right]^2 E_i \quad (3.17)$$

Sendo:

$E_t$ : módulo de deformabilidade tangente

$E_i$ : módulo de deformabilidade inicial

$\phi$ : ângulo de atrito do solo

$c$ : coesão do solo

$\sigma_1$ : tensão principal maior

$\sigma_3$ : tensão principal menor

$R_f$ : razão entre a assíntota da curva hiperbólica e a máxima resistência cisalhante, representado quanto a curva tensão-deformação se afasta da hipérbole

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ : tensão desvio última

$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$ : tensão desvio na ruptura

O valor do  $R_f$  cresce levemente com o aumento da tensão confinante, mas nesse caso adotou-se um valor único para  $R_f$  o que é comum nas análises numéricas.

O critério de ruptura estabelecido é o critério de Mohr Coulomb, admitindo-se que a coesão e o ângulo de atrito são valores constantes, e o valor de  $(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup}$  é dado por:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_{rup} = \frac{2(c \cos \phi + \sigma_3 \sin \phi)}{1 - \sin \phi} \quad (3.18)$$

Para a implementação do modelo hiperbólico no programa SIGMA/W são necessários os seguintes parâmetros:

- $c$ : coesão
- $\gamma$ : peso específico
- $\phi$ : ângulo de atrito
- $\nu$ : coeficiente de poisson
- $R_f$ : razão de ruptura
- $E_i$ : modulo de deformabilidade inicial

O programa SIGMA/W não utiliza diretamente a equação 3.16, então não é necessário introduzir a função do módulo tangente inicial, o que é preciso, é a função de modulo de

deformabilidade total versus tensão total do material e dessa maneira é obtida a equação do módulo tangente inicial.

### 3.3.3. PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DOS MATERIAIS

Os parâmetros geotécnicos dos materiais de filtro, transições, espaldares e fundação da barragem foram obtidos da literatura encontrada sobre o tema, parâmetros convencionais de tipos de solos comuns para projetos já construídos no Brasil para condições de clima semelhantes. Por outra parte os parâmetros de resistência, deformabilidade e permeabilidade do material do núcleo e do aterro da barragem homogênea foram calculados em base à campanha experimental desenvolvida na pesquisa. Na Tabela 3.1 são apresentadas as propriedades e parâmetros geotécnicos utilizadas nas simulações. Para alimentar o modelo hiperbólico do material de núcleo na barragem zonada e do material do aterro na barragem homogênea, se apresenta a Tabela 3.2 obtida dos resultados dos ensaios triaxiais onde para diferentes tensões confinantes tem-se um módulo de deformabilidade diferente para os três tipos de solo objeto da pesquisa.

**Tabela 3.1.** Parâmetros utilizados nas simulações

Solo	Parâmetros								
	E(kPa)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\nu$	$\Phi(^{\circ})$	c (kPa)	k (m/s)	Ko	Ru	
Solo da Fundação	60000	18	0.35	28	30	1.00E-11	0.5	0.2	
Espaldares de cascalho	60000	20	0.35	38	10	1.00E-04	0.5	0	
Transição	100000	20	0.35	32	0	1.00E-03	0.5	0.05	
Filtros e Drenos	100000	20	0.35	30	0	1.00E-03	0.5	0.05	
Núcleo Argiloso	-	19.1	0.4	27	48	1.00E-09	0.55	0.25	
Solo do aterro (homogênea)	w ótima	-	19.1	0.4	27	48	1.00E-09	0.55	0.25
Núcleo Argiloso	-	18.9	0.4	26	30	5.00E-09	0.56	0.3	
Solo do aterro (homogênea)	w ótima +2%	-	18.9	0.4	26	30	5.00E-09	0.56	0.3
Núcleo Argiloso	-	18.5	0.4	14	50	1.00E-08	0.7	0.5	
Solo do aterro (homogênea)	w ótima +5%	-	18.5	0.4	14	50	1.00E-08	0.7	0.5

**Tabela 3.2.** Módulo de deformabilidade para diferentes tensões totais.

	$\sigma_c'$ (kPa)	$\sigma$ total (kPa)	E (kPa)
<b>w ótima</b>	50	90.9	14000
	100	181.8	22000
	200	363.6	35000
	400	727.3	60000
<b>w ótima +2%</b>	50	89.3	5000
	100	178.6	12000
	200	357.1	24000
	400	714.3	37000
<b>w ótima +5%</b>	50	71.4	3000
	100	142.9	7000
	200	285.7	12000
	400	571.4	22000

## 4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo se apresentam e analisam os resultados dos ensaios de caracterização física, compactação, mineralogia, adensamento e triaxiais, obtidos na campanha experimental para o tipo de solo estudado nas diferentes umidades. Em seguida são apresentadas as simulações e análises de projeto em seções típicas hipotéticas, que serão analisados e discutidos à medida que forem apresentados.

### 4.1. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

#### 4.1.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Na Tabela 4.1 apresentam-se os resultados dos ensaios de umidade natural, peso específico dos sólidos, peso específico natural, densidade dos grãos, análises granulométrica com e sem defloculante, limites de Atterberg, a classificação unificada de solos SUCS e a classificação MCT.

**Tabela 4.1.** Resultados de ensaios de caracterização física e classificação dos solos

	<b>Amostra</b>	<b>Solo campo experimental</b>
<b>Com defloculante</b>	<b>Pedregulho (%)</b>	0
	<b>Areia (%)</b>	58,9
	<b>Silte (%)</b>	24,4
	<b>Argila (%)</b>	16,7
<b>Sem defloculante</b>	<b>Pedregulho (%)</b>	0
	<b>Areia (%)</b>	74,8
	<b>Silte (%)</b>	24
	<b>Argila (%)</b>	1,2
	<b>Peso específico natural - <math>\gamma</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	17,55
	<b>Peso específico real dos grãos - <math>\gamma_s</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	26,87
	<b>Densidade dos grãos - G</b>	2,74
	<b>Umidade natural- <math>W_{nat}</math> (%)</b>	27
	<b>Limite de liquidez – <math>W_L</math> (%)</b>	35,74
	<b>Limite de plasticidade – <math>W_p</math> (%)</b>	23,2
	<b>Índice de plasticidade - IP (%)</b>	12,54
	<b>Classificação SUCS</b>	ML
	<b>Classificação MCT</b>	LA'-LG'

Os resultados das análises granulométricas mostram uma considerável alteração quando se faz a análise com e sem defloculante, o que quer dizer que o solo apresenta agregações de areia e argila, a matriz do solo é predominantemente arenosa e siltosa porque mais de 50% do material ficou retido na peneira de 0,074 mm, mas apresenta pacotes de argila que possivelmente são oriundos do processo de intemperismo que é forte nesse solo.

A amostra foi coletada a 1,5 m de profundidade e é um solo típico do distrito federal que segundo Guimarães (2002), o estado agregado está associado ao processo de alteração que é mais forte em solos com maior concentração de hidróxidos de alumínio (gibbsite), ou seja, a agregação é tanto maior quanto maior é o grau de intemperismo do solo.

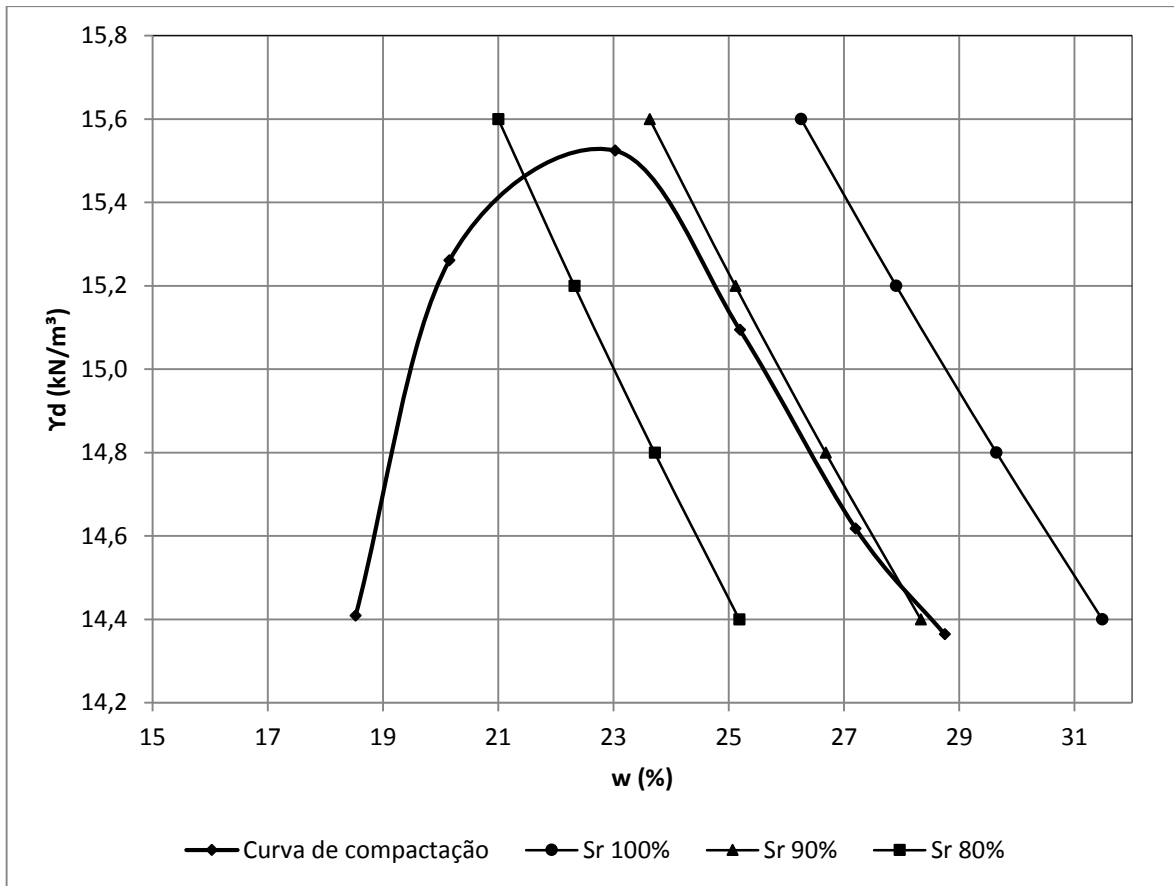
Nos projetos de barragens de terra, a agregação do solo influencia diretamente o desempenho da obra. Os solos mais agregados tem maior quantidade de macroporos então são mais permeáveis e apresentam maior isotropia no comportamento hidráulico e mecânico que os solos não agregados que apresentam uma melhor distribuição da porosidade então tem menor permeabilidade, mas no processo de compactação devido à orientação das partículas tornam-se mais susceptíveis de ter um comportamento hidráulico e mecânico anisotrópico.

Analisando as classificações apresentadas na Tabela 4.1, pode-se ver que o solo da pesquisa coletado no campo experimental de fundações da UnB é classificado pelo SUCS como um ML silte de baixa plasticidade, esta classificação não é coerente com a análise tátil-visual do material, nem com a análise granulométrica, porque tem predomínio de areia e silte e a presença de argila é importante. Na prática, o solo de Brasília tem um comportamento mais parecido com uma argila por isso é conhecido como argilas porosas de Brasília.

A classificação MCT tradicional e expedita, classifica o solo como LA'-LG' porque o solo se apresenta na interface entre as duas classes, ou seja que o solo é um solo arenoso laterítico e solo argiloso laterítico, o que é muito mais coerente com a análise tátil-visual e comportamento do solo.

#### **4.1.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO**

A Figura 4.1 apresenta a curva de compactação do ensaio de Proctor Normal e as curvas de saturação para 100%, 90%, e 80%.



**Figura 4.1.** Curva de compactação solo campo experimental UnB

Pode-se observar na curva de compactação que os valores de umidade ótima e peso específico seco máximo para o solo em estudo foram 23% e 15,52 kN/m<sup>3</sup> respectivamente. É importante ressaltar que o ponto da curva representado por esses valores encontra-se com um grau de saturação entre 80 e 90%, mais próximo do 90%.

Observa-se na curva de compactação a influência da fração areia e silte na forma da curva, porque a curva apresenta um formato fechado com um peso específico seco alto.

Com os resultados do ensaio de compactação foram obtidos os parâmetros de moldagem dos corpos de prova para os ensaios de adensamento, permeabilidade e triaxiais, foram definidas as umidades de 23%, 25% e 28% para fazer os ensaios e analisar o comportamento desse material para ser utilizado na construção de barragens de terra.



#### **4.1.3. ENSAIO DE MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL)**

A caracterização microestrutural foi realizada utilizando a análise com microscópio eletrônico de varredura (MEV), utilizando um equipamento JSM 5910 MV fabricado pela JEOL, em amostras compactadas nos diferentes teores de umidade da pesquisa e previamente submetidas ao processo de metalização com ouro.

O estudo da microestrutura do solo compactado foi realizado qualitativamente, avaliando a influência dos diferentes teores de umidade durante a compactação, na formação da estrutura do solo. A análise da microestrutura dos solos compactados tem um importante papel na interpretação dos resultados dos outros ensaios realizados.

As Figuras 4.2 a 4.4 apresentam as imagens das superfícies observadas após a quebra e desidratação das amostras, obtidas no MEV para os três teores de umidade da pesquisa (23%, 25% e 28%), com ampliações de 250, 1000 e 5000 vezes o tamanho original. A partir dessas imagens pode-se observar que embora os solos sejam compactados, apresentam uma estrutura bastante porosa.

Das imagens pode-se observar que o solo no estado agregado é constituído por macroporos entre os agregados e microporos no interior deles. A Figura 4.4 a, 4.4 b e 4.4c mostra que dentro dos agregados podem existir poros de tamanho importante.

Na umidade ótima de compactação, os agregados formam uma estrutura de solo mais densa e massiva, o elevado valor da densidade do solo deve-se à baixa resistência à deformação dos agregados, que se deformam e quebram facilmente reduzindo os poros entre agregações. Por outro lado no ramo úmido, mais evidenciado na amostra com 28% de umidade, devido à hidratação, a matriz argilosa é mais desenvolvida, envolve os grãos de silte e fecha os microporos.

As feições mais características encontradas mostram formas que tendem à arredondada, com cantos bem suaves e dimensões da ordem de 5 a 20  $\mu\text{m}$  de diâmetro (Figura 4.3b e 4.4b), mas podem alcançar os 30 ou 40  $\mu\text{m}$  em agregados que se podem observar mais facilmente na amostra compactada no ramo super úmido (Figura 4.3c e 4.4c). Nas Figuras 4.2a, 4.3a e 4.4a não é tão fácil identificar os grãos individualizados, como acontece nas amostras compactadas acima da umidade ótima.

A textura observada para pequenos aumentos (250x) é mais ou menos similar nas amostras com 23%, 25% e 28% de umidade. Para aumentos maiores (1000x e 5000x) pode-se

observar que a amostra compactada na umidade ótima tem vários tamanhos e formas de partículas com uma textura compacta, enquanto no lado úmido da curva de compactação as partículas são mais suaves e arredondadas.

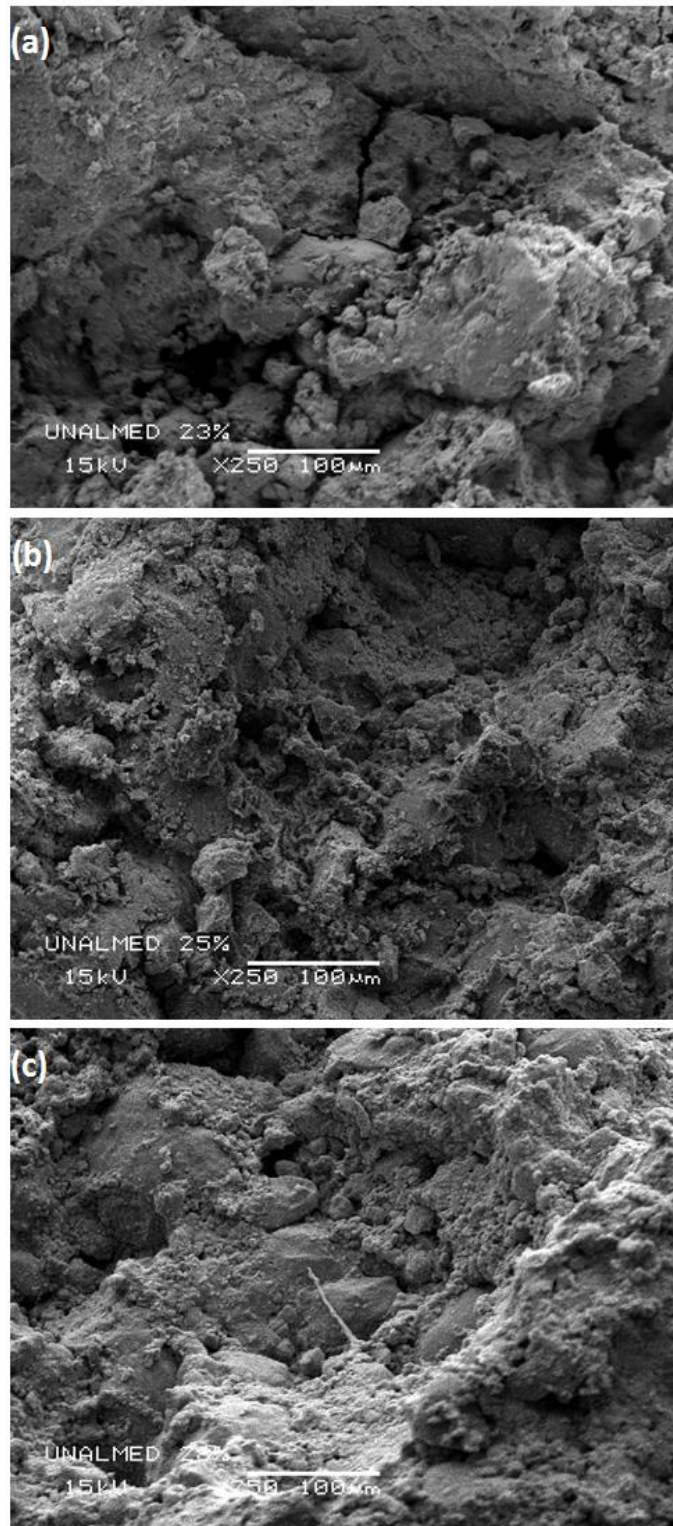
No ramo úmido é possível visualizar as cavidades deixadas pelos grãos no processo de quebra, além da homogeneidade da superfície, também é possível observar poucos microporos com abertura superior a 5  $\mu\text{m}$ .

Nas imagens obtidas no MEV para 5000x de aumento, observam-se agregações regulares de areia, silte e argila, com contato grão a grão, com textura superficial rugosa e com presença de microporos com aberturas de diâmetro menor a 1  $\mu\text{m}$ . (Figura 4.4a, 4.4b, 4.4c). Estas medidas de diâmetro dos poros são bidimensionais, então não são 100% realísticas, mas dá uma ideia do tamanho dos poros, tamanho e forma dos grãos.

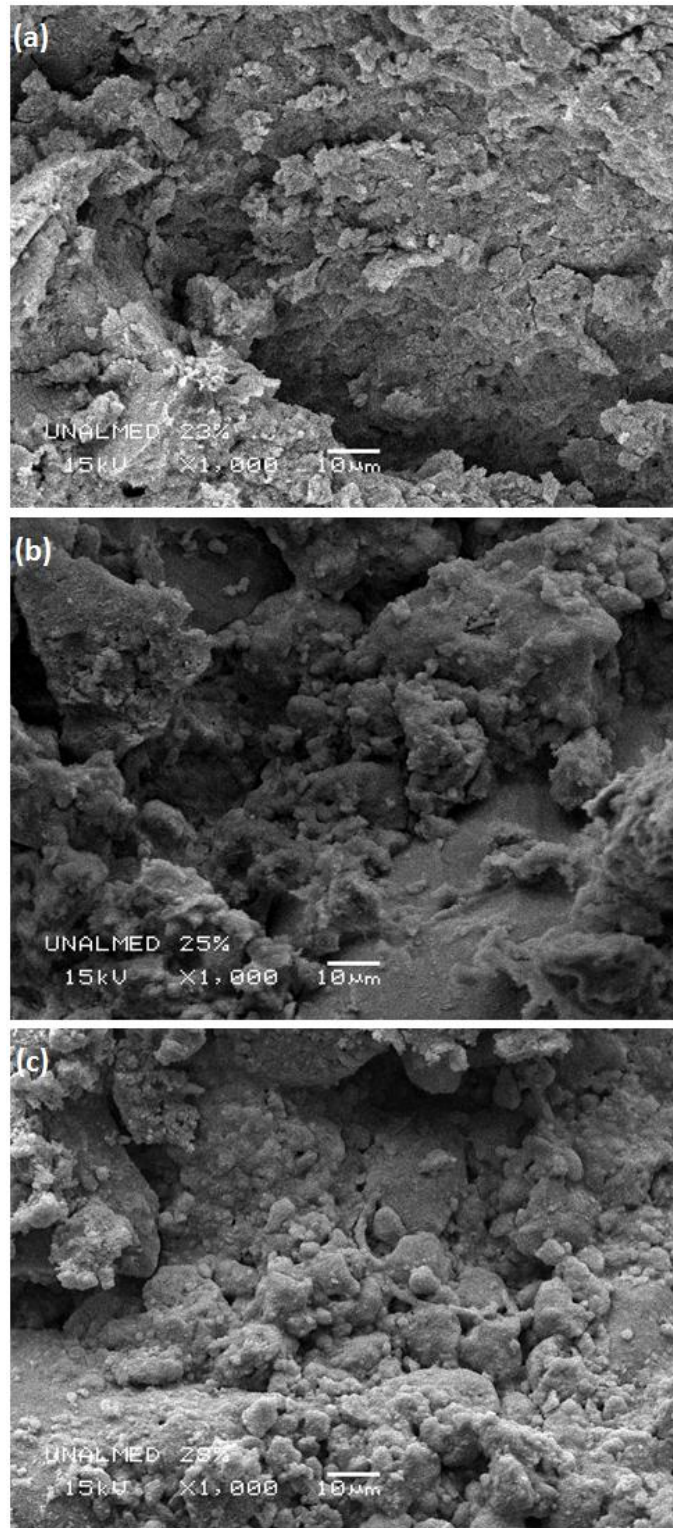
A desvantagem da Microscopia eletrônica de varredura é conseguir selecionar uma amostra representativa, porque a área do porta-espécime é pequena (1  $\text{cm}^2$  aproximadamente), então existe a possibilidade de analisar e identificar feições particulares e não gerais.

Neste tipo de solo se evidencia que o fenômeno de agregação de partículas é mais importante do que o fenômeno coloidal sugerido por Lambe (1958), porque no ramo úmido a estrutura do solo não chega a ser homogênea e orientada. Neste caso os resultados da MEV mostram que esse tipo de solo se comporta como os solos apresentados por Cetin *et al.* (2007) e Mitchell (1993), onde compactados no ramo seco apresentam uma orientação aleatória e torna-se cada vez mais orientada quando aumenta o teor de umidade do solo, até a umidade ótima, mas revelam que depois de ultrapassar a umidade ótima, o grau de orientação preferencial de partículas diminui, ao invés do ponto de vista geralmente aceito na mecânica de solos clássica e em estudos anteriores.

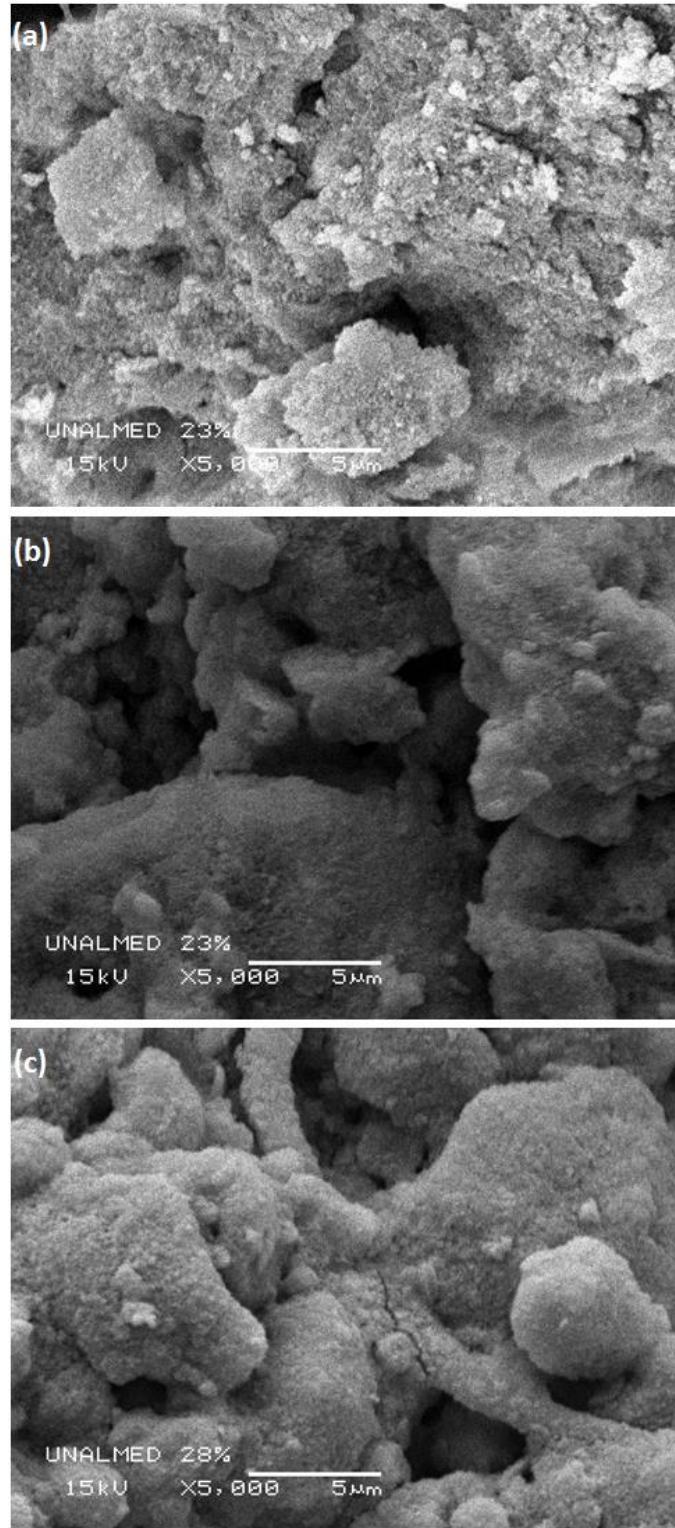
Na Figura 4.2a e na Figura 4.4c é possível observar a presença de uma trinca que pode ter sido causada pelo processo de congelamento e secagem do solo previamente à análise no microscópio.



**Figura 4.2.** Imagens obtidas no MEV para x 250 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.



**Figura 4.3.** Imagens obtidas no MEV para x 1000 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.



**Figura 4.4.** Imagens obtidas no MEV para x 5000 de aumento: (a) Imagem do solo compactado com 23% de umidade; (b) Imagem do solo compactado com 25% de umidade; (c) Imagem do solo compactado com 28% de umidade.

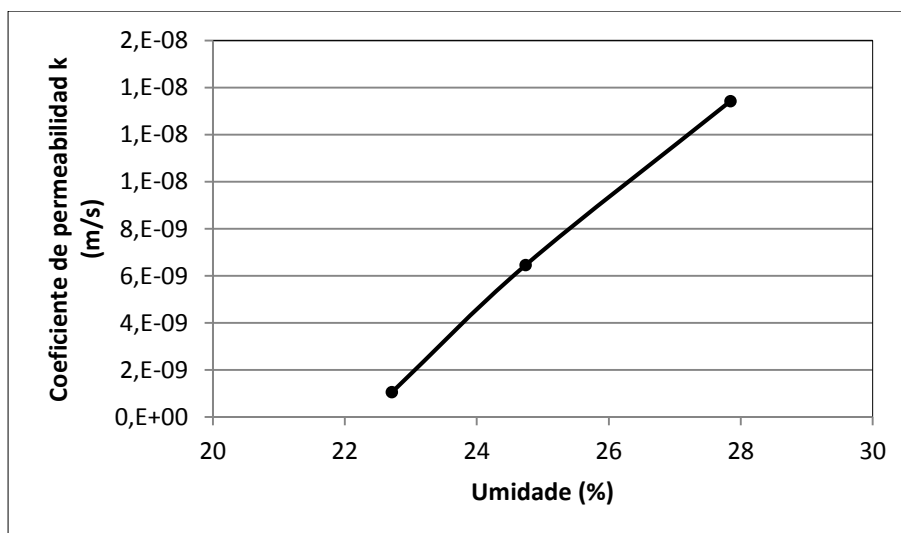
#### 4.1.4. ENSAIO DE PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL

A Tabela 4.2 e a Figura 4.5 apresentam os valores dos coeficientes de permeabilidade de carga variável realizados para os corpos de prova compactados na direção de fluxo vertical assumindo a isotropia deste parâmetro no aterro da barragem.

**Tabela 4.2.** Coeficiente de permeabilidade para diferentes umidades de compactação

Umidade (%)	$K_{20}$ (m/s)
22,71	1,05E-09
24,74	6,45E-09
27,84	1,34E-08

Pode-se observar que a permeabilidade do solo compactado na umidade ótima é menor do que a permeabilidade dos solos compactados no ramo úmido da curva, pois este possui menores valores de porosidade e conseqüentemente oferece maior dificuldade para a percolação da água, no ramo úmido a permeabilidade é maior porque possivelmente as mudanças na estrutura do solo produto do aumento da umidade de compactação neste tipo de solo, geram agregações de partículas que contém grandes macroporos aumentando a permeabilidade.



**Figura 4.5.** Coeficiente de permeabilidade para três umidades de compactação.

#### 4.1.5. ENSAIOS OEDOMÉTRICOS.

A Figura 4.6 apresenta a curva de compressibilidade obtida nos ensaios saturados para as três umidades estudadas e a Figura 4.7 mostra a curva de compressibilidade normalizada com o índice de vazios inicial para as três umidades. Esses gráficos representam a variação do índice de vazios com o acréscimo de pressão nos corpos de prova analisados.

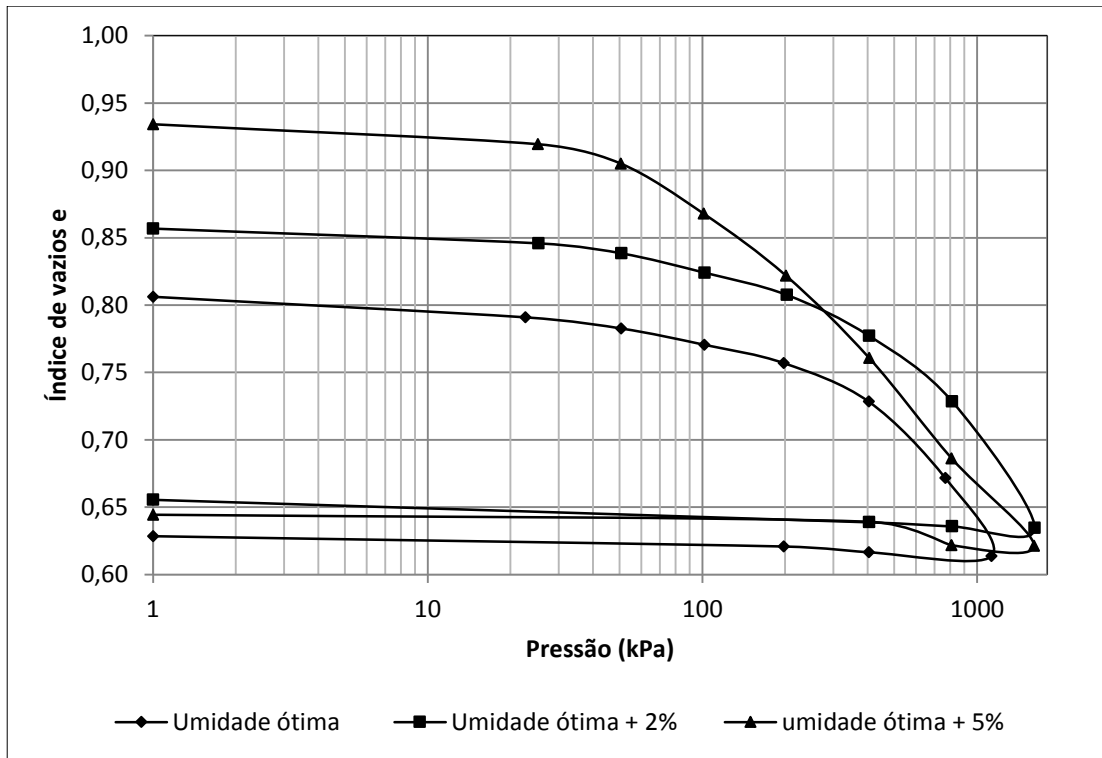


Figura 4.6. Curva de compressibilidade para as três umidades de compactação.

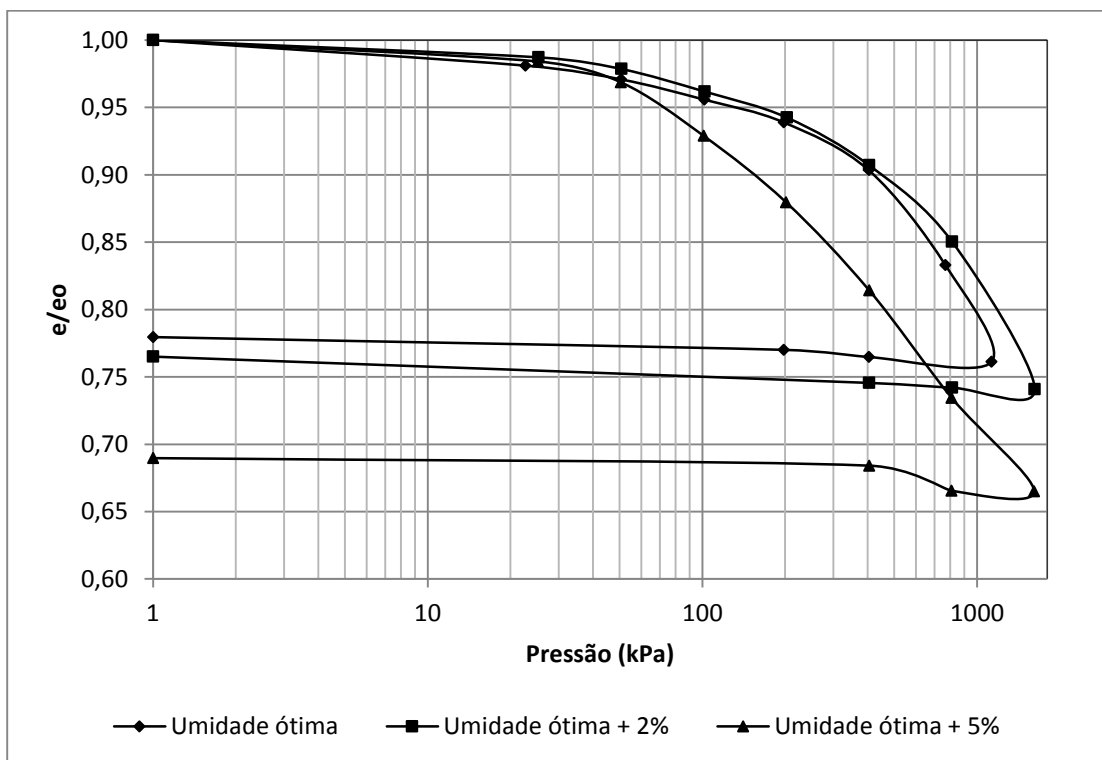


Figura 4.7. Curva de compressibilidade normalizada para as três umidades de compactação.

Pode-se observar como a compressibilidade é menor para solos compactados com menores teores de umidade, para a umidade de compactação de 28% apresenta-se a maior compressibilidade, evidenciada pela inclinação da curva de compressibilidade. A diferença das outras duas curvas que são aproximadamente paralelas. É importante ressaltar também que embora os corpos de prova tenham sido elaborados com material compactado a diferentes umidades o que gerou diferentes índices de vazios iniciais, quando foram submetidos a elevados níveis de tensões os índices de vazios finais dos corpos de prova tenderam a serem próximos, como pode-se ver na Figura 4.6.

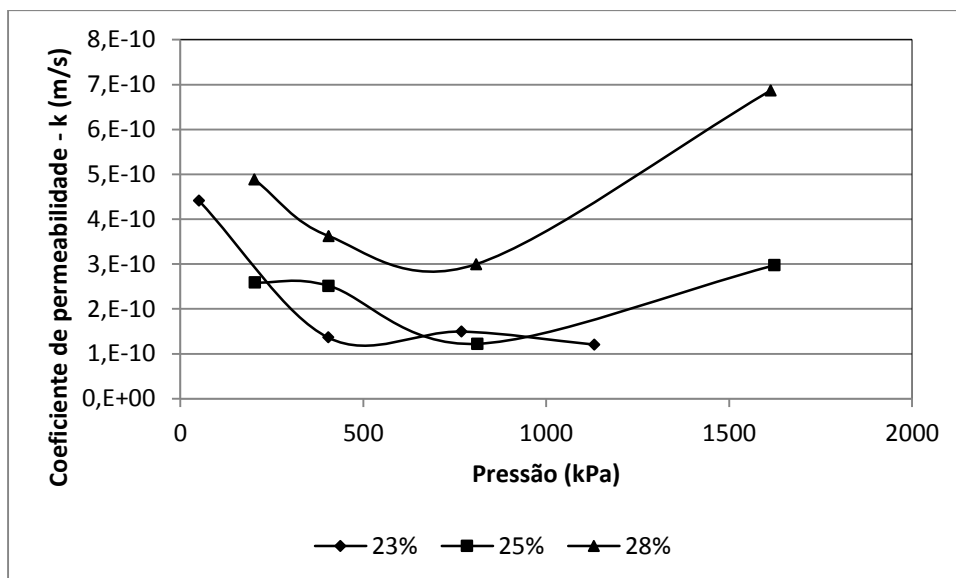
No ensaio de adensamento é possível obter a permeabilidade do solo para os diferentes níveis de tensões do ensaio como se apresenta na Tabela 4.3 e na Figura 4.8, Onde é possível constatar que em geral para níveis de carregamentos maiores a permeabilidade diminui pelo processo de redução do índice de vazios.

**Tabela 4.3.** Coeficiente de adensamento e coeficiente de permeabilidade para diferentes tensões

Umidade de compactação	Pressão (kPa)	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s)	k (m/s)
23%	50,7	5,33E-03	4,42E-10
	403,9	1,65E-03	1,36E-10
	767,7	1,81E-03	1,50E-10
	1130,9	1,46E-03	1,21E-10
25%	203,5	3,37E-03	2,58E-10
	405,3	3,27E-03	2,51E-10
	812,0	1,59E-03	1,22E-10
	1623,3	3,87E-03	2,97E-10
28%	201,7	4,96E-03	4,89E-10
	405,1	3,68E-03	3,62E-10
	808,5	3,04E-03	3,00E-10
	1613,3	6,97E-03	6,87E-10

Esses valores de coeficiente de permeabilidade são pouco precisos em vista da dificuldade de avaliar o coeficiente de adensamento e o coeficiente de variação volumétrica que são obtidas a partir dos gráficos de adensamento.

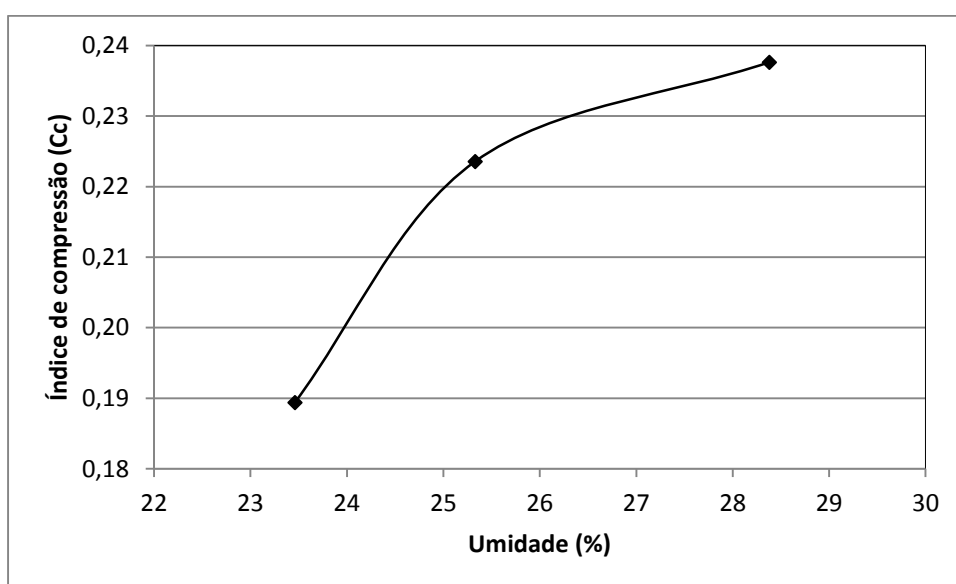




**Figura 4.8.** Coeficientes de permeabilidade para diferentes tensões

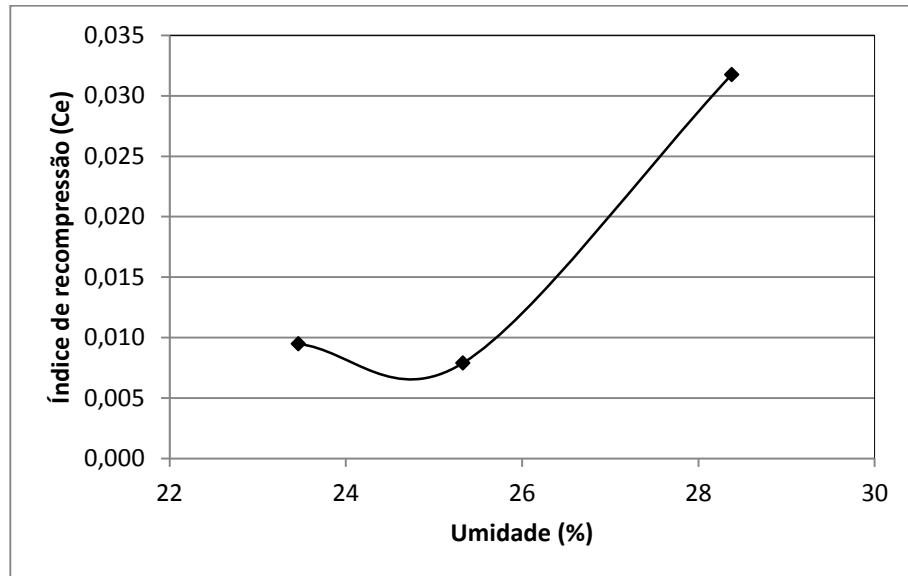
Os valores altos de permeabilidade para as tensões maiores (1600 kPa) tanto para o solo compactado com 25% e 28% de umidade, pode-se dever a um erro no cálculo do  $t_{90}$  com o método gráfico de Taylor, pois quando os gráficos tem um formato estranho, torna-se difícil o cálculo destes parâmetros.

Visando analisar a influência da compactação nos parâmetros relativos à deformação vertical do solo, apresenta-se na Figura 4.9 a variação do índice de compressão  $C_c$  em função da umidade de compactação. O ponto que corresponde à umidade ótima foi o que apresentou menor valor de índice de compressão o que é coerente com os resultados esperados, pois a maior umidade de compactação, maior compressibilidade.



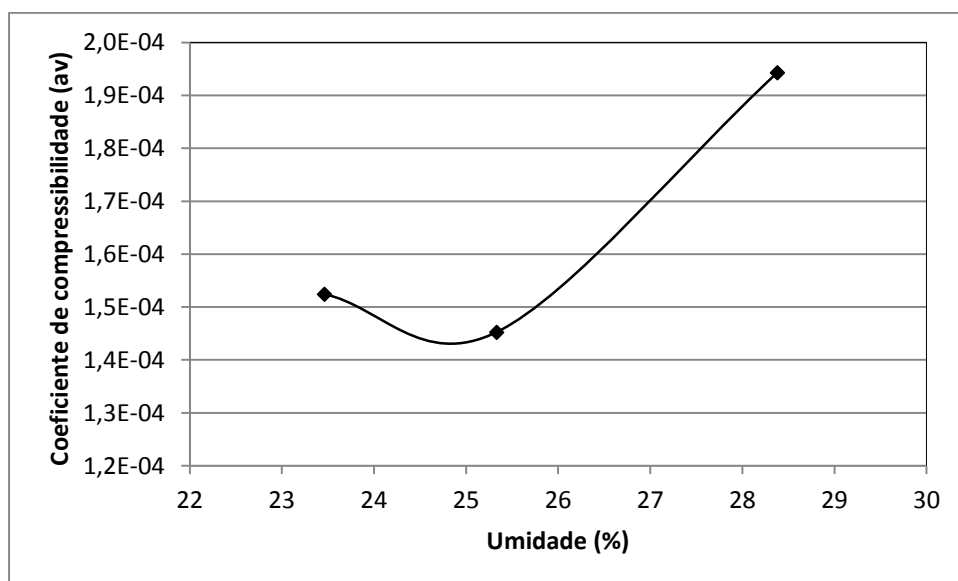
**Figura 4.9.** Índice de compressão para diferentes umidades

Apresenta-se também na Figura 4.10 a variação do índice de recompressão para as diferentes umidades de compactação, observando-se que para maiores umidades, o valor deste parâmetro é maior.

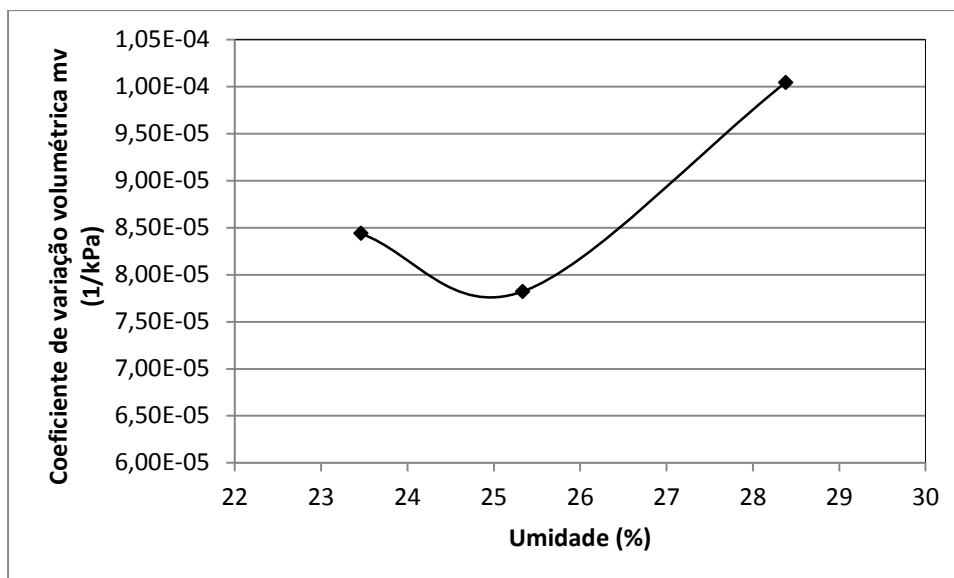


**Figura 4.10.** Índice de recompressão para diferentes umidades.

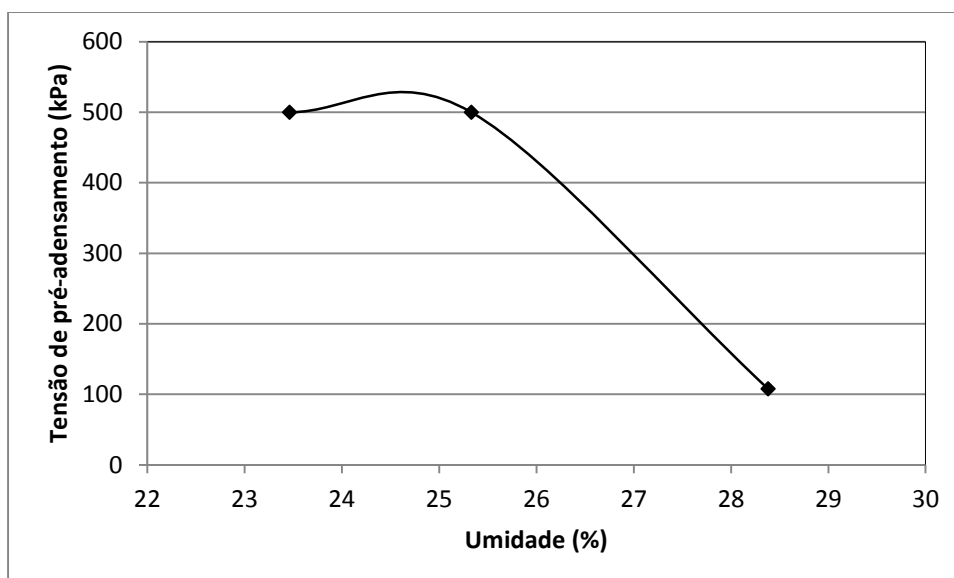
Apresenta-se a influência da compactação nos parâmetros relativos à compressibilidade do solo como são, coeficiente de compressibilidade  $a_v$  (Figura 4.11), coeficiente de variação volumétrica  $m_v$  (Figura 4.12) e tensão de pré-adensamento  $P_a$  (Figura 4.13), nesta última observa-se como para a umidade ótima e para a umidade ótima +2% os valores de  $P_a$  são iguais e se reduz significativamente para umidade ótima +5% devido ao amolecimento do material devido à umidade e o aumento do índice de vazios.



**Figura 4.11.** Coeficiente de compressibilidade para diferentes umidades.



**Figura 4.12.** Coeficiente de variação volumétrica para diferentes umidades



**Figura 4.13.** Tensão de pré-adensamento para diferentes umidades

#### 4.1.6. ENSAIOS TRIAXIAIS TIPO CD

Esta seção apresenta os resultados dos ensaios triaxiais adensados isotropicamente e drenados (CD), com corpos de prova compactados em diferentes umidades, realizados seguindo trajetórias de tensões efetivas convencionais (carregamento axial), com tensões efetivas de confinamento de 50, 100, 200 e 400 kPa.

Os resultados obtidos evidenciam a existência de dois tipos de superfícies de ruptura que se mostram na Figura 4.14, sendo que o tipo de ruptura da Figura 4.14a foi obtido no corpo de prova compactado na umidade ótima e o tipo de ruptura apresentado na Figura 4.14b foi obtido nos corpos de prova compactados no ramo úmido.



**Figura 4.14.** Tipos de ruptura dos ensaios triaxiais.

Os eixos de tensões utilizadas para a apresentação de resultados correspondem às convenções de Cambridge:

$$p' = \frac{(\sigma_1' + 2\sigma_3')}{3} \quad (4.1)$$

$$q = (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4.2)$$

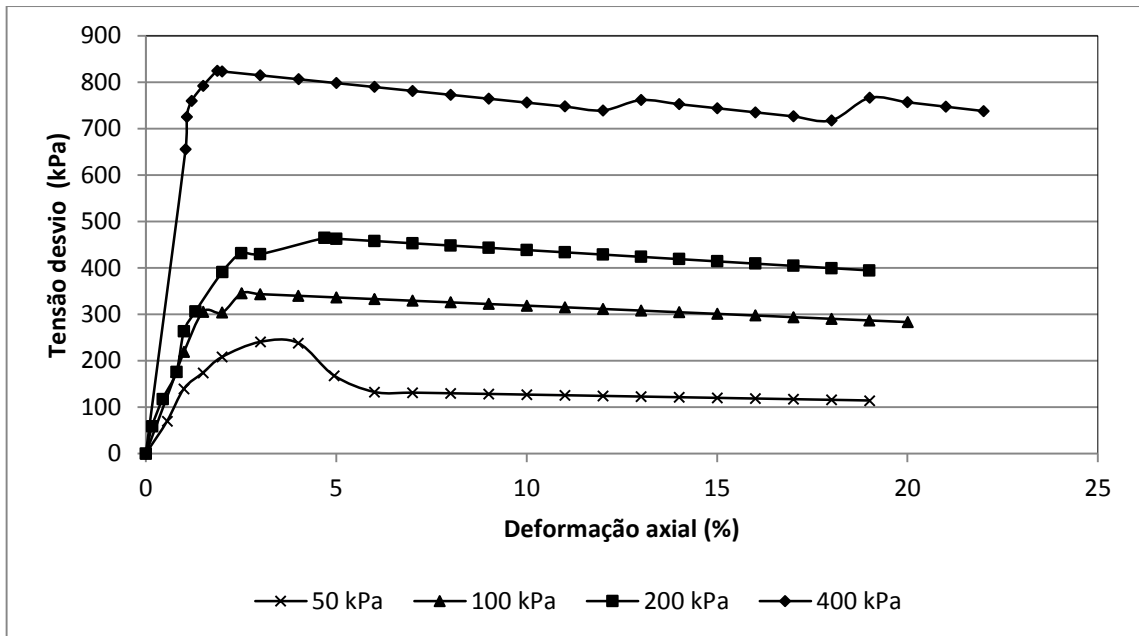
Os parâmetros de resistência ao cisalhamento  $c'$  e  $\phi'$ , foram obtidos a partir de envoltórias de resistência ao cisalhamento traçadas no plano  $s'$  vs  $t$  conforme às definições de lambe & Whitman em 1969:

$$s' = \frac{(\sigma_1' + \sigma_3')}{2} \quad (4.3)$$

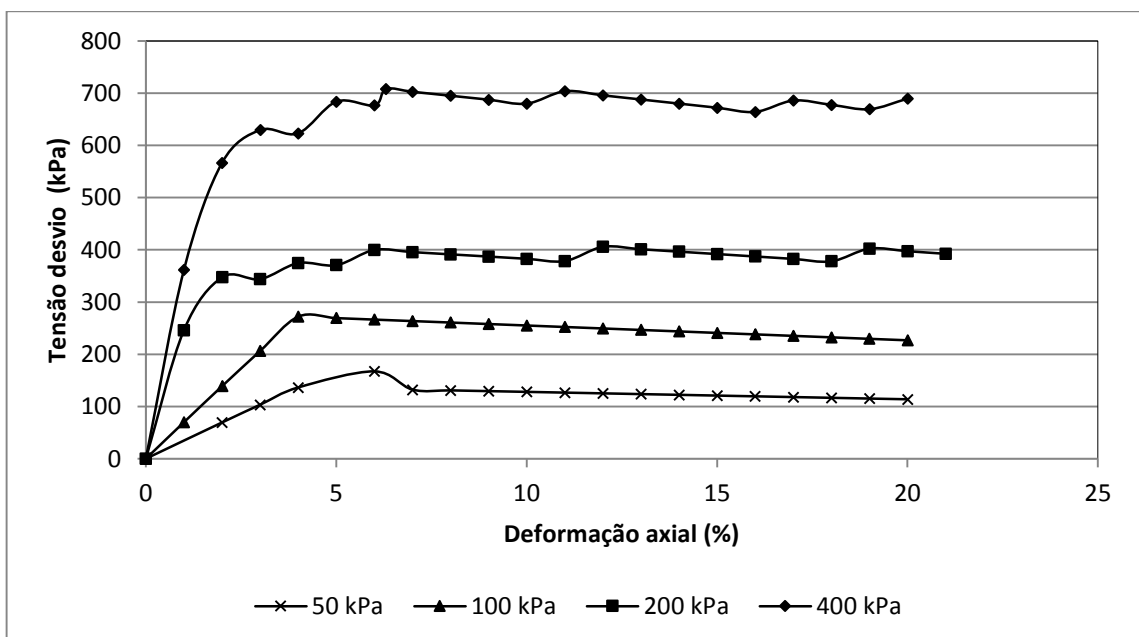
$$t = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2} \quad (4.4)$$

É importante ressaltar que não foram aplicadas correções de tensão devidas à influência da membrana e pedras porosas, pois dada a resistência elevada das amostras estudadas, este valor pode ser considerado desprezível.

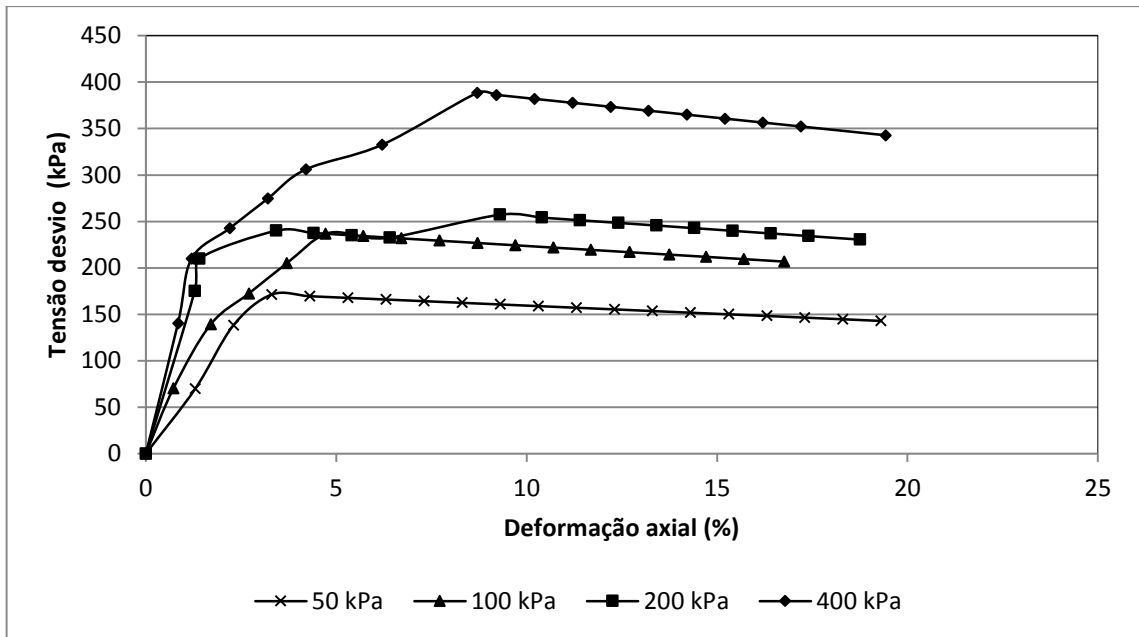
As Figuras 4.15, 4.16 e 4.17 mostram os gráficos de tensão desvio versus deformação axial para as amostras compactadas com teores de umidade ótima, ótima +2% e ótima +5% respectivamente, é importante ressaltar que as curvas foram construídas com muitas leituras de tensão e deformação realizadas pelo software de aquisição de dados, mas com o objetivo de simplificar, foram plotados somente alguns pontos mais representativos.



**Figura 4.15.** Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima.



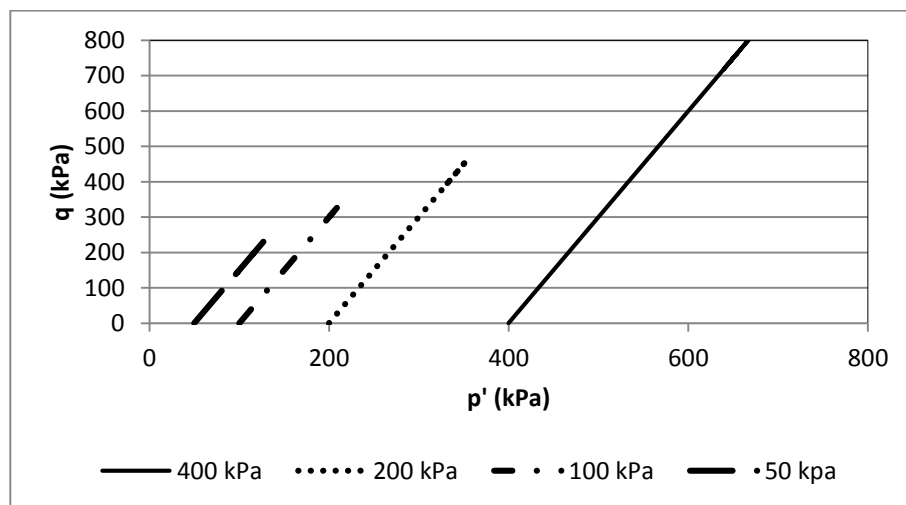
**Figura 4.16.** Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima +2%



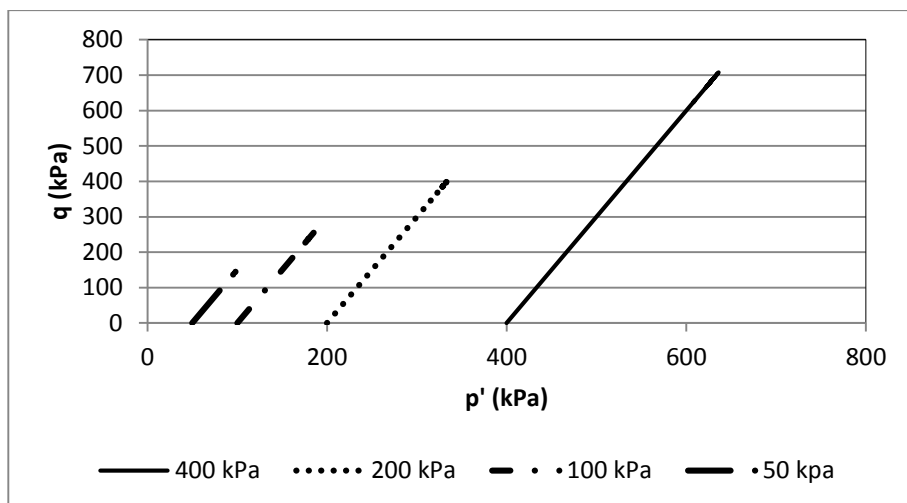
**Figura 4.17.** Resultados compressão triaxial tipo CD para o solo compactado na umidade ótima +5%

Observando os gráficos da tensão desvio versus deformação axial, pode-se ver que os resultados apresentam um aumento da rigidez do solo à medida que aumenta a tensão efetiva de confinamento para os três tipos de solos, e uma diminuição marcante da tensão desvio máxima e da rigidez do solo à medida que aumenta a umidade de compactação. A tensão desvio máxima para o solo compactado com 28% de umidade foi da ordem de 50% da tensão de desvio máxima para o solo compactado com 23% de umidade (umidade ótima). A deformação na ruptura para todos os corpos de prova foi da ordem de 4% a 6%.

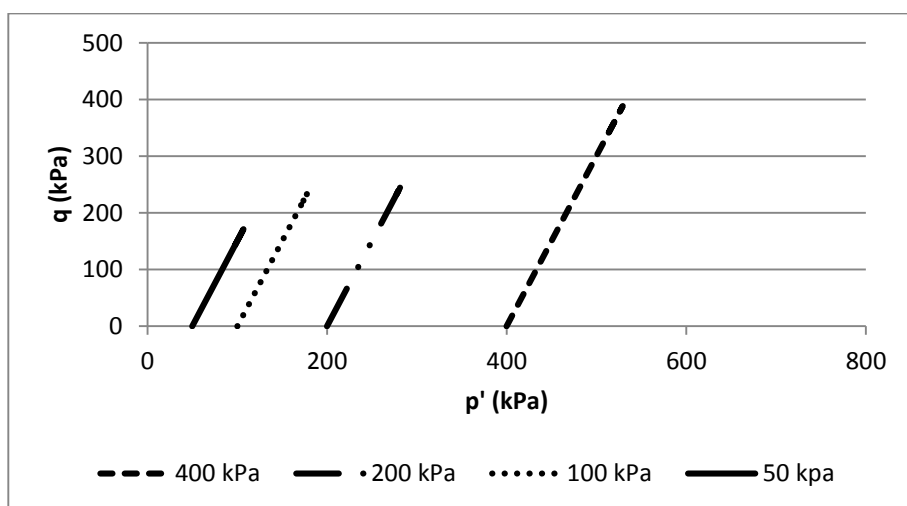
As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 mostram as trajetórias de tensões efetivas no plano  $p'$  versus  $q$ , para os ensaios realizados.



**Figura 4.18.** Trajetória de tensão efetiva para o solo compactado na umidade ótima



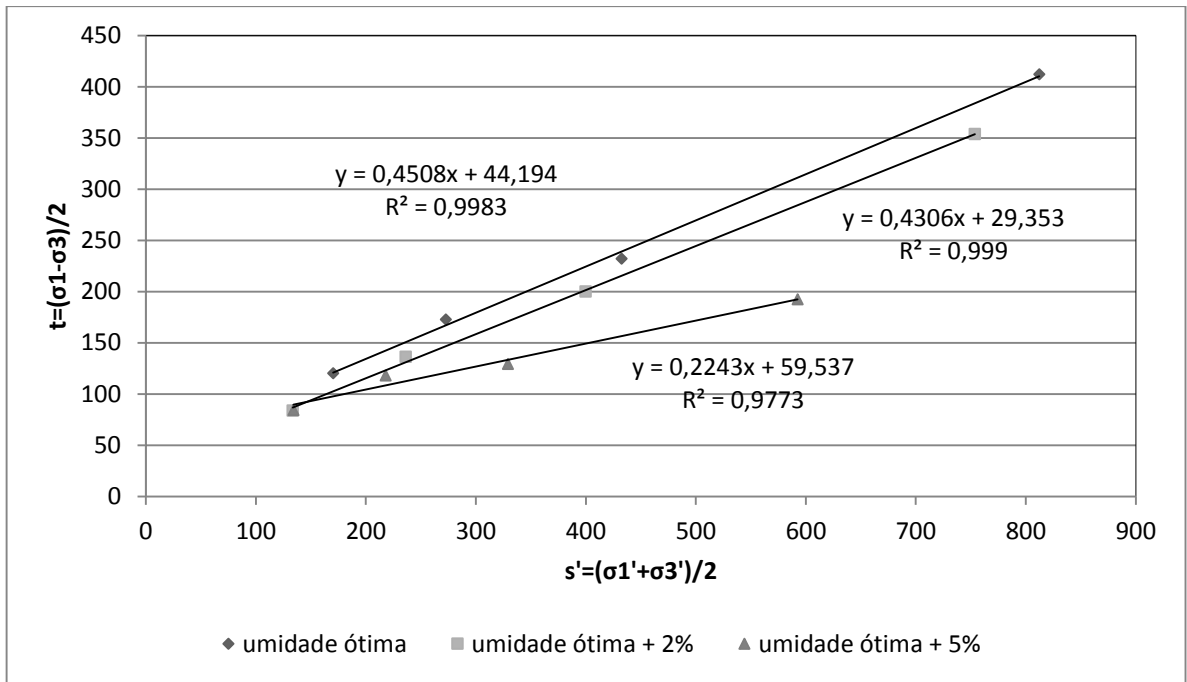
**Figura 4.19.** Trajetória de tensões efetivas para o solo compactado na umidade ótima +2%.



**Figura 4.20.** Trajetória de tensões efetivas para o solo compactada na umidade ótima +5%

A partir dos máximos das trajetórias de tensões efetivas no espaço  $s'$  versus  $t$ , foi estabelecida uma envoltória de ruptura linear para cada tipo de solo ensaiado (Figura 4.21). A reta foi obtida através do ajuste linear para o máximo  $q$ , para as quatro tensões confinantes do ensaio nas diferentes umidades analisadas na pesquisa.

Pode-se observar na Figura 4.21 que as retas correspondentes a 23% e 25% de umidade de compactação são mais ou menos paralelas, o que significa que o ângulo de atrito vai ser muito parecido para os dois casos, mas o intercepto com o eixo  $y$  tem um valor menor para o solo compactado com 25% de umidade, o que quer dizer que a coesão diminui com esse aumento de 2% de umidade.



**Figura 4.21.** Diagrama s' versus t para as três umidades de compactação.

Para o solo compactado com 28% de umidade a curva tem uma menor inclinação o que quer dizer que o ângulo de atrito diminui consideravelmente, mas observa-se um aumento da coesão que pode dever-se à estrutura que forma o solo quando é compactado em umidades muito acima da umidade ótima, formando agregações de argila e silte, como foi observado nas imagens do Microscópio eletrônico de varredura (Figura 4.3c e 4.4c)

Na Tabela 4.4 se apresenta o quadro resumo com os parâmetros de resistência, ângulo de atrito e coesão obtidos dos ensaios triaxiais.

**Tabela 4.4.** Parâmetros efetivos para o solo nas três umidades de compactação.

PARÂMETROS EFETIVOS		
	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)
<b>w ótima</b>	27,0	48
<b>w ótima +2%</b>	26,0	30
<b>w ótima +5%</b>	14,0	51

De uma maneira geral, os ensaios apresentaram resultados que já eram esperados, os parâmetros de resistência são melhores para o solo compactado na umidade ótima, e piores para o solo compactado na umidade ótima +5%, tal fato mostra o aumento da resistência gerado pelo processo de compactação na umidade ótima.



Os módulos de deformabilidade a 50% da resistência última ( $E_{50\%}$ ) foram calculados a partir das curvas de tensão desvio versus deformação axial e são apresentados na Tabela 4.5.

**Tabela 4.5.** Módulo de deformabilidade para os três tipos de solos a diferentes tensões confinantes.

	$\sigma'_c$ (kPa)	E (kPa)
<b>w ótima</b>	50	14150
	100	22440
	200	27370
	400	62470
<b>w ótima +2%</b>	50	4660
	100	8510
	200	24980
	400	37250
<b>w ótima +5%</b>	50	3510
	100	5900
	200	12920
	400	19410

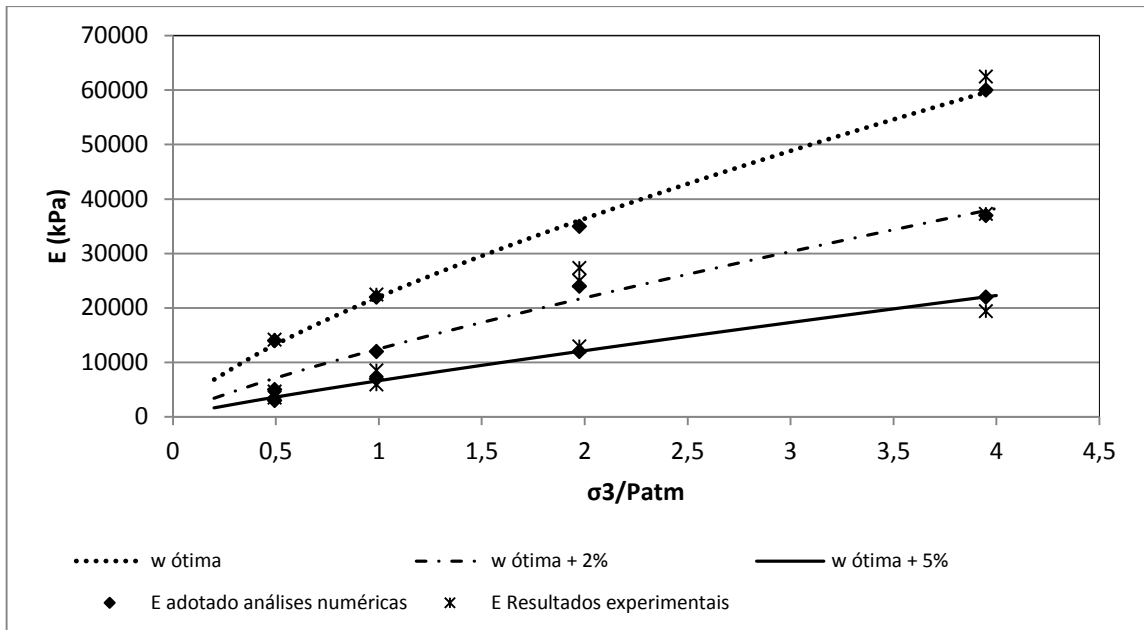
A partir dos resultados de módulos de deformabilidade apresentados na Tabela 4.5 foi encontrada uma relação entre o módulo de deformabilidade e a tensão confinante para cada tipo de solo analisado e posteriormente se encontrou uma relação entre esse módulo de deformabilidade e a umidade do solo durante o processo de compactação. Baseando-se na teoria do modelo não linear hiperbólico proposto por Duncan & Chang (1970).

$$E_i = KP_a \left( \frac{\sigma_3}{P_a} \right)^n \quad (4.1)$$

Onde,

$P_a$ : Pressão atmosférica, assumida como 101,3 kPa

Na Figura 4.22 é apresentada essa relação para o solo compactado nas três umidades da pesquisa procurando que o fator  $R^2$  de cada uma das curvas fosse igual a 1. Na Tabela 4.5 se apresentam os valores calculados das constantes  $k$  e  $n$  de cada uma das curvas.



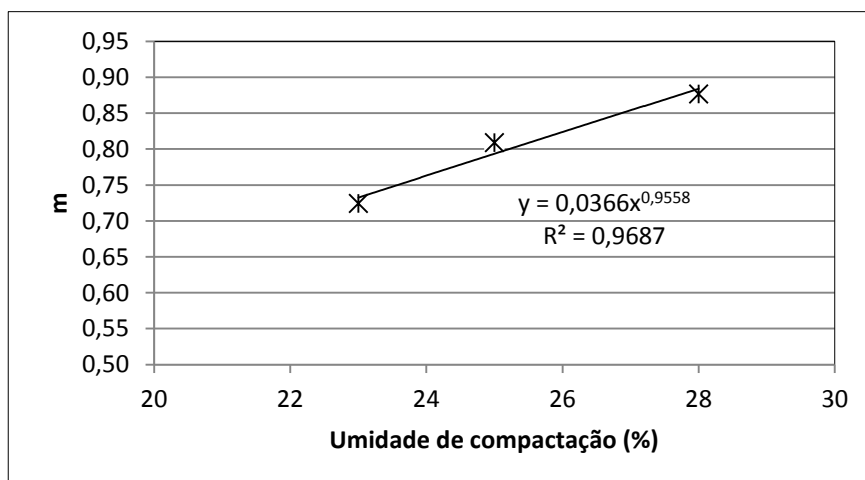
**Figura 4.22.** Relação entre módulo de deformabilidade e tensão de confinamento

Pode-se observar a clara relação entre estes dois parâmetros e também como os pontos experimentais são parecidos com os pontos da curva. Na tabela 4.6 se apresentam os valores dos parâmetros k e m para as três umidades de compactação.

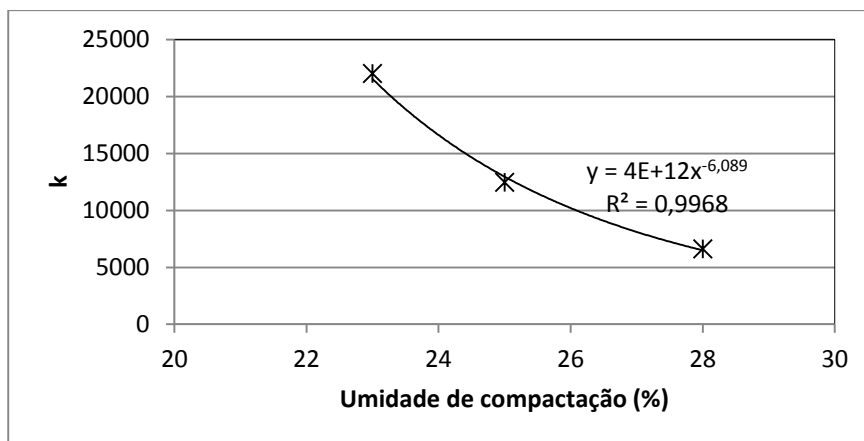
**Tabela 4.6.** Parâmetros k e m para as três umidades de compactação

w (%)	k	m	R <sup>2</sup>
23	22036,460	0,724	0,998
25	12468,300	0,809	0,982
28	6612,192	0,877	0,997

A partir dos valores k e m, pode-se estabelecer as relações com a umidade de compactação para esse tipo de solo (Figura 4.23 e 4.24), devendo posteriormente ser validados com outros ensaios.



**Figura 4.23.** Relação entre m e umidade de compactação



**Figura 4.24.** Relação entre k e umidade de compactação

## 4.2. SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Neste capítulo é importante salientar que todas as análises foram realizadas utilizando os parâmetros de resistência obtidos dos ensaios triaxiais tipo CD.

Assim, são apresentadas as análises realizadas nas duas seções hipotéticas, uma barragem zonada e outra homogênea com o material compactado na umidade ótima, na umidade ótima +2% e na umidade ótima +5%. São apresentados os resultados de percolação, estabilidade de taludes e tensão-deformação para seis barragens analisadas.

### 4.2.1. ANÁLISES DA PERCOLAÇÃO

Em projetos de barragens o controle do fluxo através de ombreiras, maciço e fundações constitui uma das análises fundamentais para a segurança da obra (Cruz, 1996). A percolação de água formando *piping* é uma causa comum de rupturas em barragem de terra.

A análise de percolação foi realizada no programa SEEP/ W e visou à obtenção de redes de fluxo, gradientes hidráulicos, poropressões e vazões no decorrer das etapas construtivas da barragem, estas informações são importantes para dimensionamento de sistemas de drenagem, sistemas de impermeabilização e obtenção de parâmetros para estudos posteriores de estabilidade de taludes e análise de tensão-deformação.

#### 4.2.1.1. REGIME PERMANENTE DE OPERAÇÃO

##### Barragem homogênea

As linhas equipotenciais e a linha freática estão apresentadas nas Figuras 4.25, 4.26 e 4.27, para a barragem homogênea compactado na umidade ótima, umidade ótima +2% e na umidade ótima +5% respectivamente.

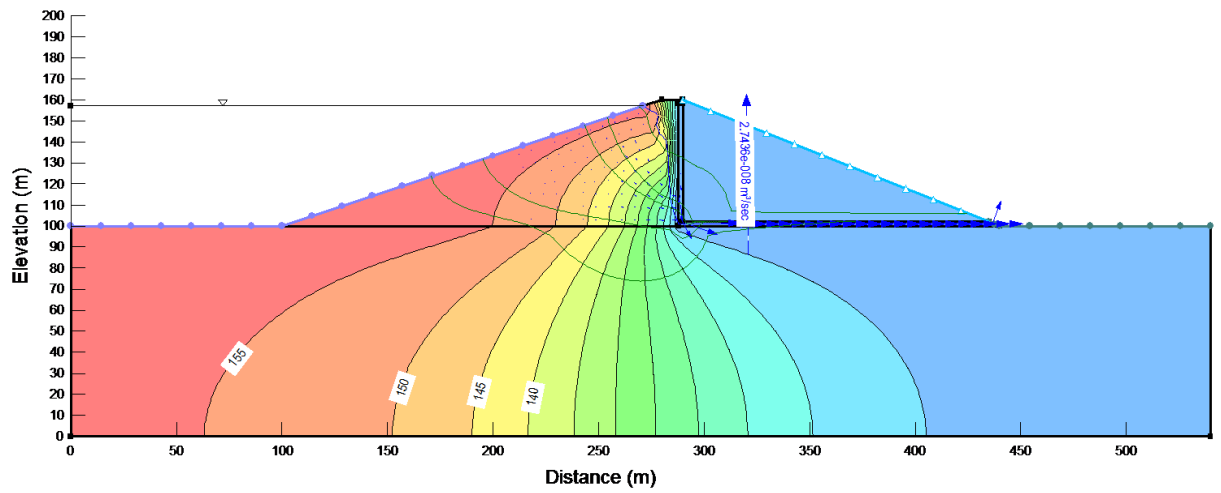


Figura 4.25. Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima barragem homogênea

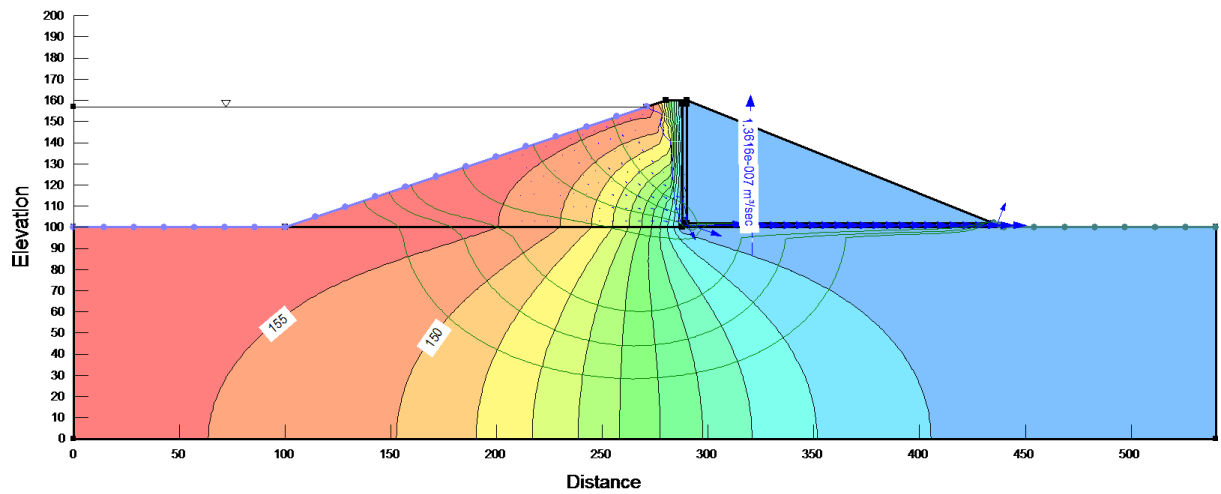


Figura 4.26. Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +2% barragem homogênea.

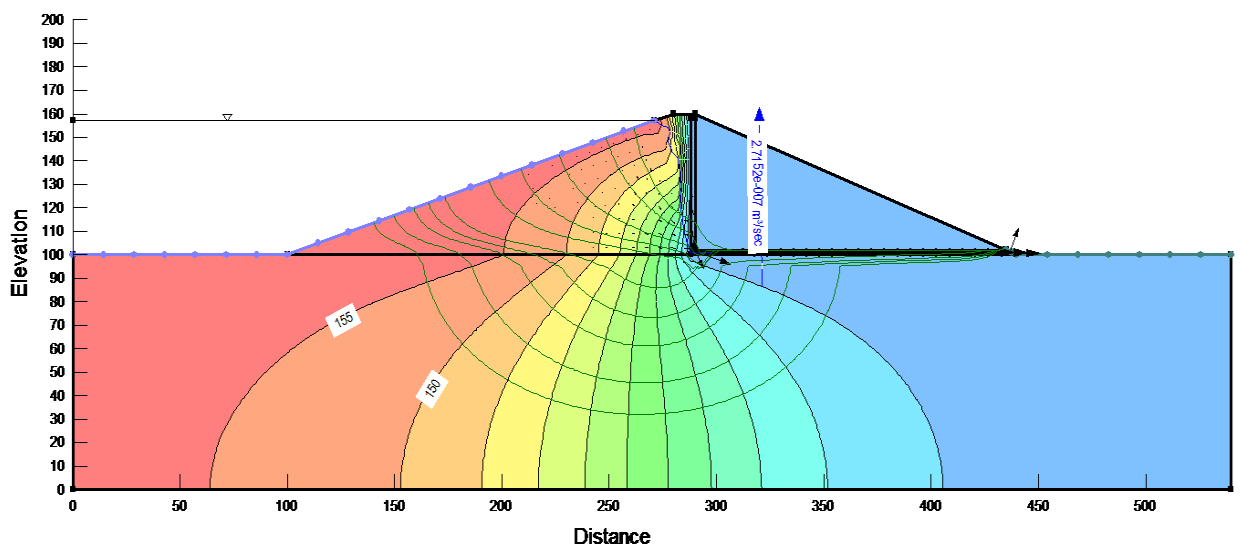


Figura 4.27. Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +5% barragem homogênea.

Pode-se observar que os valores de vazão são baixos, devido aos baixos coeficientes de permeabilidade para o solo compactado obtidos dos ensaios de permeabilidade à carga variável. Vale a pena destacar que esses valores são por metro linear de barragem.

### Barragem zonada

As linhas equipotenciais e a linha freática estão apresentadas nas Figuras 4.28, 4.29 e 4.30, para a barragem zonada compactada na umidade ótima, umidade ótima +2% e na umidade ótima +5% respectivamente.

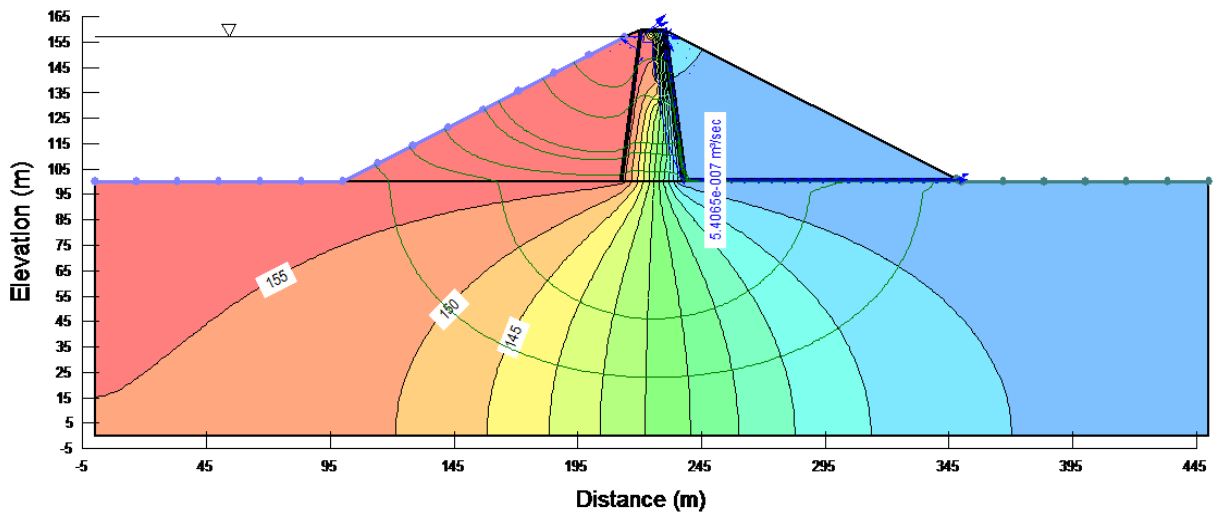


Figura 4.28. Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima barragem zonada

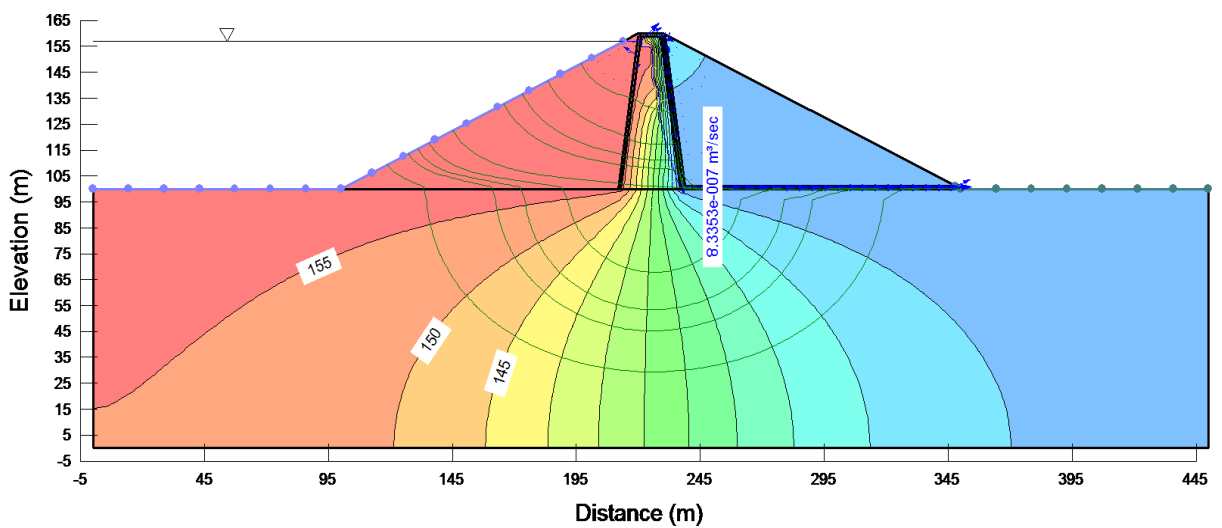
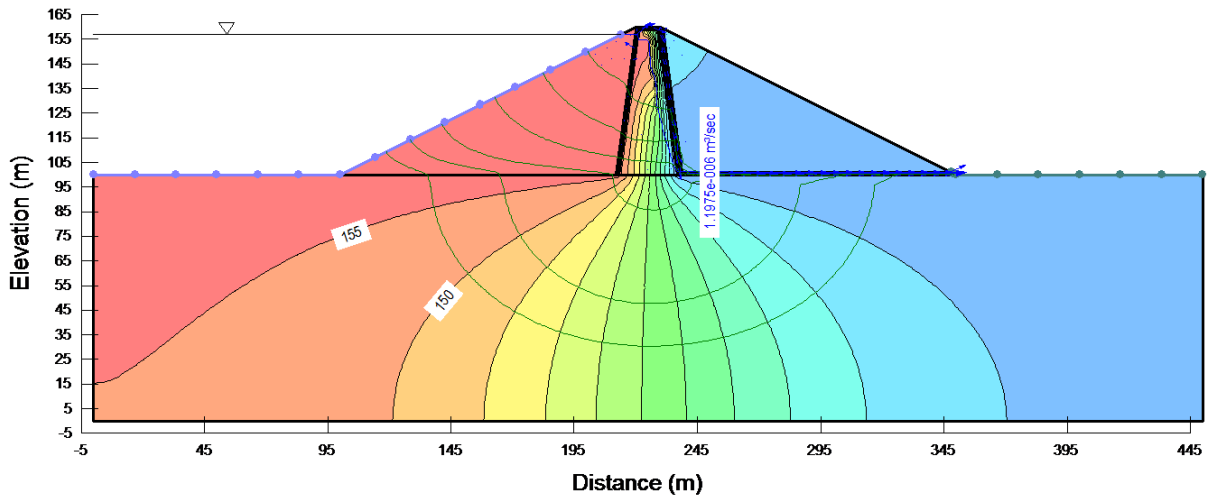
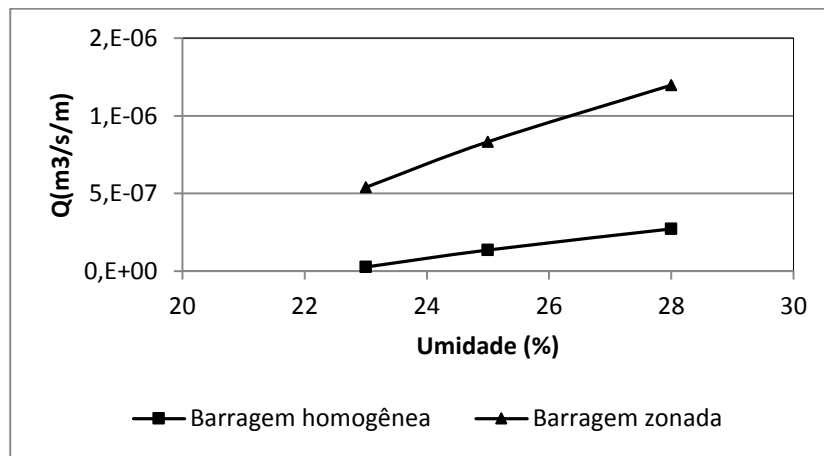


Figura 4.29. Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +2% barragem zonada.



**Figura 4.30.** Linha freática, linhas equipotenciais, vazão umidade ótima +5% barragem zonada.

A Figura 4.31 mostra os valores de vazão  $Q$  ( $m^3/s/m$ ) para as duas seções analisadas nas umidades de compactação, onde é possível ver que a menor vazão corresponde às barragens compactadas com material argiloso com 23% de umidade, pois este material apresenta menor valor do coeficiente de permeabilidade.



**Figura 4.31.** Vazão para diferentes umidades de compactação

Também se pode ver que a barragem homogênea tem vazões menores do que a barragem zonada, pois como seu nome diz, é uma barragem maciça de um material muito impermeável, enquanto a barragem zonada esta constituída em parte por cascalho que é um material muito permeável.

Os valores dos gradientes não excederam o valor de três para as duas seções analisadas nas três umidades supracitadas.

#### 4.2.1.2. REBAIXAMENTO RÁPIDO

Para a análise de rebaixamento rápido, adotou-se um tempo de esvaziamento de 15 dias (1.296.000s), ou seja, o nível da água vai passar de 57 m (nível máximo do reservatório) até 0 m a condição mais crítica até a cota da descarga de fundo. A função do rebaixamento é apresentada na Figura 4.32, onde a cota de 157 m corresponde com o nível máximo da água e a cota de 100 m corresponde com a fundação da barragem.

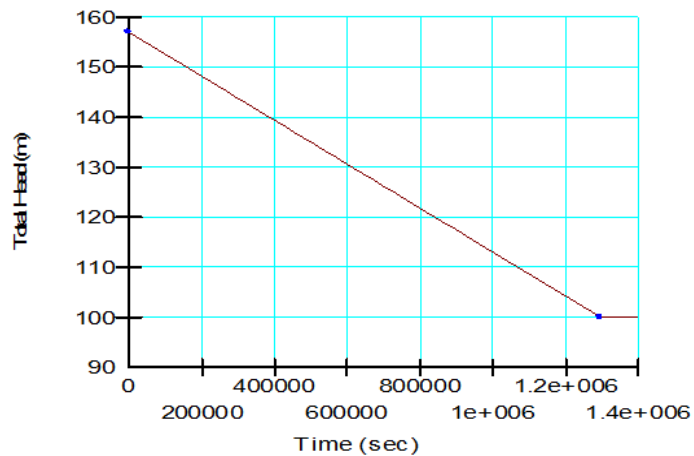


Figura 4.32. Função de rebaixamento rápido da Barragem.

#### Barragem homogênea

Foram calculadas as poropressões no ponto A da Figura 4.33 correspondente ao espaldar de montante da barragem homogênea. A distribuição de poropressões no tempo para esse ponto nas três umidades de compactação é apresentada na Figura 4.34.

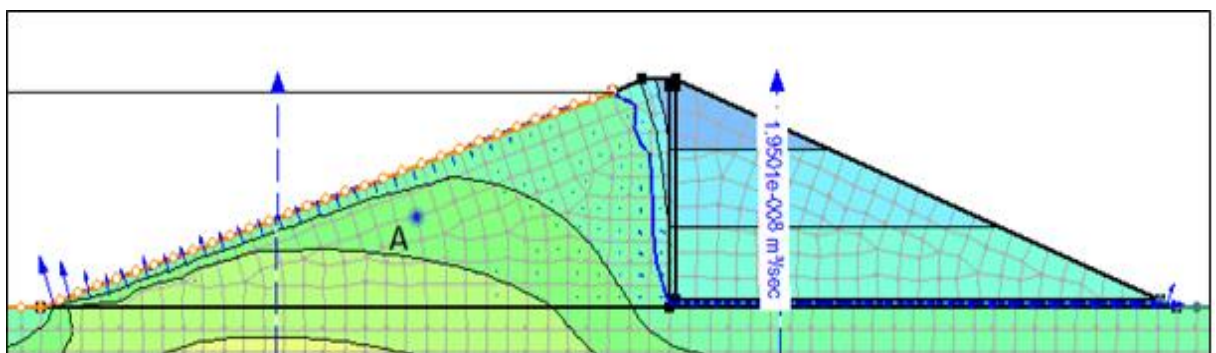
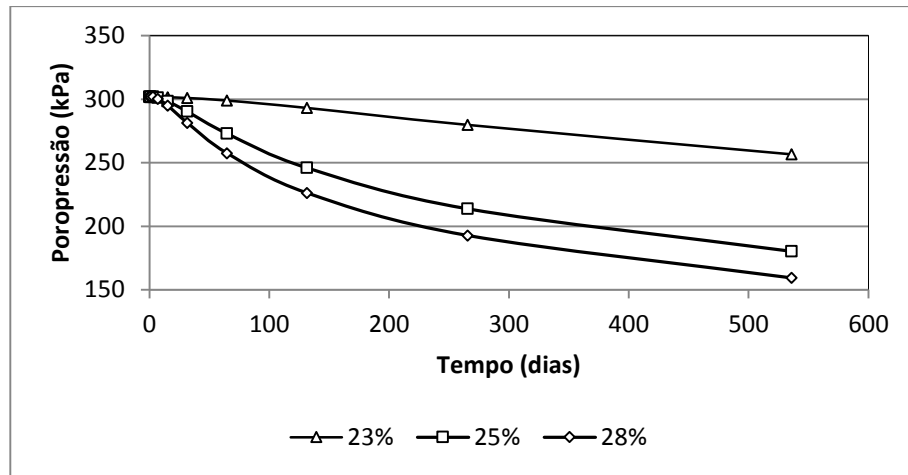


Figura 4.33. Ponto A para cálculo de poropressões



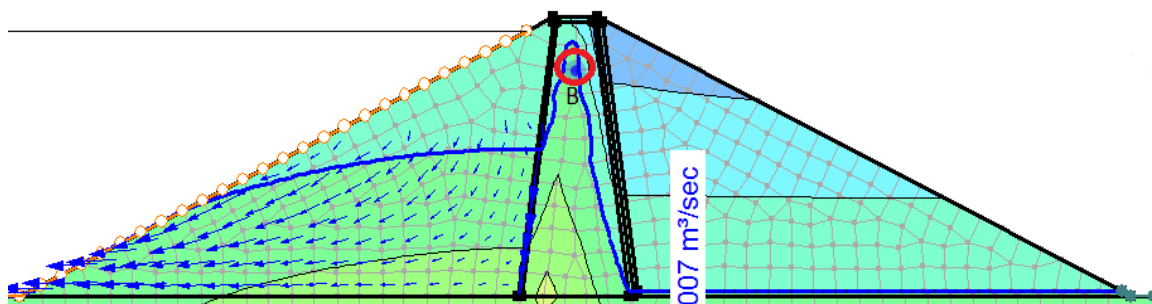
**Figura 4.34.** Poropressão no ponto A para as três umidades de compactação

Comparando-se os resultados de poropressão obtidos para os três pontos de umidade de compactação, é evidente que o processo de rebaixamento rápido afeta mais ao solo compactado na umidade ótima, porque, depois de ser compactada, a estrutura do solo formou um solo menos permeável o que faz que a dissipação de poropressões seja mais lenta do que nos outros tipos de solos compactados com maiores umidades onde a permeabilidade é maior.

Nenhum dos três tipos de solos tem um comportamento bom no rebaixamento rápido, pois a dissipação de poropressões é muito lenta, por exemplo, na Figura 4.34 pode-se observar como para os 15 dias em que se apresenta o esvaziamento do reservatório a poropressão diminui muito pouco (a linha freática fica pressa) o que faz que se apresentem problemas de instabilidade. Para os solos com 25% e 28% de umidade de compactação, 50 dias após do início do esvaziamento rápido a dissipação de poropressão começa a ter uma boa taxa.

### Barragem zonada

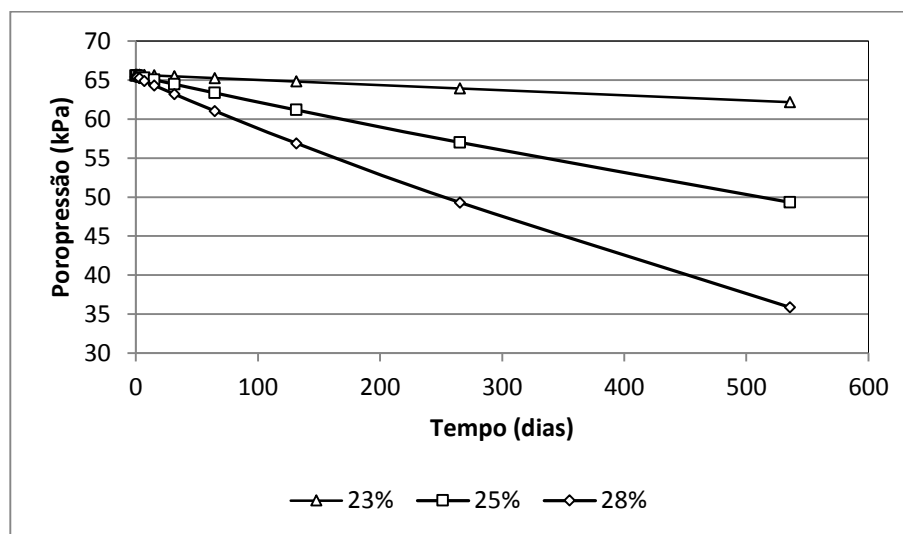
Foram calculadas as poropressões no ponto B da Figura 4.35, correspondente a um ponto da parte superior do núcleo de material silte-argiloso.



**Figura 4.35.** Ponto A para cálculo de poropressões



A distribuição de poropressões no tempo para esse ponto nas três umidades de compactação é apresentada na Figura 4.36.



**Figura 4.36.** Poropressão no ponto B para as três umidades de compactação.

A distribuição de poropressões para a barragem zonada apresentada na Figura 4.36 tem um comportamento similar à distribuição de poropressões para a barragem homogênea (Figura 4.34), mas destaca-se que na barragem zonada a dissipação lenta das poropressões não vai ter tanta influencia na estabilidade dos espaldares da barragem, pois estes são construídos com cascalho que possui uma alta permeabilidade dissipando as poropressões rapidamente.

#### 4.2.2. ANÁLISE DE ESTABILIDADE DE TALUDES

As análises devem ser feitas nas seguintes etapas:

- **Final de construção:** o maciço não teve tempo de adensar, então o comportamento é não adensado e não drenado, pois o tempo de compactação é rápido, comparado com a dissipação de poropressões. (parâmetros obtidos do ensaio UU)
- **Fase de enchimento:** o maciço não teve tempo de adensar, comportamento não adensado e não drenado, parâmetros a serem utilizados obtidos do ensaio UU. Esta análise não foi realizada porque não se considera a situação mais crítica.
- **Operação:** o maciço adensou e a rede de fluxo foi estabelecida, parâmetros a serem utilizados obtidos do ensaio CD.
- **Rebaixamento rápido:** O maciço adensou, mas a ruptura ocorre em condições não drenadas, parâmetros a serem utilizados obtidos do ensaio CU.

A análise da estabilidade do barramento é de suma importância, nesta análise são verificados os fatores de segurança mínimos ( $FS_{\min}$ ) dos taludes nas três etapas de solicitações: final de construção, regime permanente de operação e rebaixamento rápido.

As análises foram realizadas no programa SLOPE/W, e o método empregado foi Morgenstern & Price (1965), este método considera uma superfície de ruptura não circular e satisfaz todas as condições de equilíbrio estático: equilíbrio de forças verticais, equilíbrio de forças horizontais e equilíbrio de momentos.

Na literatura encontrada sobre o tema, apresentam-se uns fatores de segurança mínimos que devem ser atendidos num projeto desta natureza. A tabela 4.6 apresenta os fatores de segurança mínimos permitidos nas diferentes etapas.

**Tabela 4.6.** Fatores de segurança mínimos permitidos (Assis, 2003)

<b>Fases de Projeto</b>	<b>Talude</b>	<b>Fator de Segurança</b>
Final de Construção	Montante	1,3
	Jusante	1,3
Primeiro Enchimento	Montante	1,25 a 1,3
	Jusante	---
Regime de Operação	Montante	---
	Jusante	1,5
Rebaixamento Rápido	Montante	1,1 a 1,3
	Jusante	---

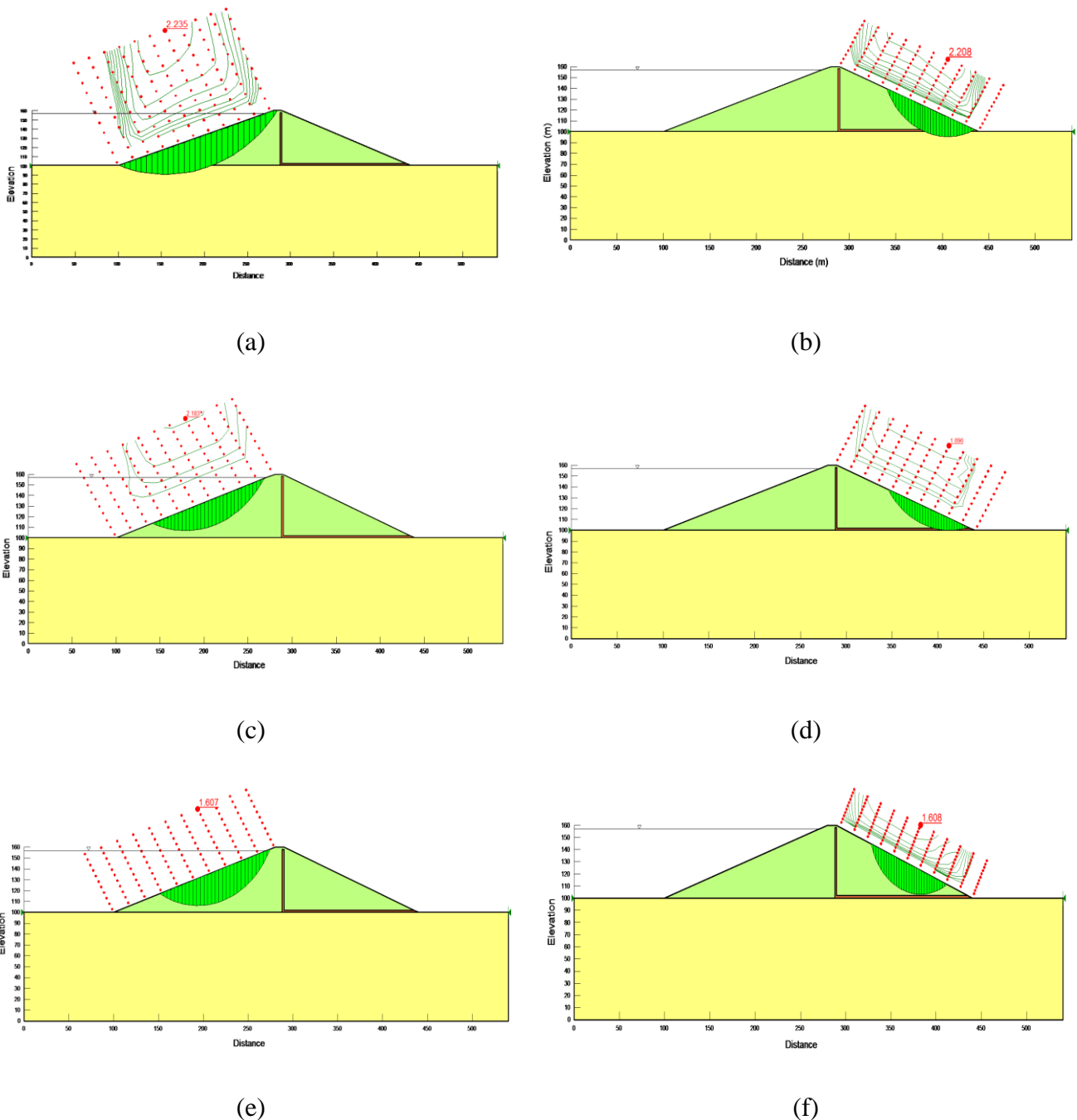
#### **4.2.2.1. FINAL DE CONSTRUÇÃO.**

É a primeira etapa a ser analisada, sem considerar carga hidráulica. A seguir, são apresentadas as superfícies de ruptura a montante e jusante com os seus respectivos fatores de segurança mínimos para os dois tipos de barragem nas três umidades de compactação.

##### **Barragem homogênea**

A Figura 4.37 apresenta as superfícies de ruptura com  $FS_{\min}$  obtidas dos taludes de montante e jusante respectivamente. Os valores de  $FS_{\min}$  são maiores que os valores de  $FS_{\min}$  permitidos. Ou seja, esta etapa não é crítica para a estabilidade da obra. Também foram avaliadas outras superfícies de ruptura não circulares, mas os fatores de segurança calculados foram maiores que os apresentados na Figura 4.37.

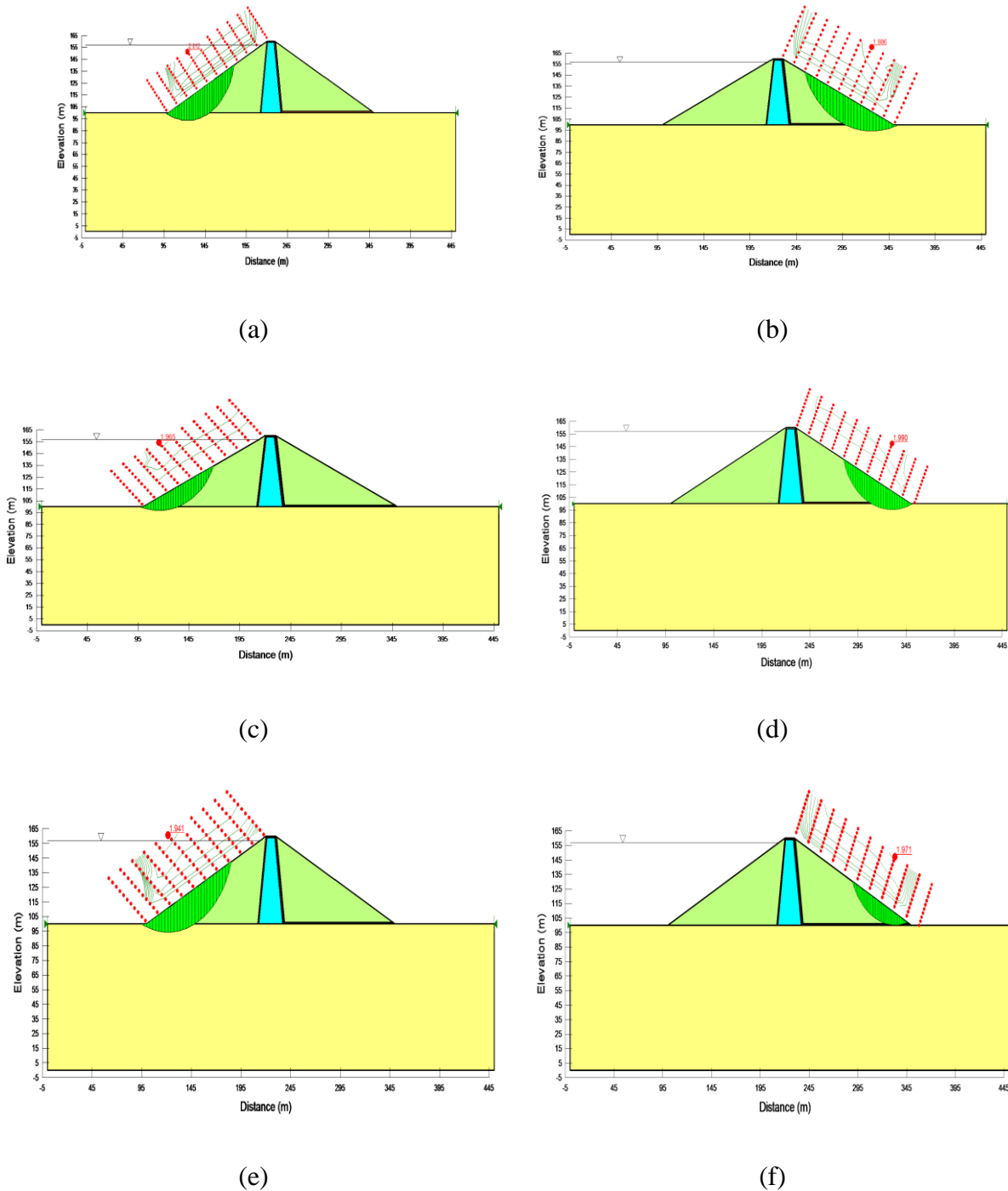
Observa-se também que a barragem construída com o material argiloso no ramo super úmido apresenta os menores valores de fatores de segurança, devido à redução de resistência pelo alto conteúdo de umidade durante o processo de compactação, os valores são menores, mas cumprem com os fatores de segurança mínimos requeridos.



**Figura 4.37.** Superfícies de ruptura e  $FS_{\min}$  para a barragem homogênea etapa final de construção: (a) talude de montante umidade ótima  $FS_{\min}$ :2,235; (b) talude de jusante umidade ótima  $FS_{\min}$ :2,208; (c) talude de montante umidade ótima +2%  $FS_{\min}$ :2,183; (d) talude de jusante umidade ótima +2%  $FS_{\min}$ :1,896; (e) talude de montante umidade ótima +5%  $FS_{\min}$ :1,607; (f) talude de jusante umidade ótima +5%  $FS_{\min}$ :1,608

## Barragem zonada

Foram realizadas as mesmas análises nos espaldares de montante e jusante da barragem zonada e se obtiveram os seguintes resultados apresentados na Figura 4.38.



**Figura 4.38.** Superfícies de ruptura e  $FS_{\min}$  para a barragem zonada etapa final de construção: (a) talude de montante umidade ótima  $FS_{\min}: 2,012$ ; (b) talude de jusante umidade ótima  $FS_{\min}: 1,886$ ; (c) talude de montante umidade ótima +2%  $FS_{\min}: 1,965$ ; (d) talude de jusante umidade ótima +2%  $FS_{\min}: 1,990$ ; (e) talude de montante umidade ótima +5%  $FS_{\min}: 1,941$ ; (f) talude de jusante umidade ótima +5%  $FS_{\min}: 1,971$

Quanto aos resultados para a barragem zonada, percebe-se que as superfícies de ruptura não atingem o núcleo da barragem, ou seja, a estabilidade da barragem está governada pelas propriedades geotécnicas do material cascalho dos espaldares, que não são objeto de estudo nesta pesquisa. Os fatores de segurança mínimos são muito parecidos independentemente do conteúdo de umidade do núcleo da barragem.

Tanto para a barragem homogênea como para a barragem zonada, os fatores de segurança obtidos na condição do aterro compactado com 23 e 25% de umidade são muito parecidos.

#### **4.2.2.2. Regime permanente de operação.**

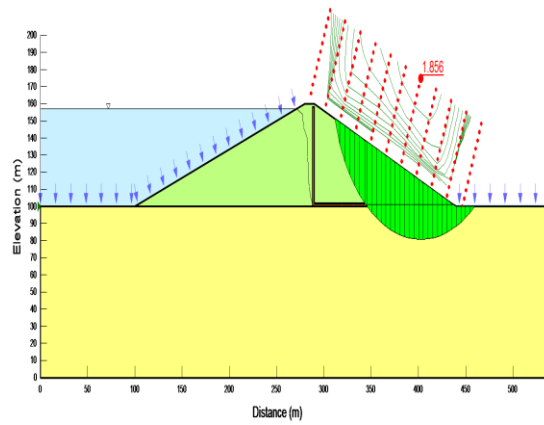
Nestas análises é importante salientar que a rede de fluxo e poropressões foram importadas das análises de percolação realizadas anteriormente. A análise foi realizada só para o talude de jusante, pois a água do talude de montante atua como agente estabilizador.

##### **Barragem homogênea**

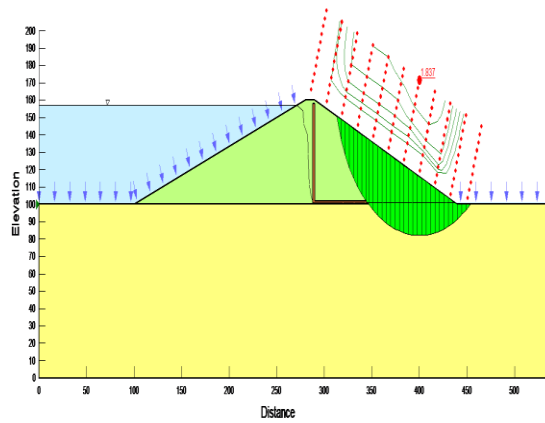
As superfícies de ruptura e os fatores de segurança mínimos  $FS_{\min}$  para a barragem homogênea nas três condições de umidade são apresentados na Figura 4.39.

Na Figura 4.39, se pode observar que os valores de fator de segurança para a condição de operação da barragem são menores do que os valores obtidos para a mesma barragem na condição de final de construção, isto deve-se ao estabelecimento da rede de fluxo.

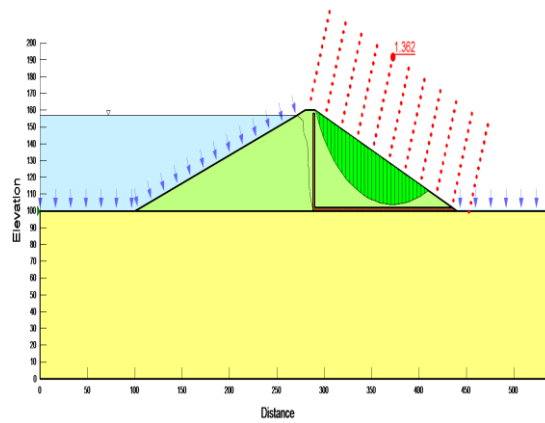
Observa-se que o fator de segurança para o solo compactado com umidade de 5% acima da ótima é o mais baixo e está um pouco menor do que o limite apresentado na Tabela 4.6, o que quer dizer que não seria aceito e deve-se mudar a geometria desse talude de jusante ou o material de construção, mas a otimização das geometrias não são objeto de estudo nesta pesquisa.



(a)



(b)

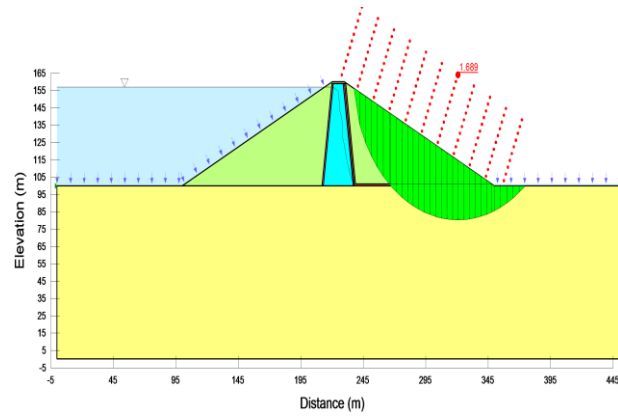


(c)

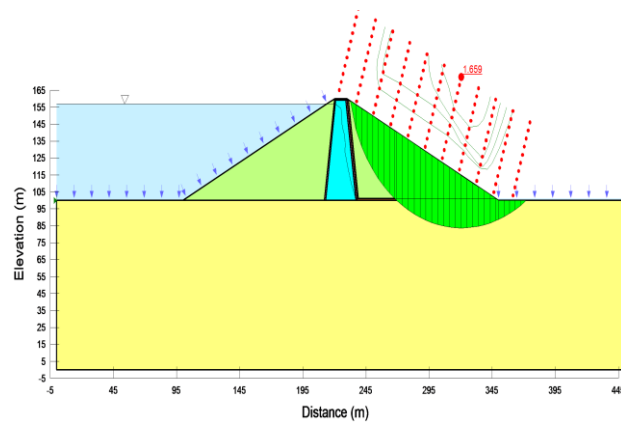
**Figura 4.39.** Superfícies de ruptura e  $FS_{\min}$  para a barragem homogênea etapa operação: (a) talude de jusante umidade ótima  $FS_{\min}$ :1,856; (b) talude de jusante umidade ótima +2%  $FS_{\min}$ :1,837; (c) talude de jusante umidade ótima +5%  $FS_{\min}$ : 1,362

## Barragem zonada

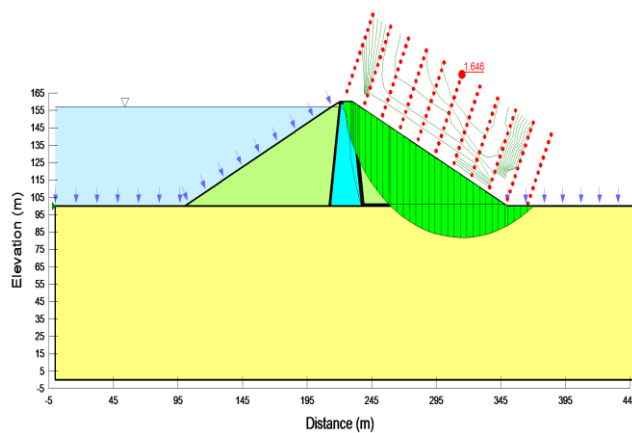
As superfícies de ruptura e os Fatores de segurança mínimos  $FS_{\min}$  para a barragem zonada nas três condições de umidade são apresentados na Figura 4.40.



(a)



(b)



(c)

**Figura 4.40.** Superfícies de ruptura e  $FS_{\min}$  para a barragem zonada etapa operação: (a) talude de jusante umidade ótima  $FS_{\min}$ :1,689; (b) talude de jusante umidade ótima +2%  $FS_{\min}$ :1,659; (c) talude de jusante umidade ótima +5%  $FS_{\min}$ :1,646.

Todos os fatores de segurança mínimos obtidos são maiores do que 1,5 que é o requerimento de projeto encontrado na literatura para a etapa de operação, quer dizer que, a barragem zonada em termos de estabilidade na operação não tem nenhum problema com a umidade de compactação do núcleo.

É evidente que nas análises da barragem zonada, a umidade de compactação do material do núcleo influencia muito pouco os resultados dos fatores de segurança, pois a superfície de ruptura é apresentada quase que num 100% dos casos nos espaldares de cascalho, ou seja que as propriedades do cascalho dominam a estabilidade do talude de jusante na condição de operação.

Nas duas seções analisadas, tanto na barragem de seção homogênea como na barragem de seção zonada, os fatores de segurança mínimos para a condição de umidade ótima e umidade ótima +2% são muito semelhantes o que está de acordo com o estado da arte onde é mundialmente aceita uma faixa de +/- 2% na umidade especificada de compactação.

#### **4.2.2.3. REBAIXAMENTO RÁPIDO**

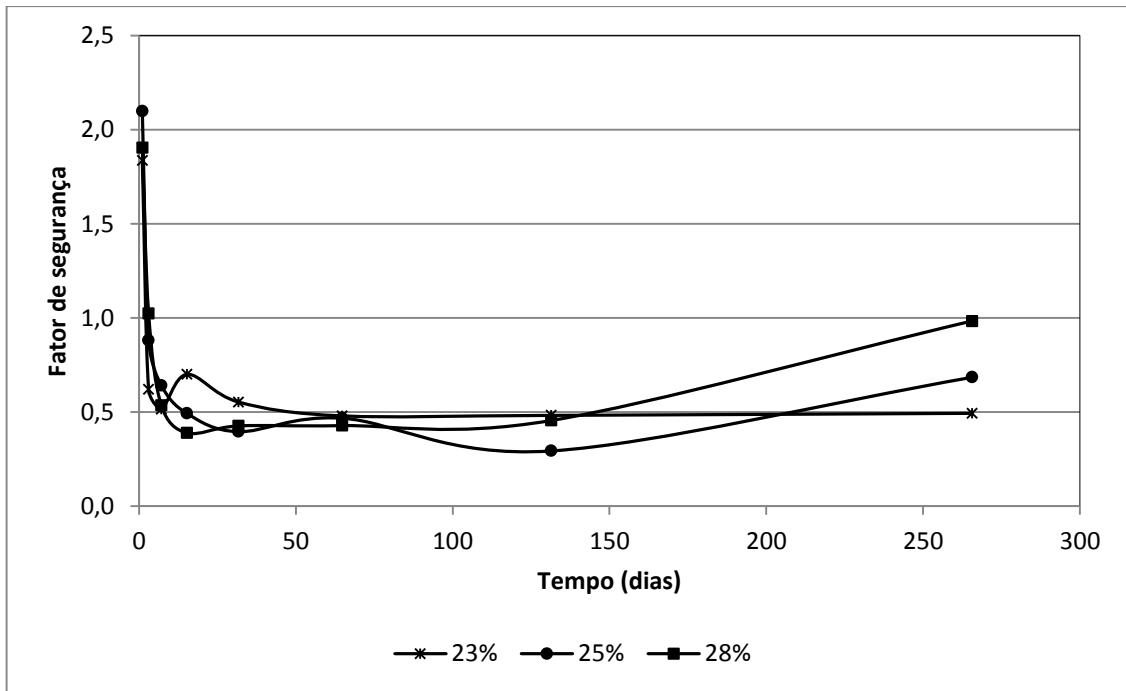
Foram realizadas análises acopladas tensão e poropressão, usando os programas SIGMA/W e SLOPE/W, é importante salientar que a rede de fluxo e poropressões iniciais foram importadas das análises de percolação realizadas anteriormente no software SEEP/W.

Durante o rebaixamento do reservatório, a carga imposta pela água sobre o talude de montante é eliminada, ficando o espaldar saturado, esse excesso de poropressão pode levar o talude à ruptura. É a condição mais crítica a ser analisada. O tempo de esvaziamento foi suposto em 15 dias para chegar até o nível 0 m como se tivesse uma descarga de fundo. O talude de jusante não apresenta variações em termos de fator de segurança em relação à condição de rebaixamento rápido, portanto as análises só foram realizadas no talude crítico de montante.

##### **Barragem homogênea**

Na Figura 4.41, são apresentados os resultados de fator de segurança mínimos para a barragem homogênea nas três umidades de compactação estudadas em função do tempo, levando em consideração que o tempo para o esvaziamento total foi de 15 dias e se apresentam os fatores de segurança até o dia 266 devido à lenta dissipação de poropressões apresentada pela barragem, mostrada anteriormente na Figura 4.34.





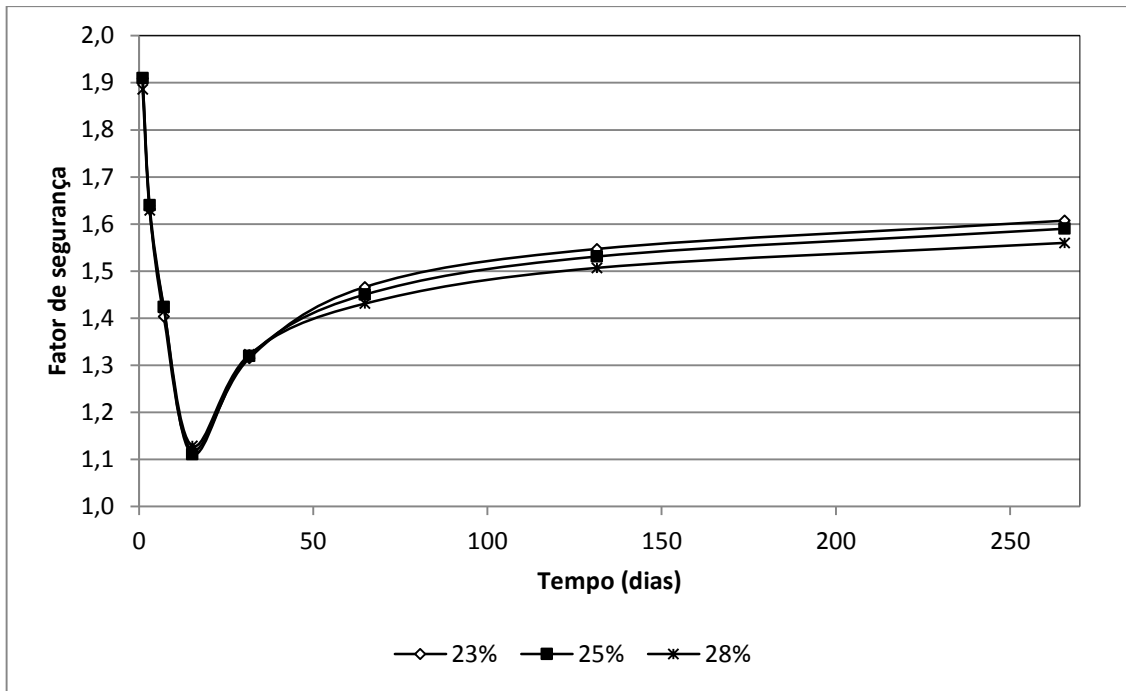
**Figura 4.41.** FS<sub>mín</sub> Para barragem homogênea em função do tempo.

O fator de segurança mínimo requerido para este tipo de análises está entre 1,1 e 1,3 segundo a Tabela 4.6, então, nota-se como no rebaixamento rápido desde o terceiro dia o talude de montante não cumpre com este valor apresentando o valor mais crítico aproximadamente o dia 15 quando se completa o esvaziamento do reservatório, devido à lenta dissipação do excesso de poropressão o valor do fator de segurança volta a ser maior do que 1,1 no dia 536 após ter começado o esvaziamento do reservatório.

### **Barragem zonada**

Na Figura 4.42, são apresentados os resultados de fator de segurança mínimos para a barragem zonada nas três unidades de compactação estudadas em função do tempo, levando em consideração que o tempo para o esvaziamento total foi de 15 dias e se apresentam os fatores de segurança até o dia 266, após o início do esvaziamento, devido à lenta dissipação de poropressões apresentada pela barragem, mostrada anteriormente na Figura 4.35.

Ao contrário do que acontece com a barragem homogênea, estes resultados mostram que os fatores de segurança são maiores do que 1,1 ao longo do tempo, o que reforça o fato de que o material do núcleo não influencia a estabilidade de taludes para a barragem zonada nas etapas de final de construção, operação e rebaixamento rápido.



**Figura 4.42.** FS<sub>min</sub> Para barragem zonada em função do tempo.

Para as duas seções hipotéticas estudadas nota-se que os fatores de segurança apresentados pelas análises de estabilidade foram menores para os três teores de umidade estudados, comparados com a condição de solicitação do reservatório cheio, devido ao excesso de poropressões produto do esvaziamento rápido onde a água fica presa no material silte argiloso.

Comparando-se os fatores de segurança mínimos para as diferentes umidades, nota-se de novo que o solo compactado acima da umidade ótima (25 e 28% de umidade) apresentou valores de fatores de segurança menores nos dias próximos ao rebaixamento, mas pelo fato de estes solos compactados no ramo úmido terem maiores coeficientes de permeabilidade a dissipação de poropressões ocorre mais rápido no tempo, melhorando a estabilidade muito mais rápido do que o solo compactado na umidade ótima.

### 4.2.3. ANÁLISE DE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

As análises foram realizadas no programa SIGMA/W, com os parâmetros obtidos de ensaios adensados e drenados CD, então é importante ressaltar que estes resultados não são 100% realísticos para as simulações do processo construtivo, onde deviam ter sido utilizados parâmetros CU, pois por ser um ensaio drenado o solo apresenta melhores parâmetros de resistência no instante da ruptura porque este permite a dissipação das poropressões e consequentemente um incremento em termos de tensões efetivas.

Foi empregado o modelo linear elástico para testar as mudanças nos resultados com mudanças do tamanho e tipo de malha, mas nas análises finais foi empregado o modelo constitutivo hiperbólico. Os resultados analisados foram tensões totais e deslocamentos focados na etapa construtiva porque segundo Silveira (2006), de acordo com instrumentação de várias barragens de terra no Brasil, de 70 a 90% dos recalques ocorrem durante o período construtivo.

Neste capítulo são apresentados os resultados das tensões totais, deslocamentos na direção X e na direção Y e os deslocamentos máximos no decorrer das etapas construtivas.

#### 4.2.3.1. Final de construção

Foi considerada a construção da barragem em seis camadas de 10 metros cada, as forças correspondentes ao peso próprio são aplicadas a cada nova camada construída. Segundo as condições de contorno são aplicadas as porpressões.

Os resultados apresentados neste subitem correspondem aos resultados para as barragens compactadas com 28% de umidade, que apresenta o resultado mais crítico, mas a forma dos gráficos e os valores de deslocamentos e tensões são muito semelhantes para os três teores de umidade.

#### Barragem homogênea

Na Figura 4.43 é exibida a distribuição de tensões totais para a barragem homogênea construída com o material silto-argiloso compactado na umidade ótima +5%, onde pode-se observar o fenômeno de concentração de tensões conhecido como arqueamento de tensões na zona do filtro que se deve às diferenças entre a rigidez do material do aterro e a rigidez da areia do filtro vertical.

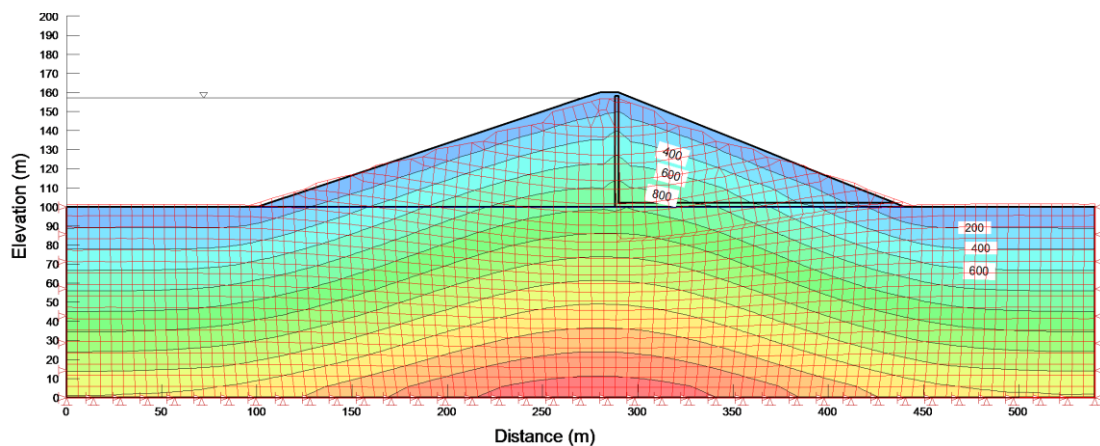
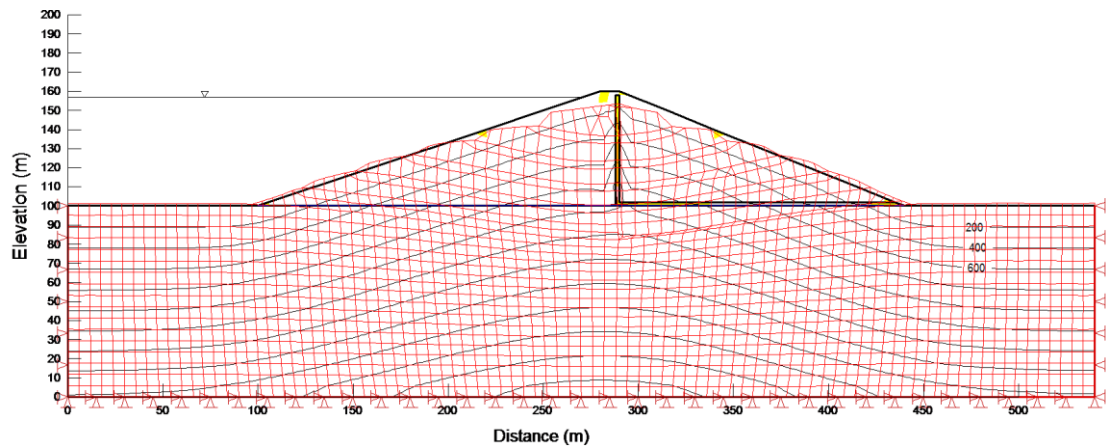


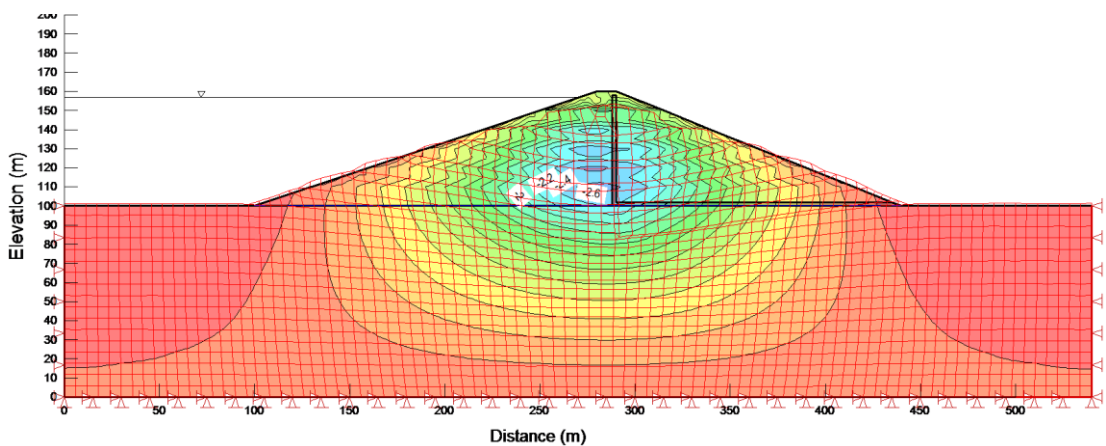
Figura 4.43. Distribuição de tensões totais na barragem homogênea, na umidade ótima +5%

Na Figura 4.44 pode-se observar os pontos de plastificação da seção em análise ( $w=28\%$ ). Os pontos de plastificação representam regiões com mobilização da resistência ao cisalhamento e se apresentam-se concentrados podem ser condicionante para potenciais movimentos gravitacionais que geram instabilidade nos taludes. Neste caso, como os pontos amarelos estão espalhados pela seção da barragem sem que se observem sinais de formação de superfícies de ruptura. Destaca-se que o arqueamento induzido no filtro vertical provoca plastificação parcial dessa zona da barragem.



**Figura 4.44.** Pontos de plastificação da seção homogênea, com umidade ótima +5%

Os deslocamentos na direção Y, são mostrados na Figura 4.45, o deslocamento máximo é 2,6 m que corresponde a uma zona situada mais ou menos a terceira parte da altura da barragem, na Figura 4.45 também pode-se ver a malha deformada e as condições de contorno utilizadas na simulação.

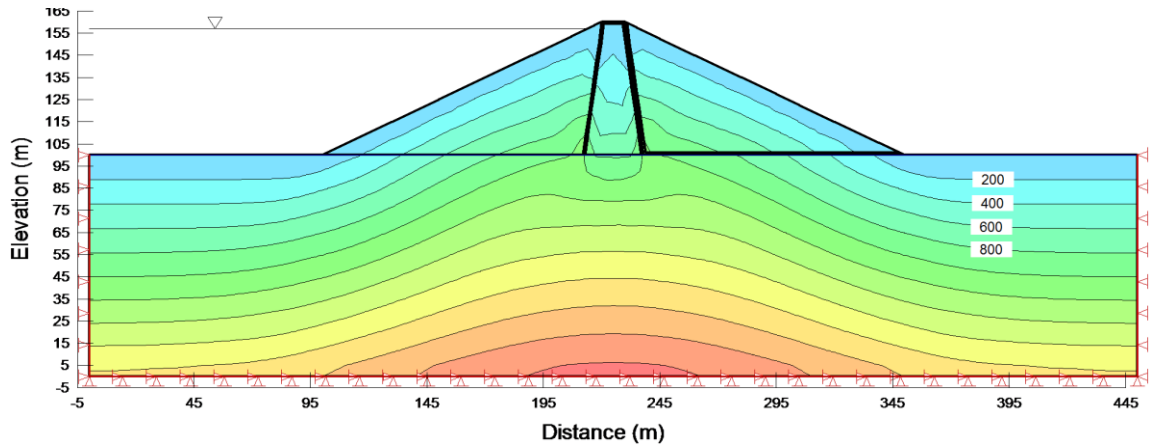


**Figura 4.45.** Deslocamentos máximos em Y para a barragem homogênea compactada com 28% de umidade.

A forma não uniforme das linhas de isovalores poderia estar relacionado ao processo de análises das várias etapas e pelo tamanho da malha empregada.

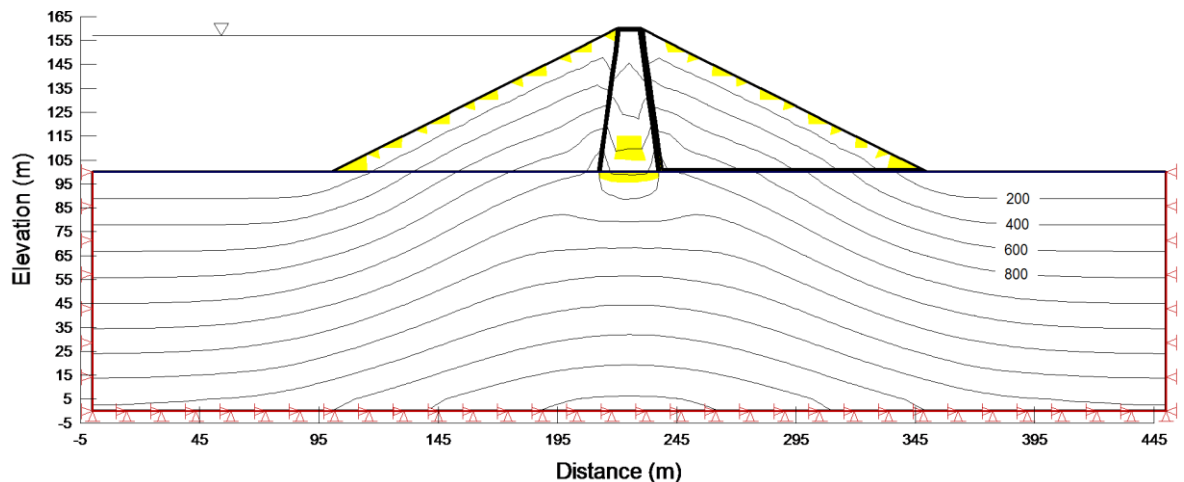
## Barragem zonada

Na Figura 4.46 é apresentada a distribuição de tensões totais para a barragem zonada construída com espaldares de cascalho e o núcleo de material silto-argiloso compactado na umidade ótima +5% (28%), onde pode observar-se o fenômeno de arqueamento de tensões na zona das transições e sistema de drenagem entre o núcleo e espaldares, tanto a montante como jusante, devido às diferenças entre a rigidez do material do núcleo, a rigidez da areia das transições e a rigidez do cascalho dos espaldares.



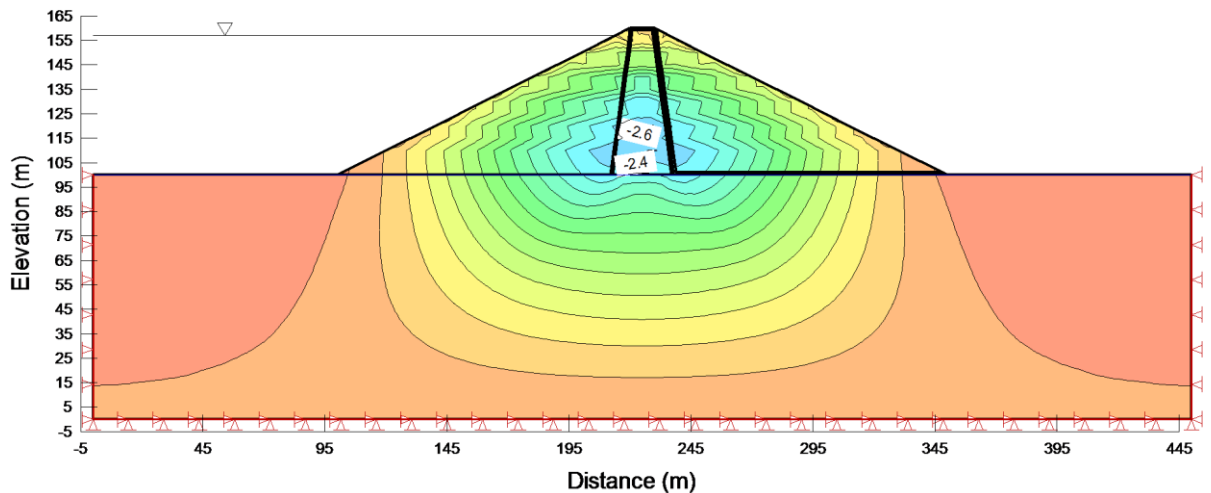
**Figura 4.46.** Distribuição de tensões totais na barragem zonada, na umidade ótima +5%

Na Figura 4.47, observam-se os pontos de plastificação da seção em análise ( $w=28\%$ ). Os pontos amarelos estão espalhados pela seção da barragem com um pouco de concentração na base do núcleo argiloso e na parte superficial dos espaldares de cascalho, o que mostra que pode apresentar-se instabilidade nos espaldares de montante e jusante com superfícies de ruptura superficiais.



**Figura 4.47.** Pontos de plastificação da seção zonada, com umidade ótima +5%

Os deslocamentos na direção Y são mostrados na Figura 4.48, o deslocamento máximo é 2,6 m no núcleo da barragem e diminui nos espaldares de concreto, o local onde ocorrem os recalques máximos corresponde a uma zona situada mais ou menos na terceira parte da altura da barragem.



**Figura 4.48.** Deslocamentos máximos em Y para a barragem homogênea compactada com 28% de umidade.

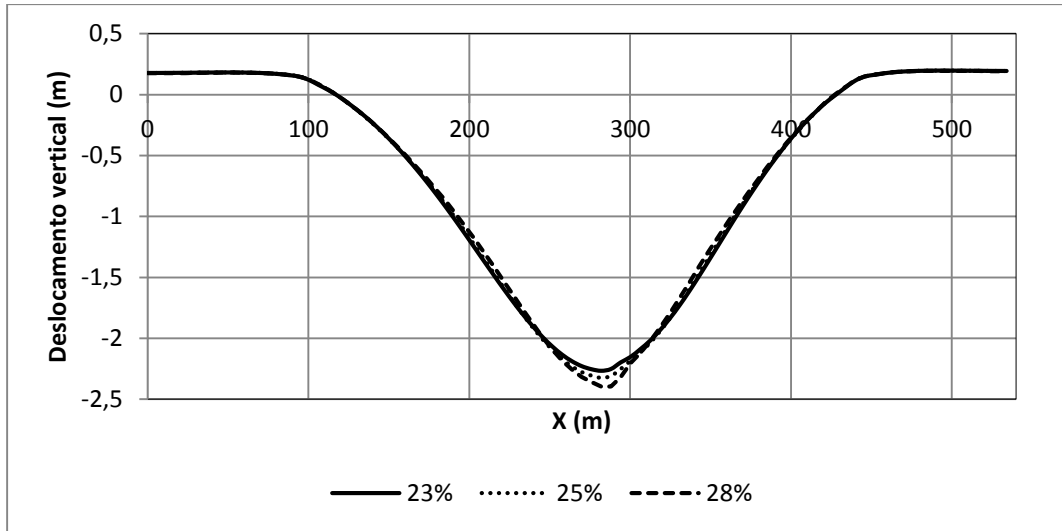
#### 4.2.3.2. CONSTRUÇÃO POR ETAPAS

A simulação numérica da construção foi realizada em seis etapas, cada camada de 10 m de espessura. Nas análises não foi considerado o tempo exato de construção nem de dissipação por tratar-se de uma barragem hipotética, a cada etapa foi atribuída uma duração de 1 s, só para separar no tempo o efeito das camadas seguintes. As análises realizadas nesta pesquisa foram desenvolvidas principalmente para avaliar deslocamentos verticais e horizontais, pois estas são as principais grandezas que permitem fazer uma avaliação do comportamento geral da barragem.

##### **Barragem homogênea**

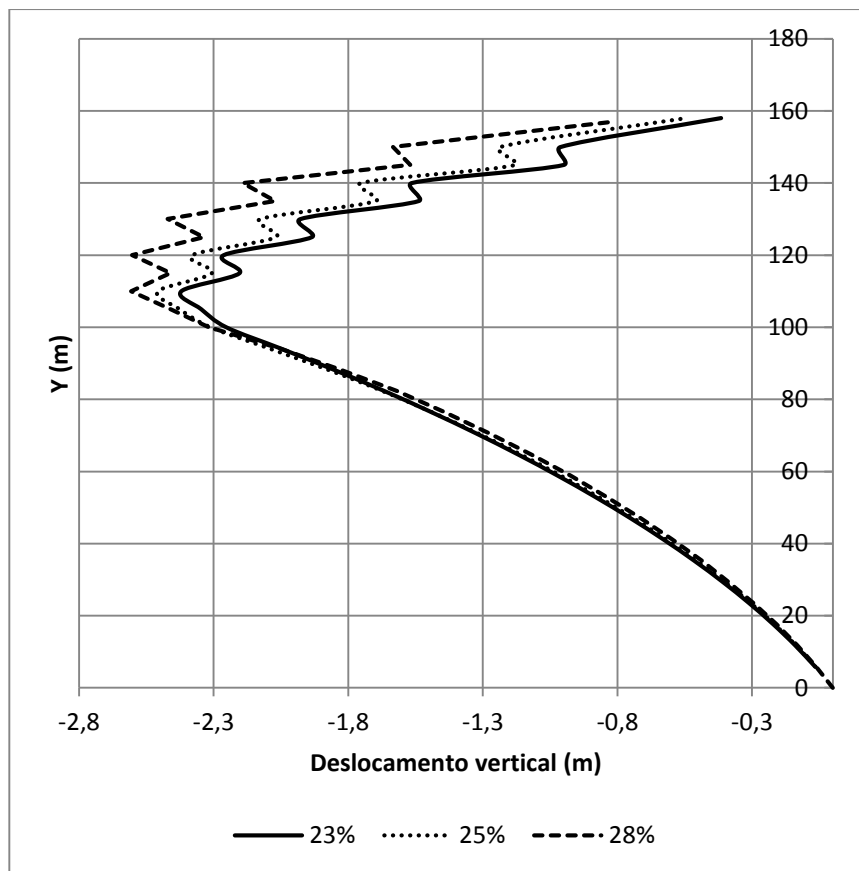
A Figura 4.49 apresenta a distribuição dos recalques máximos ao longo da base da barragem homogênea para o último dos alteamentos (camada 6), para os três tipos de umidade analisadas na pesquisa.

Os deslocamentos verticais encontrados para as três umidades de compactação são muito semelhantes. O deslocamento máximo para o solo compactado na umidade ótima foi de 2,26 m e o deslocamento máximo para o solo compactado na umidade ótima +5% foi de 2,40 m. A diferença entre os dois pontos não é muito relevante.



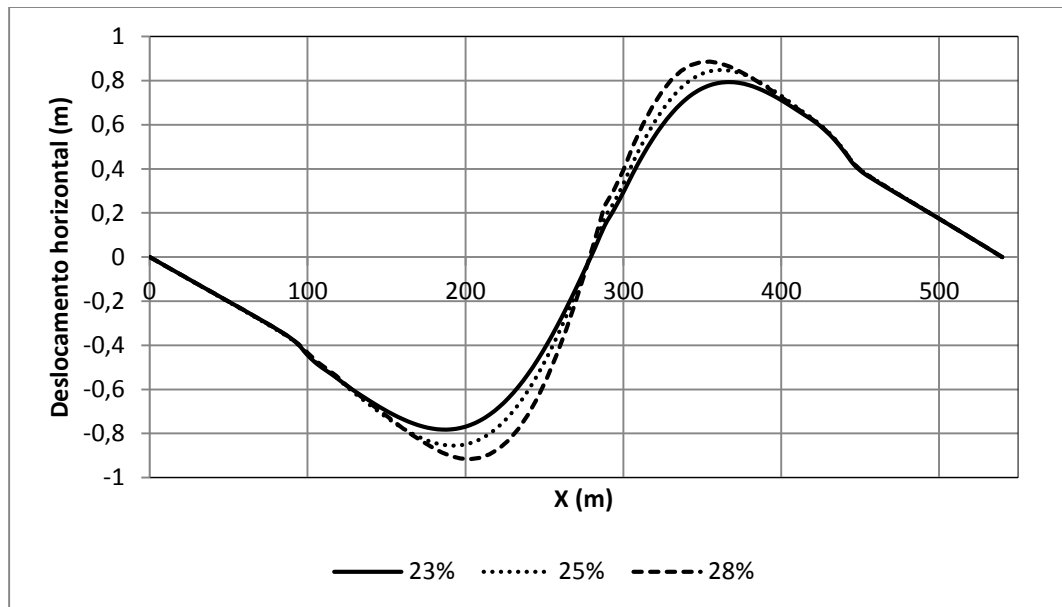
**Figura 4.49.** Deslocamentos verticais máximos na base da barragem homogênea

A Figura 4.50 apresenta a distribuição dos deslocamentos verticais máximos ao longo do eixo central da barragem no último dos alteamentos (camada 6) para os três tipos de umidade analisadas na pesquisa. É possível observar que os deslocamentos máximos não se concentram na crista da barragem, estes se apresentam entre as cotas de 10 m e 30 m da barragem.



**Figura 4.50.** Deslocamentos verticais máximos no eixo central para a barragem homogênea.

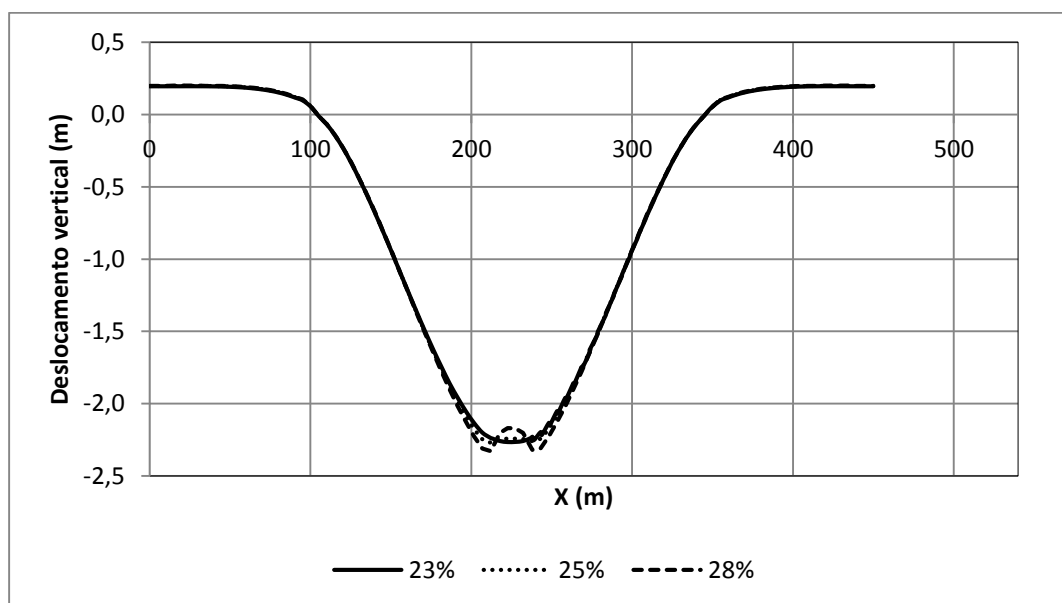
Na Figura 4.51 são apresentados os máximos deslocamentos horizontais na barragem durante o processo construtivo. Nota-se que os deslocamentos não excedem o valor de 90 cm, o que é um deslocamento aceitável numa grande barragem, levando em consideração que é uma obra de terra homogênea.



**Figura 4.51.** Deslocamentos horizontais máximos ao longo da base da barragem homogênea.

### Barragem zonada

A Figura 4.52 apresenta a distribuição dos recalques máximos ao longo da base da barragem zonada, para a última camada construída, para os três tipos de umidade analisadas na pesquisa.

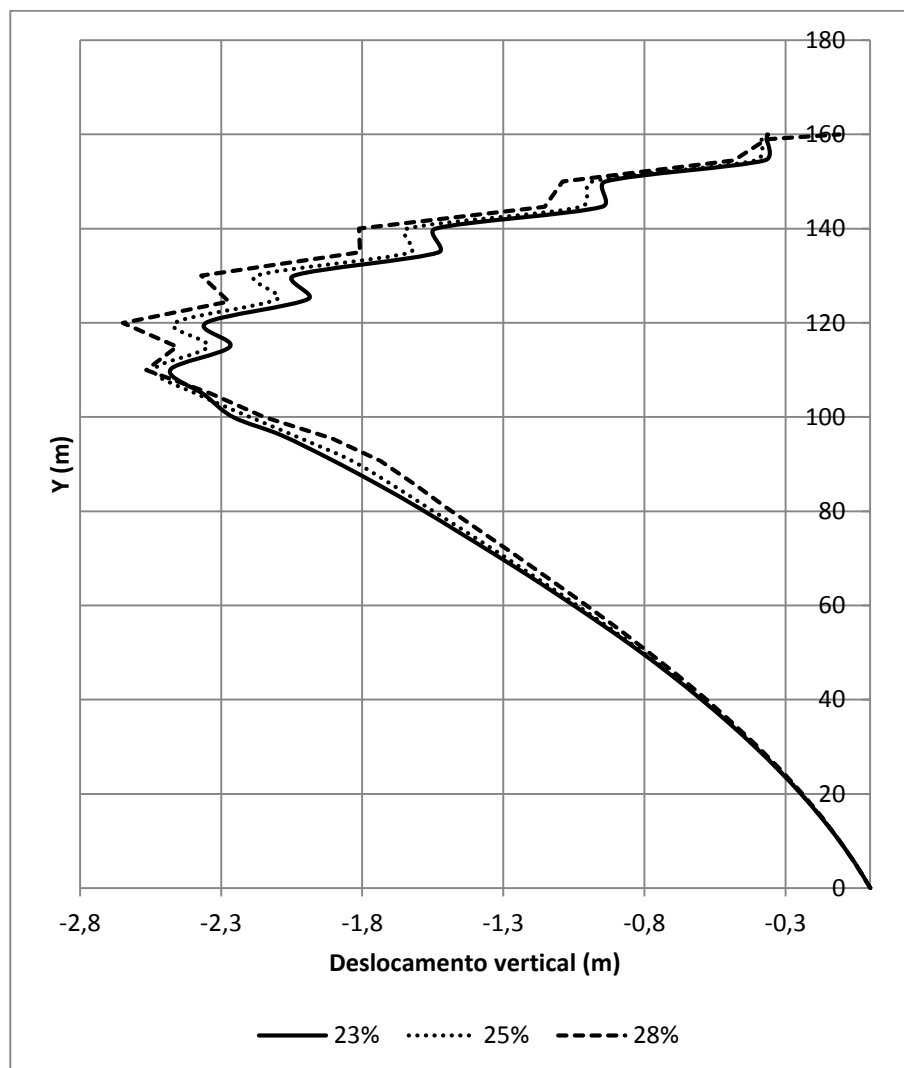


**Figura 4.52.** Deslocamentos verticais máximos na base da barragem homogênea



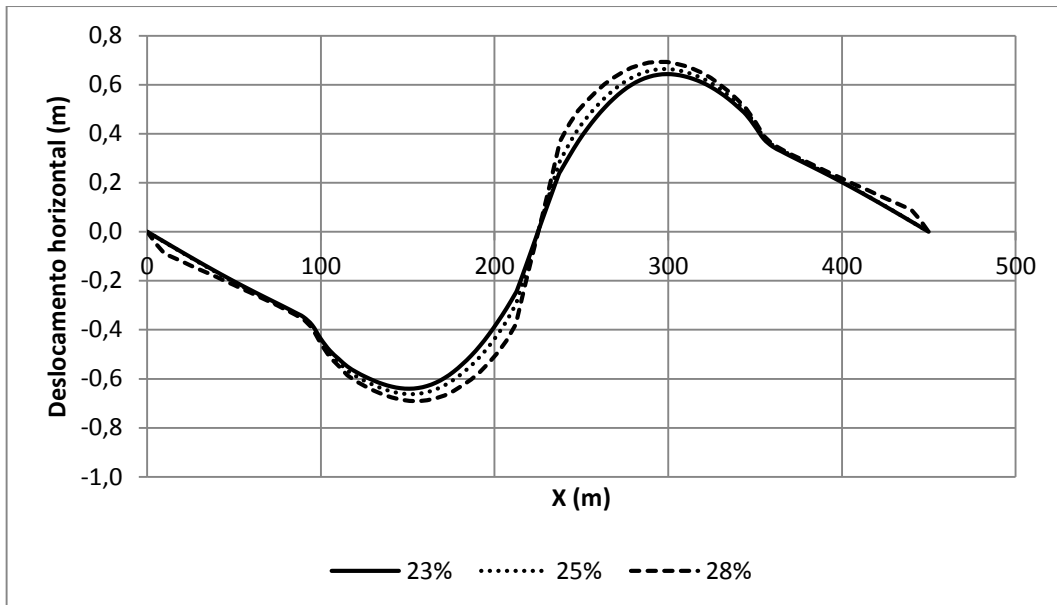
Os deslocamentos verticais encontrados para as três umidades de compactação são muito semelhantes. Comparados com os deslocamentos máximos da barragem homogênea são um pouco menores. O deslocamento máximo para o solo compactado na umidade ótima foi de 2,26 m e o deslocamento máximo para o solo compactado na umidade ótima +5% foi de 2,31 m. A diferença entre os dois pontos é tão baixa por que o material dos espaldares é um cascalho com um peso específico superior ao da argila do núcleo o que faz que esse material tenda a levantar na parte central do núcleo.

A Figura 4.53 apresenta a distribuição dos deslocamentos verticais máximos ao longo do eixo central da barragem para a camada 6, para os três tipos de umidade analisadas na pesquisa. É possível observar que os deslocamentos máximos não se apresentam na crista da barragem, estes se apresentam aproximadamente na terceira parte da altura da barragem 20m.



**Figura 4.53.** Deslocamentos verticais máximos no eixo central para a barragem zonada.

Na Figura 4.54, são apresentados os deslocamentos máximos horizontais da barragem zonada durante o processo construtivo que foi simulado em seis etapas de carregamentos. Nota-se que a diferença da barragem homogênea onde os deslocamentos máximos horizontais foram da ordem de 90 cm, neste caso os deslocamentos não excedem o valor de 70 cm devido a que os espaldares são de cascalho.



**Figura 4.54.** Deslocamentos horizontais máximos ao longo da base da barragem zonada.

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

O presente trabalho teve como objetivo analisar o comportamento de um material argiloso compactado no ramo super úmido para ser utilizado na construção de barragens de terra tanto homogêneas como zonadas, em termos de percolação, compressibilidade e resistência, por meio de ensaios de compactação, permeabilidade, adensamento e triaxiais. Os parâmetros obtidos foram utilizados para realizar simulações numéricas em seções hipotéticas.

### **Campanha experimental**

Após analisar a estrutura, características físicas, comportamento mecânico do solo silto-argiloso compactado em três umidades diferentes, foi possível chegar às seguintes conclusões:

O solo estudado pode ser classificado como um solo de natureza argilosa, desde o ponto de vista do seu comportamento, mas é classificado pela SUCS como um ML silte de baixa plasticidade e pela MCT como um LA'LG' solo arenoso laterítico e solo argiloso laterítico. Sua porcentagem de argila variou entre 1,2% e 16,7% nos ensaios de granulometria realizados com e sem defloculante.

O solo do campo experimental da UnB, apresenta grandes agregações de areia, silte e argila decorrente do processo de formação e intemperismo, podendo comprovar este fato as análises granulométricas (com e sem defloculante) e as imagens obtidas do microscópio eletrônico de varredura.

Observou-se que no solo do Distrito Federal é mais importante o fenômeno de agregação de partículas no ramo úmido, do que o fenômeno coloidal proposto por Lambe (1958), pois a estrutura do solo na umidade ótima de compactação é mais densa e massiva com orientação preferencial de partículas. Entretanto ao ultrapassar a umidade ótima, o grau de orientação de partículas diminui e a matriz argilosa apresenta-se mais desenvolvida, formando grandes agregações de silte e argila e fechando um pouco os microporos.

A macro e micro estrutura resultante de amostras preparadas com diferentes teores iniciais de umidade mostrou-se diferente, apesar de sua mineralogia, textura e método de preparação ter sido idêntico.

Nos ensaios de permeabilidade à carga variável, a amostra que apresentou menor valor de condutividade hidráulica foi a realizada com o solo compactado no teor de umidade ótimo.

Adicionalmente foi observada uma tendência de aumento na condutividade hidráulica para valores de teor de umidade de moldagem de 2 e 5 pontos percentuais acima da umidade ótima pois estes possuem maior valor de índice de vazios oferecendo menor dificuldade para a percolação da água. Também verificou-se nos ensaios de adensamento que a condutividade hidráulica se reduz quando se aumenta a tensão normal.

A partir do ensaio de adensamento pode-se concluir que o solo compactado na umidade ótima é pouco compressível e tem um comportamento similar ao compactado 2 pontos percentuais acima da ótima, por outro lado o solo compactado na umidade ótima +5% é mais compressível, fato que pode ser conferido na curva de compressibilidade onde a curva correspondente à umidade de 5% acima da ótima, apresenta uma inclinação maior e os outros dos pontos analisados apresentam curvas aproximadamente paralelas.

A tensão de pré-adensamento para a umidade ótima e umidade ótima +2% são próximas, enquanto a tensão de pré-adensamento para a umidade ótima +5% foi da ordem de 20% maior quando comparada com a tensão de pré-adensamento obtida para a amostra na umidade ótima.

Independente de que os corpos de prova tenham sido elaborados com material compactado a diferentes umidades, o que gerou índice de vazios iniciais diferentes, quando submetidos a elevados níveis de tensões, os gráficos de compressibilidade tenderam a um mesmo valor de índice de vazios final, que pode ser explicado pela teoria dos estados críticos.

O solo compactado na umidade ótima foi o que apresentou de uma forma geral os melhores parâmetros de resistência nos ensaios triaxiais adensados drenados. Para o solo compactado com teor de umidade de 2% acima da ótima se apresentou uma redução da coesão e uma redução do ângulo de atrito, por outro lado para o solo compactado com teor de umidade de 5% acima da ótima se apresentou uma marcante redução do ângulo de atrito e um aumento da coesão.

Para todos os casos os resultados apresentarem um aumento da rigidez do solo à medida que aumenta a tensão efetiva de confinamento e uma diminuição marcante da tensão desvio máxima à medida que aumenta a umidade de moldagem dos corpos de prova.

### **Simulações numéricas**

Utilizando os resultados da campanha experimental e empregando o pacote de elementos finitos GeoStudio, foi possível conhecer o comportamento geral dos dois tipos de

barragem em relação à percolação, estabilidade de taludes e tensão deformação para o material compactado com diferentes teores de umidade.

Com base nas análises de percolação realizadas nesta pesquisa, conclui-se que as duas seções estudadas nas três umidades de compactação não tenderão a ter problemas de fluxo pelo aterro devido ao baixo coeficiente de permeabilidade dos materiais. Observando-se os gradientes para todas as análises conclui-se que as seções estudadas não tenderão a ter risco de *piping*.

Para a análise de estabilidade de taludes durante as fases de final de construção e operação do reservatório, verificou-se que para a barragem homogênea o fator de segurança diminuiu sensivelmente com o aumento de teor de umidade de compactação, mas os dois casos apresentaram fatores de segurança superiores aos mínimos requeridos. Já para a barragem zonada, não foram observadas grandes diferenças entre os resultados das três umidades de compactação. A estabilidade de taludes desta seção está dominada pelos parâmetros geomecânicos dos espaldares de cascalho e tem pouca influência do material do núcleo.

Para a fase de rebaixamento rápido, a seção homogênea apresentou baixos valores de fator de segurança, devido ao excesso de poropressão no talude de montante pela baixa permeabilidade do material argiloso que faz que a dissipação dessas pressões seja muito lenta. Por outro lado, nessa mesma análise para a seção zonada, os fatores de segurança se apresentam favoráveis, o que reforça a idéia de que nas barragens zonadas o material do núcleo tem pouca influência na estabilidade das mesmas. Observou-se também que com respeito à umidade de compactação tanto para a barragem homogênea como zonada, o material compactado com maior teor de umidade teve um melhor comportamento de estabilidade ao longo do tempo, pois como o material é um pouco mais permeável, apresenta maior dissipação de poropressões o que gera uma recuperação mais rápida do fator de segurança.

Na análise tensão deformação das etapas construtivas se obtiveram resultados bons. Os deslocamentos verticais máximos se apresentaram entre a base da barragem até e os primeiros 30 m da altura total da barragem. Os resultados em termos de deslocamentos verticais foram muito semelhantes para as três umidades de compactação tanto para a barragem homogênea como para a barragem zonada.

A situação que apresentou maiores deslocamentos verticais foi a correspondente ao solo compactado com 28% de umidade. Os deslocamentos verticais máximos foram 2,60 m que corresponde a um deslocamento de 4,33% e 2,56 m que corresponde a um deslocamento de 4,26% da altura total da barragem, para a barragem homogênea e zonada respectivamente. Da mesma maneira os deslocamentos horizontais máximos se apresentaram nos solos compactados com 28% de umidade e apresentaram valores de 0,91m e de 0,69 m para a barragem homogênea e zonada respectivamente. Estes valores são elevados, mas comumente aceitos na construção de barragens de terra.

Em geral independente da umidade de compactação, a barragem zonada apresentou um melhor desempenho nas análises de percolação, estabilidade de taludes, e tensão deformação, apresentando fatores de segurança favoráveis em todas as análises e deformações aceitáveis nas diferentes etapas de construção e operação, enquanto a barragem homogênea não apresentou um bom comportamento nas análises de estabilidade de taludes na fase de rebaixamento rápido.

### **Sugestões para pesquisas futuras**

Avaliar outros tipos de métodos de compactação, pois a compactação dinâmica gera muita anisotropia no solo e não sendo representativa do comportamento do solo compactado em campo.

Acompanhar os ensaios de microscopia eletrônica de varredura com ensaios de porosimetria para conhecer a forma e distribuição dos poros e assim entender de uma melhor maneira a microestrutura e macroestrutura do solo compactado.

Ter melhor controle na umidade de compactação, devido a que nesta pesquisa se limitou a ter uma faixa de valores aceitáveis de  $\pm 0,5\%$ , e é claro que as propriedades dos solos mudam muito com mudanças pequenas de umidade.

Fazer diferentes tipos de ensaios triaxiais (UU, CU, CD) para possibilitar analisar de uma melhor maneira o comportamento da barragem nas diferentes etapas da obra.

Sugere-se fazer ensaios de permeabilidade na direção do fluxo vertical e horizontal para verificar a influência da anisotropia no comportamento do fluxo de água no interior do aterro compactado, também sugere-se realizar ensaios para obter a função de permeabilidade não saturada, pois nestas análises a função foi encontrada a partir da relação empírica de Van Genuchten (1980).

Testar outros modelos constitutivos para o material argiloso como são os modelos elastoplásticos e comparar os resultados com o modelo hiperbólico.

Fazer os mesmos ensaios e análises aqui apresentadas para outros tipos de solos com diferentes conteúdos de argila e silte para avaliar o seu comportamento.

Os resultados aqui apresentados não são recomendações de projetos, é necessária uma melhor caracterização do problema, tanto em termos de ensaios laboratoriais como análises de projeto. Nesta dissertação buscou-se demonstrar a viabilidade de usar materiais finos com alto conteúdo de umidade para obter menor custo geral de obras desse tipo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. (1984-a). NBR 6508. Grãos de solo que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da massa específica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-b). NBR 7181. Solo - Análise granulométrica. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-c). NBR 6459. Solo - Determinação do limite de liquidez. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1984-d). NBR 7180. Solo - Determinação do limite de plasticidade. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1986-a). NBR 6457. Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. ABNT, São Paulo, SP.
- ABNT. (1986-b). NBR 7182. Solo – Ensaio de compactação. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1988). NBR 2887. Solo - Determinação do massa específica natural. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (1990). NBR 12007. Solo – Ensaio de adensamento unidimensional. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ABNT. (2000). NBR 14545. Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável. ABNT, Rio de Janeiro, RJ.
- ASTM. (2004). D4767. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.
- ASTM. (2011). D7181. Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soil.
- Aguilar, L.A. (2010). Contribuições para a análise do comportamento mecânico de solos compactados para uso em barragens. Dissertação de mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Almeida, M.M. (2010). Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento. Dissertação de mestrado, Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, BH.
- Alonso, T.P. (2005). Condutividade hidráulica de solos compactados em ensaios com permeômetros de parede flexível. Dissertação de mestrado, Escola de engenharia de São Carlos, Departamento de Geotecnia, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- Alonso, E.E., Vaunat, J. & Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behavior of expansive clays. *Engineering Geology*, 54, pp. 173–183.
- Araki, M.S. (1997). Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Faculdade de tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p.
- Assis, A.P. *et al* (2003). Apostila do curso de Barragens. UnB, Brasília, DF, 170p.
- Attom, M.F. (1997). The effect of compactive energy level on some soil properties. *Applied Clay Science*, 12, pp. 61-72.
- Badillo, J. & Rodriguez, R. (1975). *Mecánica de suelos: Fundamentos de la mecánica de suelos*. México, 3<sup>o</sup>ed, 642p.
- Balmaceda, A.R. (1991). *Suelos compactados – Un estudio teórico y experimental*. Tesis doctoral. Universidad Politécnica de Cataluña, Barcelona
- Benson, C.H. & Daniel D.E. (1990). Influence of clods on hydraulic conductivity of compacted clay. *Geotech.Engg., ASCE*, 116 (8), pp.1231-1248.



- Benson, C.H. & Daniel, D.E. (1994). Estimative the hydraulic conductivity of compacted clay liners. *Geotech. Engg.*, ASCE, 120(2), pp. 366-387.
- Bernell, C.E. (1982). Experiences of wet compacted dams in Sweden. 14 International congress on Large Dams, ICOLD, Rio de Janeiro, RJ, Report 24, Vol 4, pp. 421-431.
- Brackley, I.J.A. (1975). A model of unsaturated clay structure and its applications well behavior, Proc. 6<sup>th</sup>African conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Durban, Vol.1, Rotterdam, Balkema, pp. 65-70.
- CDBD.(2000). Main Brazilian Dams- Design, construction and performance. CBCB, Rio de Janeiro, RJ, 2 vol., 496p
- Cetin, H. *et al.* (2000). Settlement and slaking Problems in the world's fourth largest rock-fill dam, the Ataturk Dam in Turkey. *Engineering geology*, 56, pp. 225-242
- Cetin, H. *et al* (2007). Soil structure changes during compaction of a cohesive soil. *Engineering geology*, 92, pp. 38-48
- Cokca, E.; Erol, O. & Armangil, F. (2003).Effects of compaction moisture content on the shear strength of unsaturated clay. *Geotechnical and Geological Engineering*, 22, pp. 285-297.
- Cordão Neto M. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Cruz, P.T. (1996). 100 Barragens Brasileiras: Casos históricos, materiais de construção, projeto. Oficina de textos. São Paulo,SP, 647 p
- Cui, Y.J. & Delage, P. (1993). On the elastoplastic behavior on unsaturated soils. *Unsaturated soils*, Proceedings of Ses. Sponsored by Subcommittee on Unsaturated Soils. ASCE
- Cui, Y.J.; Delage, P.; Audiguier, M.; Michael, D.H. (1996). Microstructure of a compacted silt, *Canadian Geotechnical Journal*, 33, pp.150-158.
- Cui, Y.J.; Loiseau, C.; Delage, P. (2002). Microstructure changes of a confined swellings oil due to the suction controlled hydration. *International conference on unsaturated soils*, 3, Unsat, Recife, Vol II, pp 593-598.
- Das, B.S.(1990). Fundamentos de engenharia geotécnica. Tradução da 6. Ed americana. São Paulo: Thomson Learning, 562p
- Diamond, S. (1971). Microstructure and pore structure of impact compacted clays. *Clay sand Clay minerals*, 19, pp.239-249.
- Dixon, H.H. (1958).Moisture control and compaction method soused during construction of the sasumua dam, Kenya. O6 International congress on Large Dams, ICOLD, New York, Vol 3, pp. 139-152.
- Djéram, I.; Tessier, D.; Grunberger, D. & Vasseur, G. (1997). Evolution of microstructures and macroscopic properties of some clays during experimental compaction. *Marine and Petroleum Geology*, 15, pp. 109-128.
- Duncan, J.M & Chang, C.Y. (1970). Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of soil mechanics and foundation division*, ASCE, pp 1629-1653.
- Fookes, P.G. (1997). Tropical residual soils. *Geological Society Professional Handbooks*.
- Fujii, H. (1992). Problems between soil and construction machinery with special reference to field compaction. *Journal of terramechanics*, Vol 29. N°1, pp. 35-55

- Geo-slope international. (2008). Seepage modeling with SEEP/W, an engineering methodology. Ed 3. 317 p
- Geo-slope international. (2008). Stability modeling with SLOPE/W, an engineering methodology. Ed 3. 367 p
- Geo-slope international. (2008). Stress deformation modeling with SIGMA /W, an engineering methodology. Ed 3. 335 p
- Gunaydin, O. (2009). Estimation of soil compaction parameters by using statistical analyze and artificial neural networks. *Environ Geol Journal* 57, pp. 203-215
- Holtz, R.D. & Kovacs, W.D. (1981). *An introduction to geotechnical engineering*. Prentice-Hall, Eagle wood Cliffs.
- ICOLD. (1988). *New construction methods: State of the art*. Paris. Bulletin 63.
- Jafari, M.K. & Shafiee, A. (2004). Mechanical behavior of compacted composite clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 41, pp. 1152-1167.
- Jalili, J. & Jahanandish, M. (2009). Investigation of construction of a wet core earth dam in the north of Iran. *Iranina Journal of Science & Technology*, Vol 33 N°4, pp 347-353
- Kawakami, (1958). Compaction methods and field moisture content of the earth dam susing the most material. O6 International congress on Large Dams, ICOLD, New York, report 28, Vol 3, pp. 165-183.
- Kerkes, D.J. (1988). Wet core construction (WCC) technology for embankment dams. 16 International congress on Large Dams, ICOLD, San Francisco, Report19, Vol3, pp. 1237-1254.
- Kitajima, E.W. & Moreira, R.M. (1993). *Microscopia eletrônica de varredura*. Apostila de curso-1B- Universidade de Brasília, 21p.
- Knight, D.J. (1982). Experiences of wet compacted dams in Sweden. 14 International congress on Large Dams, ICOLD, Rio de Janeiro, RJ, Report 17, Vol 4, pp. 293-303.
- Kondner, R.L. (1963). Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive soils. *Journal of soils mechanics and foundation division, ASCE*, pp 115-143
- Lambe, T.W. & Whitman, R.V. (1979). *Mecânica de solos*, Limusa, México, México, 582 p
- Lambe, T.W. (1958) “ The engineering behavior of compacted clay.” *J. Soil Mech. Found. Eng, ASCE*, 84(8), 1-35.
- Lambe, T.W. (1960). A mechanistic picture of shear strength in clay. *Proc. ASCE Conf. on Shear Strength of Cohesive Soils*, Boulder, University of Colorado, pp. 555–580.
- Massad, F. (2010). *Obras de terra. Curso básico de Geotecnia*. 2.ed. Oficina de textos de São Paulo. São Paulo. SP. 215p
- Matheus, I.C. (2006). *Proposta para dimensionamento da espessura de núcleos argilosos em barragens baseada em ensaios pinhole*. Dissertação de mestrado, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF.
- Mitchell, J.K. (1956). The fabric of natural clay sand its relation to engineering properties. *Proceedings of the Highway Research Board*, Vol. 35, pp. 693-713.
- Mitchell, J.K.; Hooper, D.R. & Campanella, R.G. (1965). Permeability of compacted Clay. *J. Soil mechanics and foundation division, ASCE*, vol 125, 718p
- Mitchell, J.K. (1976). *Fundamentals of soil behavior*, University of California, Berkeley, 422p
- Mitchel, J.K. (1993). *Fundamentals of Soil Behavior*, John Wiley & Sons, New York.

- Moreira, L.F. (2012). Análise de deformação de uma barragem de terra instrumentada com o uso de dois modelos constitutivos. Dissertação de mestrado, Faculdade de tecnologia, Departamento de construção civil, Universidade federal do Paraná, Curitiba, PR.
- Moreira, J.E. (1981). Considerações sobre projeto de barragens de terra e enrocamento. Barragens de terra e enrocamento. ABMS, Brasília, DF, pp. VIII/01-VIII/18.
- Morgenstern N. (1979). Properties of compacted soils. Proc. 6th Pan-Am. Conf. on Soil Mech. Contribution to panel discussion Session IV, Lima, Peru: ISSMGE, pp. 349–354.
- Morpurgo, S. (1976). Influence of climate conditions on Chivor dam construction. 12 International congress on Large Dams, ICOLD, Mexico, Report 31, Vol 3, pp. 1209-1221.
- Naser, A. (2001). The combined effect of clay and moisture content on the behavior of remolded unsaturated soils. *Engineering Geology*, 62, pp. 319-342
- Pinto, C.S. (2000) Curso Básico de Mecânica dos solos. 2. Ed. Oficina de textos, São Paulo, SP,355p
- Proctor, R.R. (1933). Fundamental principles of soil compaction. *Engineering News Record*, pp. 241-248, 286-289, 372-376.
- Rahardjo, H.; Heng O.B. & Choon L.E. (2004). Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 41: pp. 421–436.
- Reséndiz, D. (1965). On the strength of clays soils: a study on shearing resistance mechanism at the structural level, Instituto de ingeniería de Mexico, Pub.126.
- Ribeiro, S.P. (2008). Terraplenagem. Metodologia e técnicas de compactação. Dissertação de mestrado, Faculdade de Engenharia, Departamento de engenharia civil, Universidade do Porto.
- Rowshanzamir, M.A. & Askari A.M. (2010). An investigation on the strength anisotropy of compacted clays. *Applied Clay science* 50, pp 520-524.
- Santos, G. & Martinez, S. (2003). Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação Barreiras. Tese de doutorado, Escola de engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- Santos, P.S. (1975). Tecnologia de Argilas aplicadas às argilas Brasileiras. Vol 1- Fundamentos. Ed. Edgar Blucher, Ed. Da universidade de São Paulo, São Paulo, 340 p.
- Seed, H.B. & Chan, C.K. (1959). Structure and strength characteristics of compacted clays. *Journal of the soil mechanics and foundation division, ASCE*, 85, pp. 87-128
- Sloane, R.L. & Kell, T.R. (1966). The fabric of mechanically compacted kaolin, *Clays and Clay minerals*. Proceedings of the Fourteenth National Clay Conference, pp. 289-296.
- Soares, J.; Luigi, R.; Giraldo, H. (1987). Experiência de construção de barragem de terra em região de alta pluviosidade, XVII Seminário Nacional de grandes barragens. Brasília. DF
- Takahashi, M (1976). The effect of regional conditions in Japan on design and construction of impervious elements of rock fill dams. 11 International congress on Large Dams, ICOLD, Madrid, Report 29, Vol3, pp. 501-524.
- Thomas, H.H. (1979). *The Engineering of Large Dams*. John Wiley & Sons, Londres, Inglaterra, 2 vol., 777p
- Transportation Research Board National Research council, (1990). Guide to earth work construction: State of the art, report 8, Washington. D.C.

- US Army corps of Engineers (2004). General design and construction considerations for earth and rock-fill dams.
- US Bureau of Reclamation (1977). Design of Small Dams. Department of the interior, Washington, USA, 816p
- Villegas, E.; Mejia, O. & Sanchez, G. (1976). Construction of an earth dam built of silt in Colombia under extremely rainy weather. 12 International congress on Large Dams, Icold, Mexico, Report 13, Vol 3, pp. 931-947.
- Villegas, E.; Mejia, O. & Sanchez, G. (1976). Experience on earth dams built of silt in Colombia. 12 International congress on Large Dams, Icold, Mexico, Report 29, Vol1, pp. 581-597.

## APÊNDICES

### A. DADOS INICIAIS DOS CORPOS DE PROVA COMPACTADOS

Tabela A.1. Dados iniciais dos corpos de prova compactados

Ensaio	Umidade inicial	Grau de saturação inicial (%)	Grau de saturação final (%)	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )
<b>Permeabilidade w ótima</b>	22,71	77,86	90,11	15,45
<b>Permeabilidade w ótima +2%</b>	24,74	82,56	90,97	15,25
<b>Permeabilidade w ótima +5%</b>	27,87	84,18	92,71	14,75
<b>Adensamento w ótima</b>	23,46	78,72	109,72	15,55
<b>Adensamento w ótima +2%</b>	25,33	84,23	101,59	15,13
<b>Adensamento w ótima +5%</b>	28,38	85,64	103,83	14,53
<b>Triaxial w ótima (<math>\sigma_c = 50</math> kPa)</b>	23,44	78,12	>98	15,44
<b>Triaxial w ótima (<math>\sigma_c = 100</math> kPa)</b>	23,43	76,86	>98	15,33
<b>Triaxial w ótima (<math>\sigma_c = 200</math> kPa)</b>	23,49	79,81	>98	15,57
<b>Triaxial w ótima (<math>\sigma_c = 400</math> kPa)</b>	23,38	77,09	>98	15,36
<b>Triaxial w ótima +2% (<math>\sigma_c = 50</math> kPa)</b>	25,37	84,12	>98	15,00
<b>Triaxial w ótima +2% (<math>\sigma_c = 100</math> kPa)</b>	25,25	84,22	>98	15,04
<b>Triaxial w ótima +2% (<math>\sigma_c = 200</math> kPa)</b>	25,23	84,14	>98	15,12
<b>Triaxial w ótima +2% (<math>\sigma_c = 400</math> kPa)</b>	24,84	83,82	>98	15,12
<b>Triaxial w ótima +5% (<math>\sigma_c = 50</math> kPa)</b>	28,10	84,90	>98	14,49
<b>Triaxial w ótima +5% (<math>\sigma_c = 100</math> kPa)</b>	28,32	84,94	>98	14,44
<b>Triaxial w ótima +5% (<math>\sigma_c = 200</math> kPa)</b>	28,45	85,49	>98	14,37
<b>Triaxial w ótima +5% (<math>\sigma_c = 400</math> kPa)</b>	28,36	84,80	>98	14,42

## B. GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA

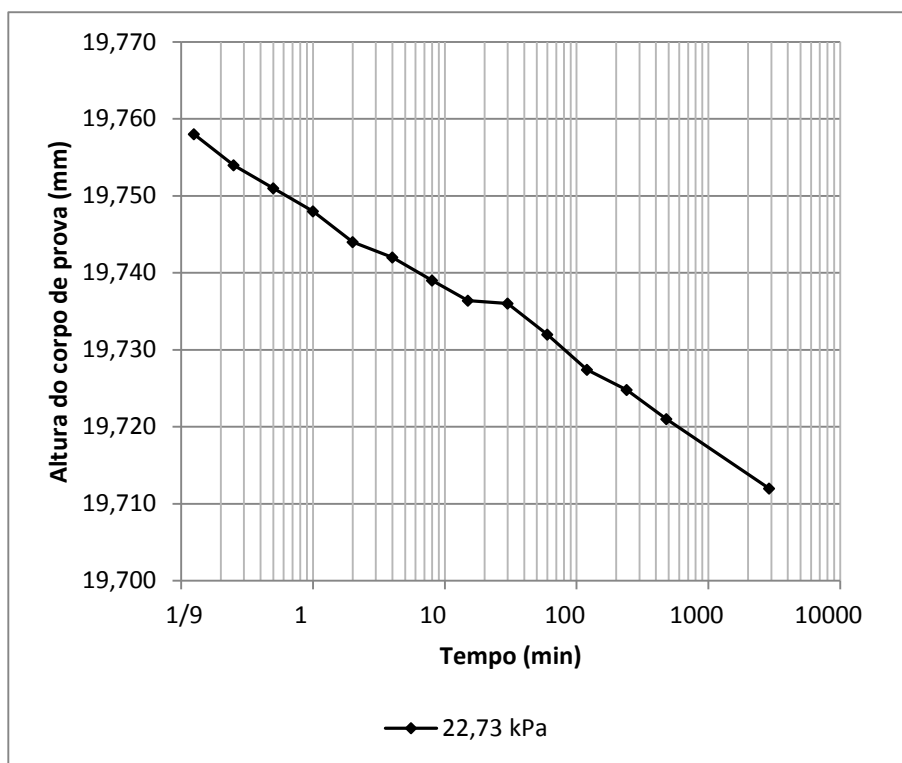


Figura B.1. Curva de adensamento tensão 22,73 kPa

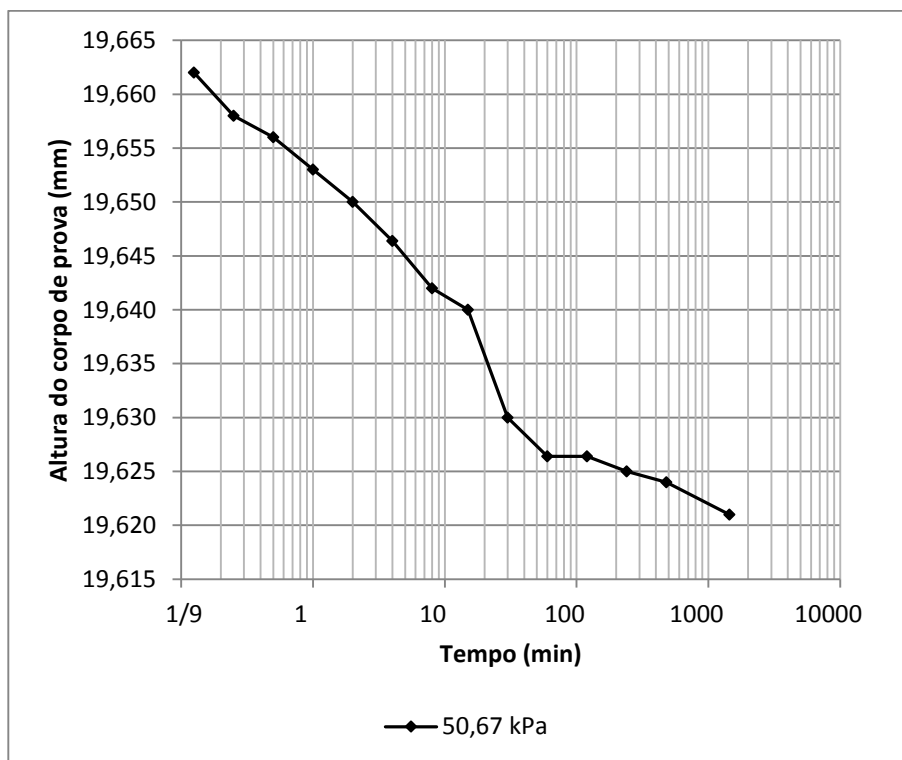
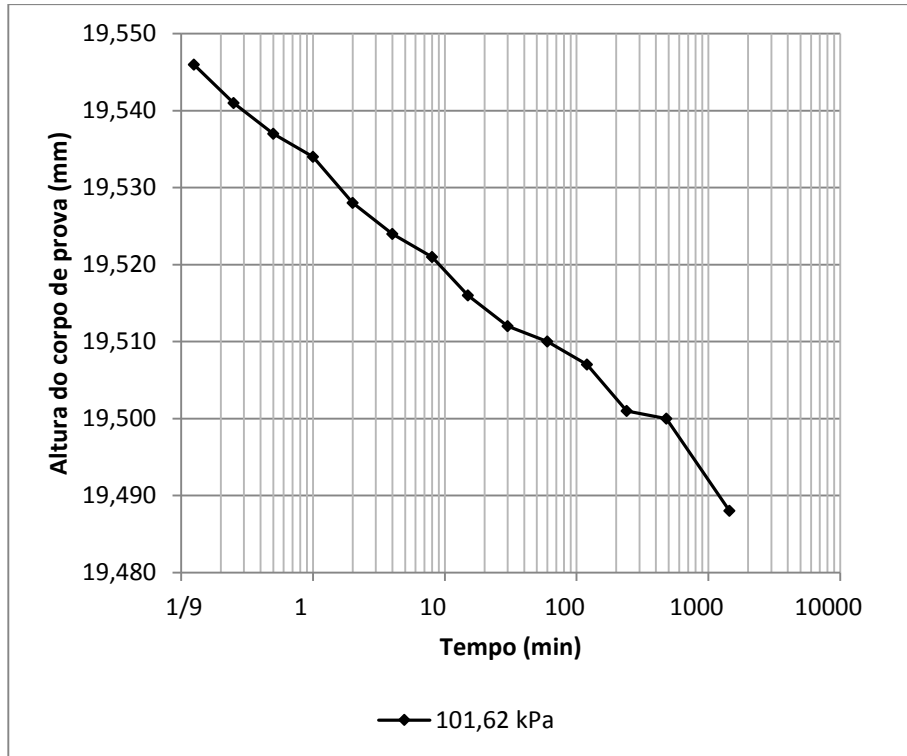
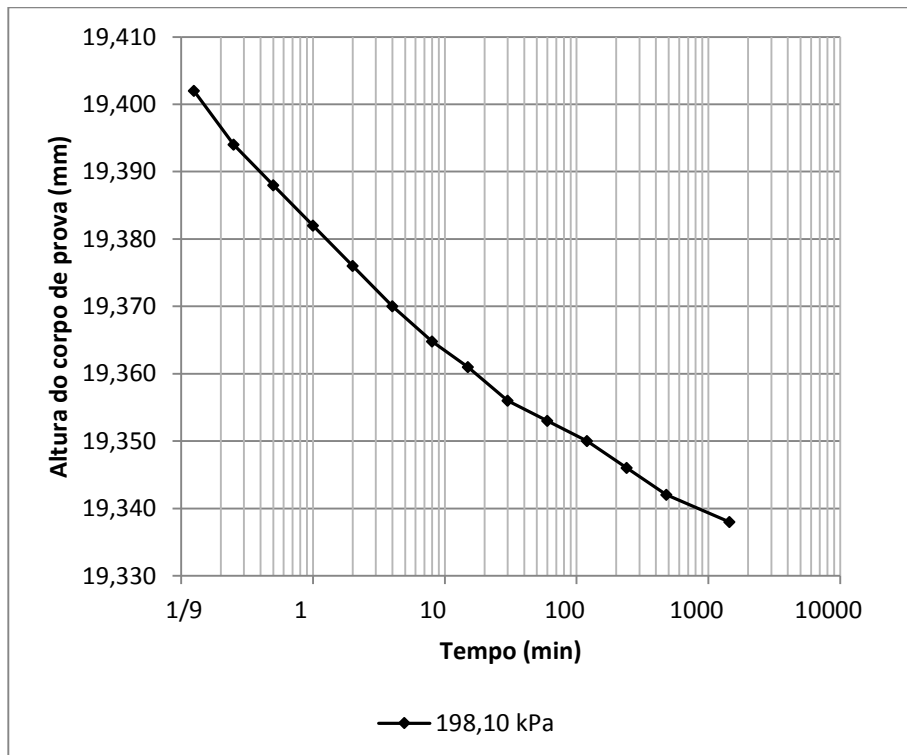


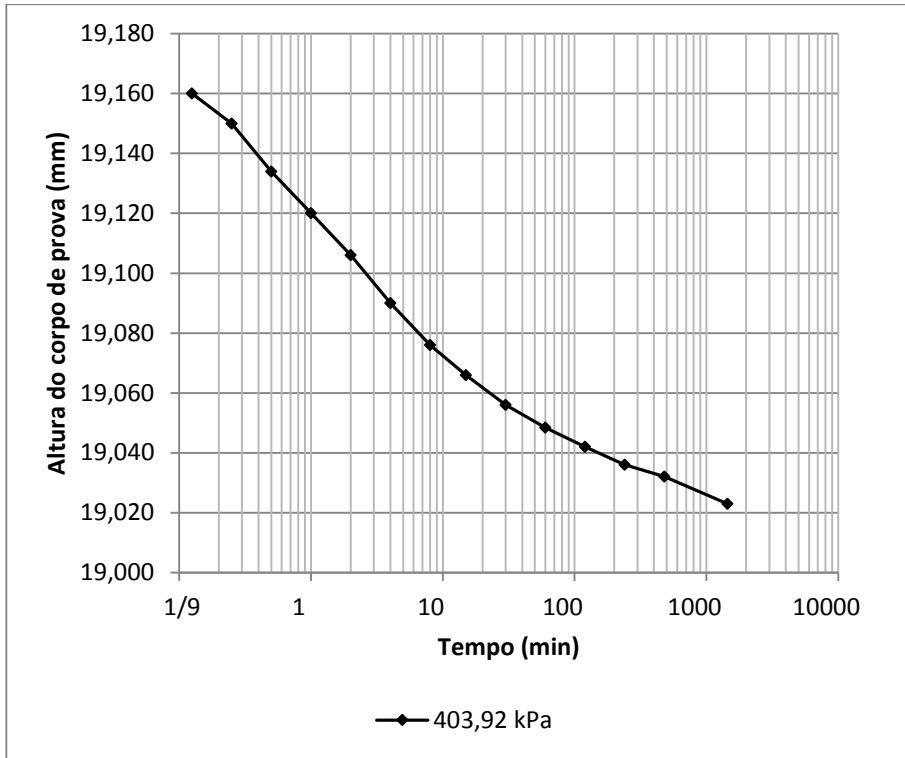
Figura B.2. Curva de adensamento tensão 50,67 kPa



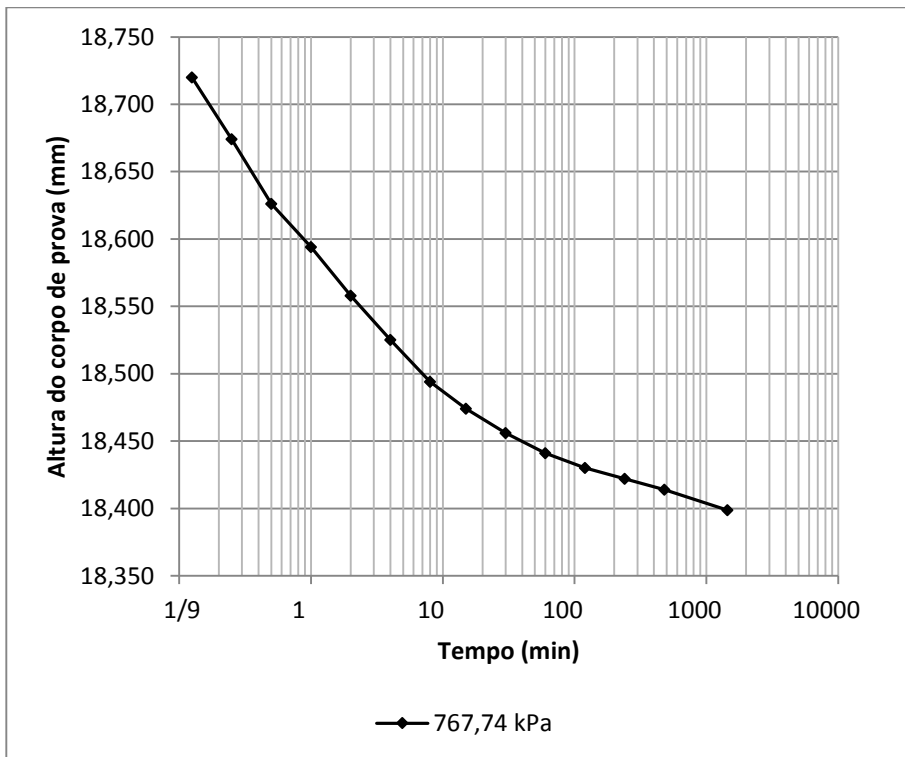
**Figura B.3.** Curva de adensamento tensão 101,62 kPa



**Figura B.4.** Curva de adensamento tensão 198,10 kPa

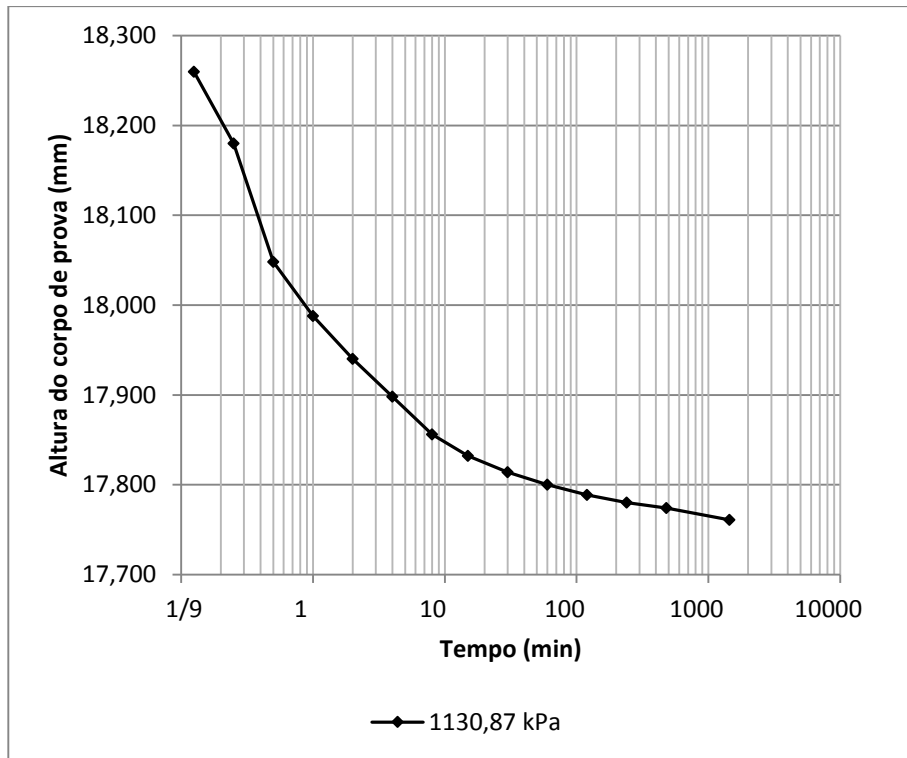


**Figura B.5.** Curva de adensamento tensão 403,92 kPa



**Figura B.6.** Curva de adensamento tensão 767,74 kPa





**Figura B.7.** Curva de adensamento tensão 1130,87 kPa

### C. GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA

+2%

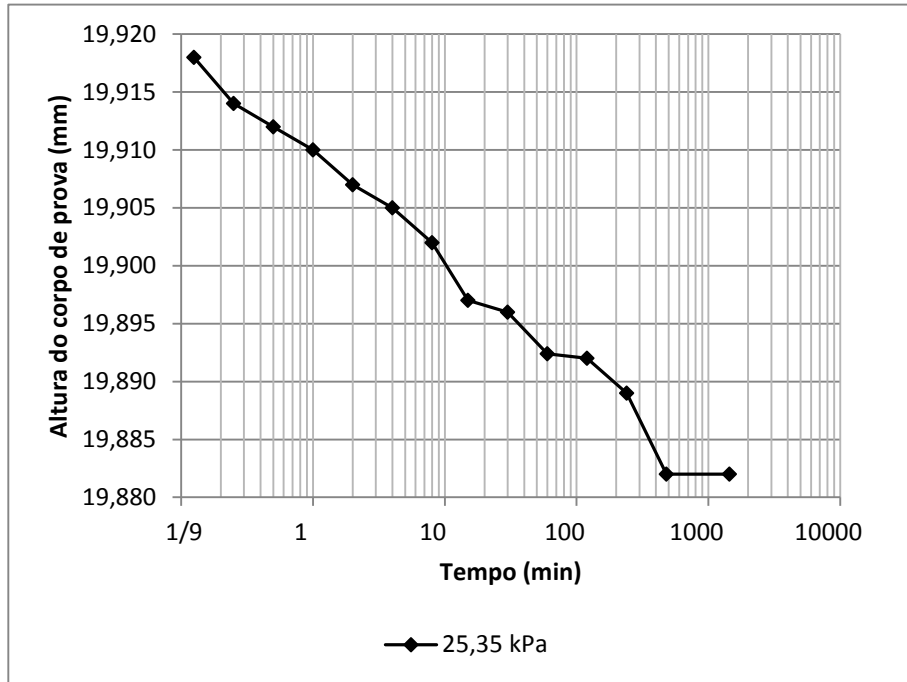


Figura C.1. Curva de adensamento tensão 25,35 kPa

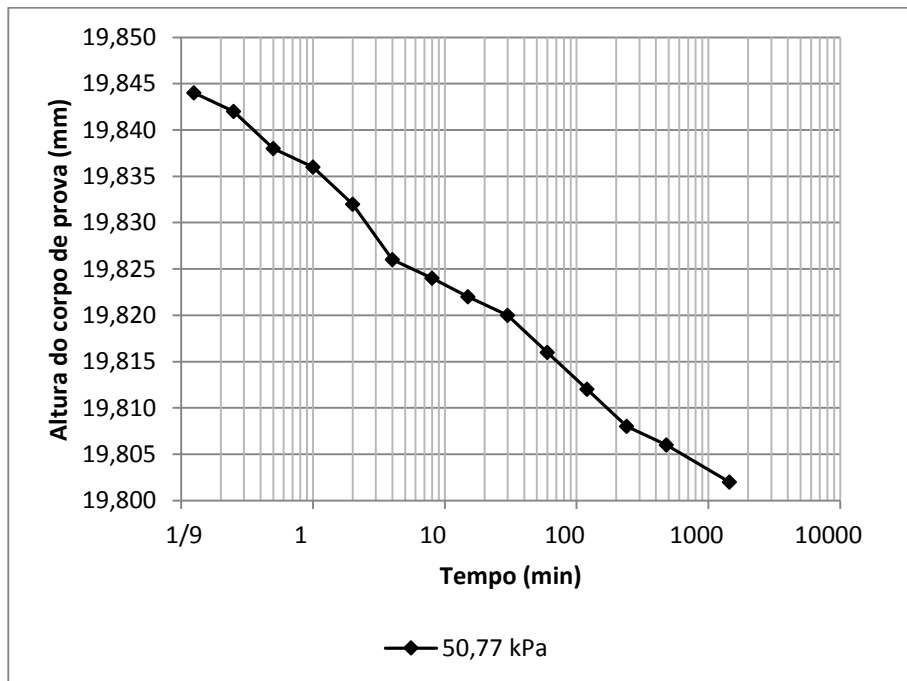
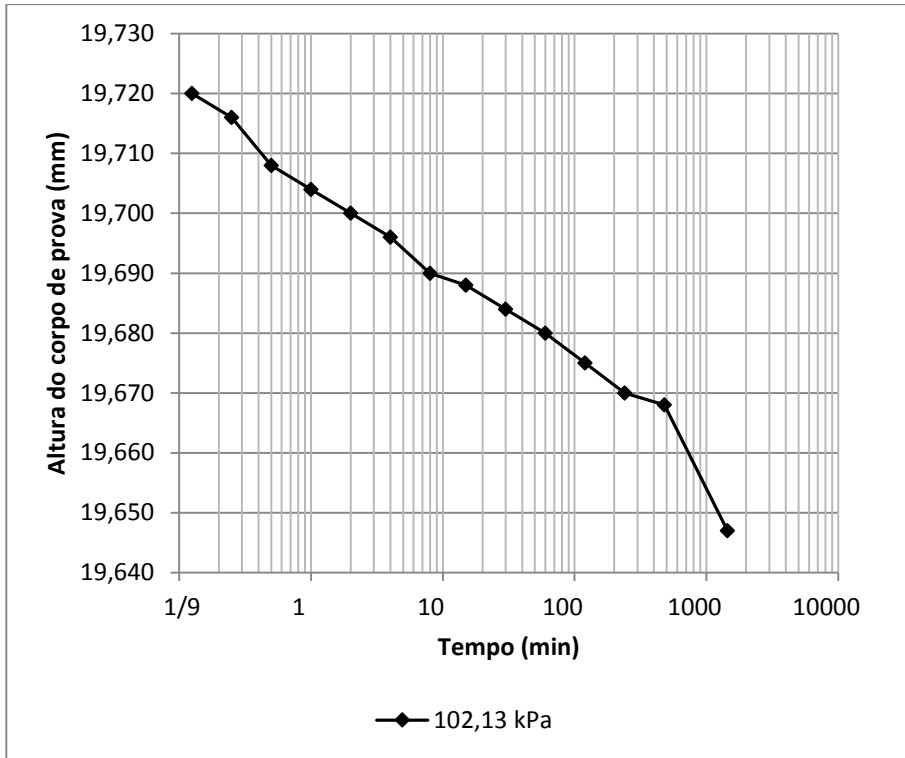
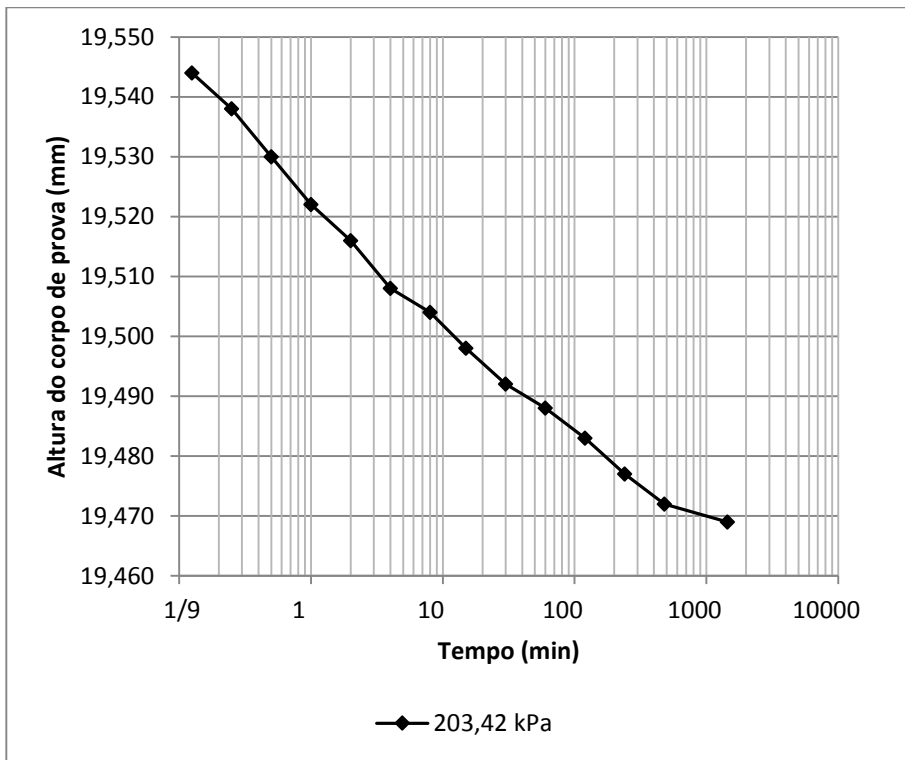


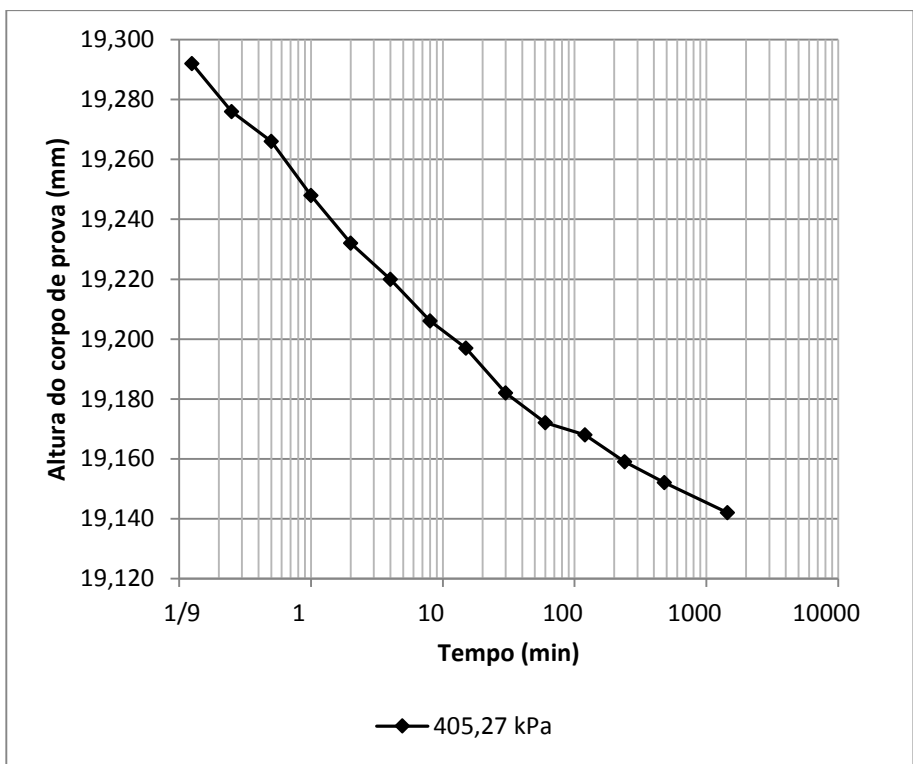
Figura C.2. Curva de adensamento tensão 50,77 kPa



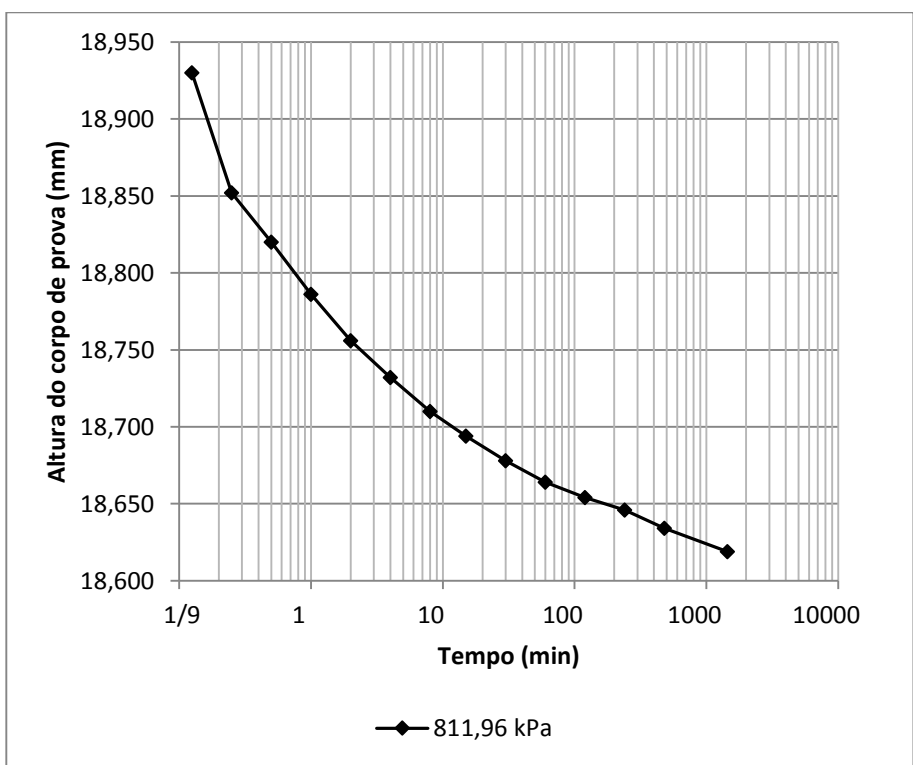
**Figura C.3.** Curva de adensamento tensão 102,13 kPa



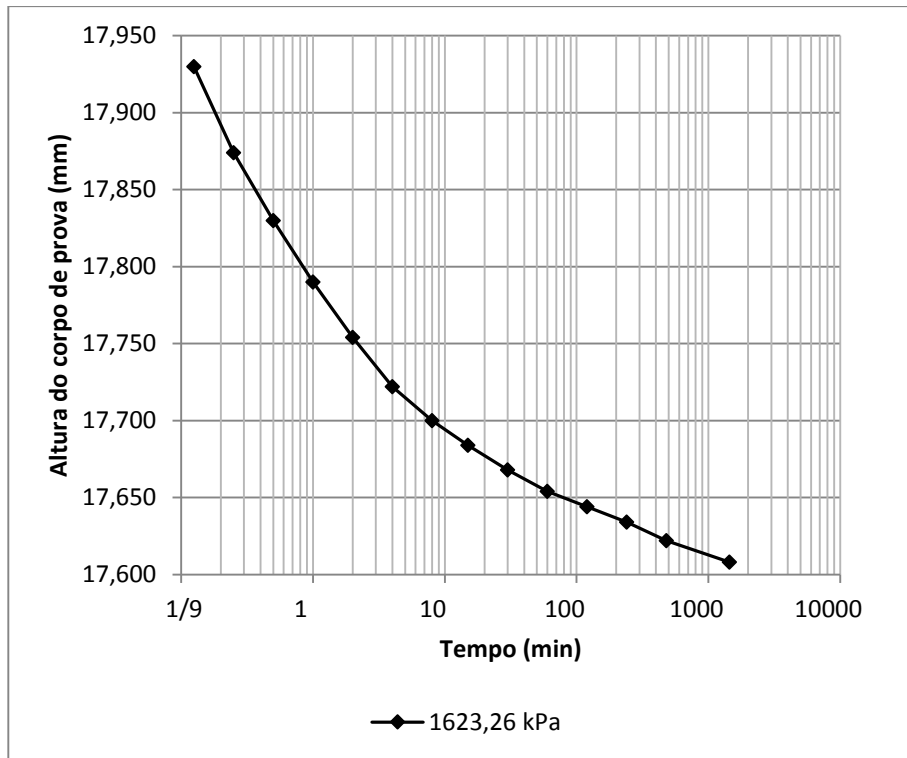
**Figura C.4.** Curva de adensamento tensão 203,42 kPa



**Figura C.5.** Curva de adensamento tensão 405,27 kPa

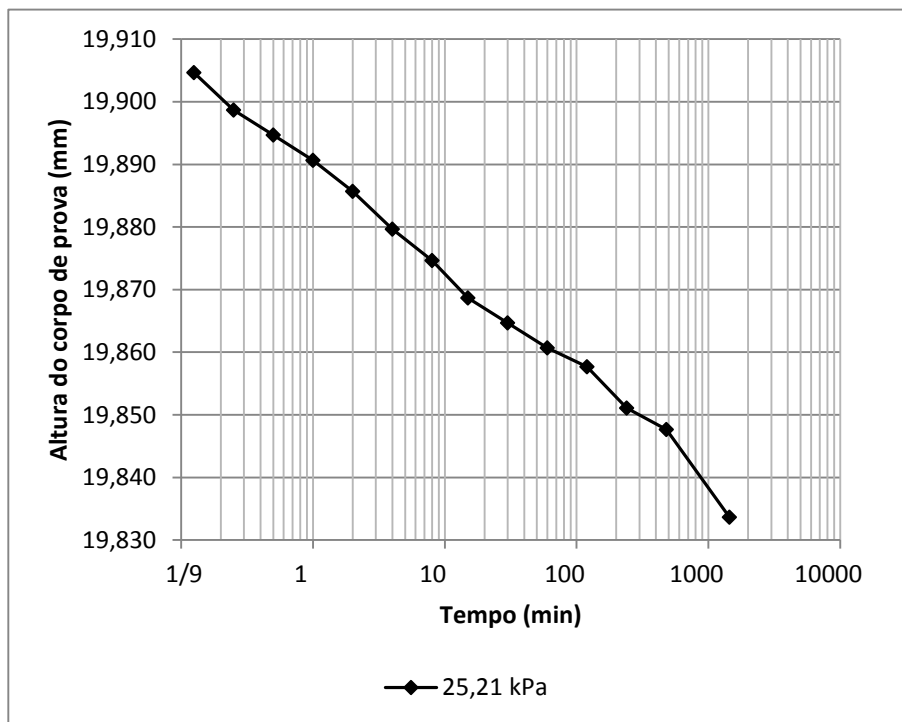


**Figura C.6.** Curva de adensamento tensão 811,96 kPa

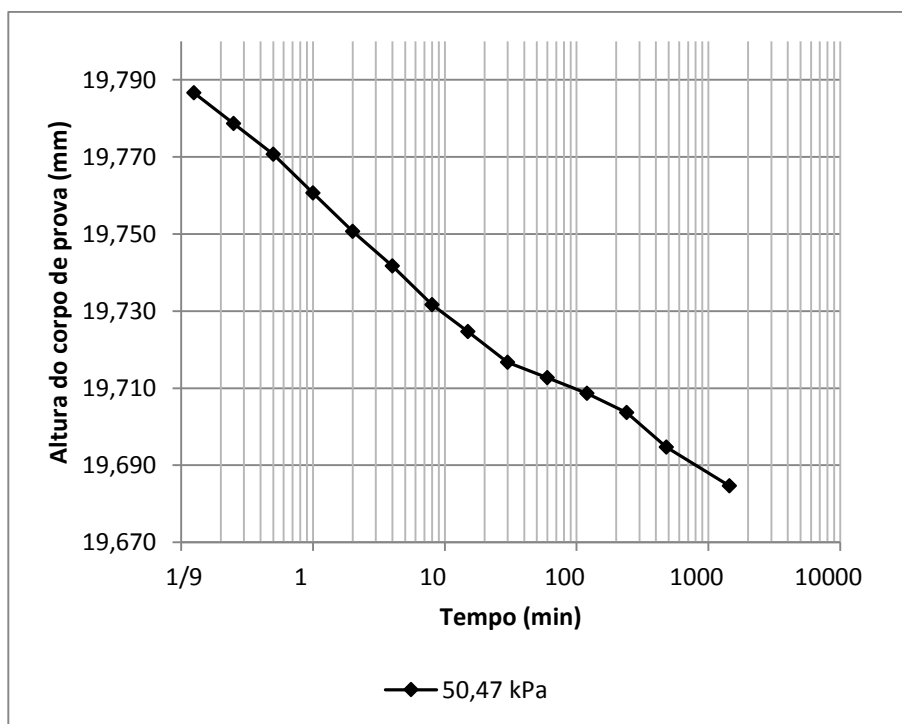


**Figura C.7.** Curva de adensamento tensão 1623,26 kPa

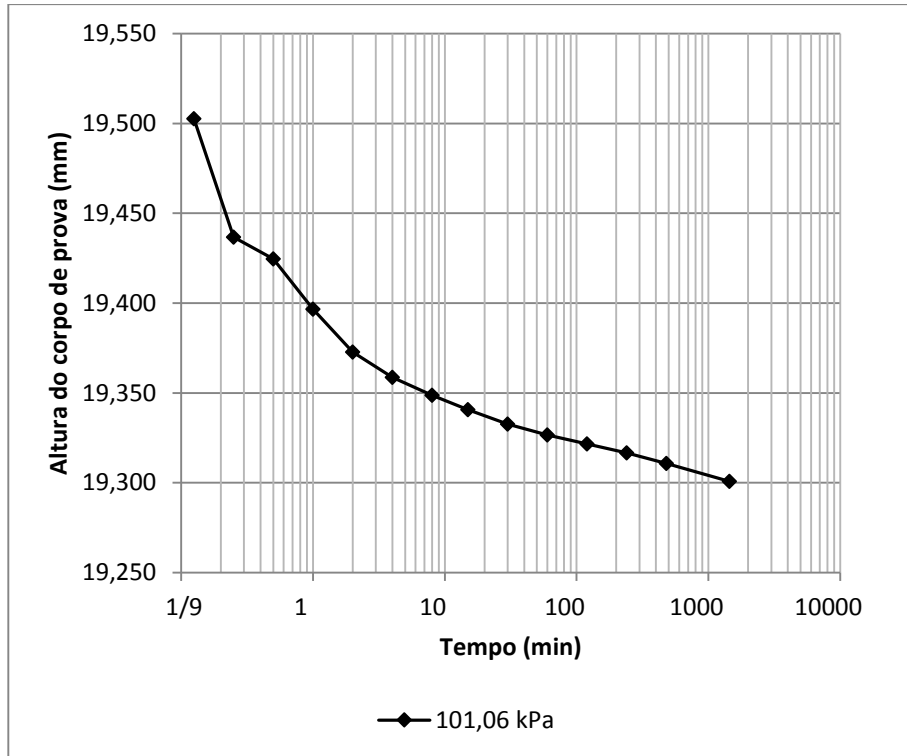
**D. GRÁFICOS DE ADENSAMENTO SOLO COMPACTADO UMIDADE ÓTIMA +5%**



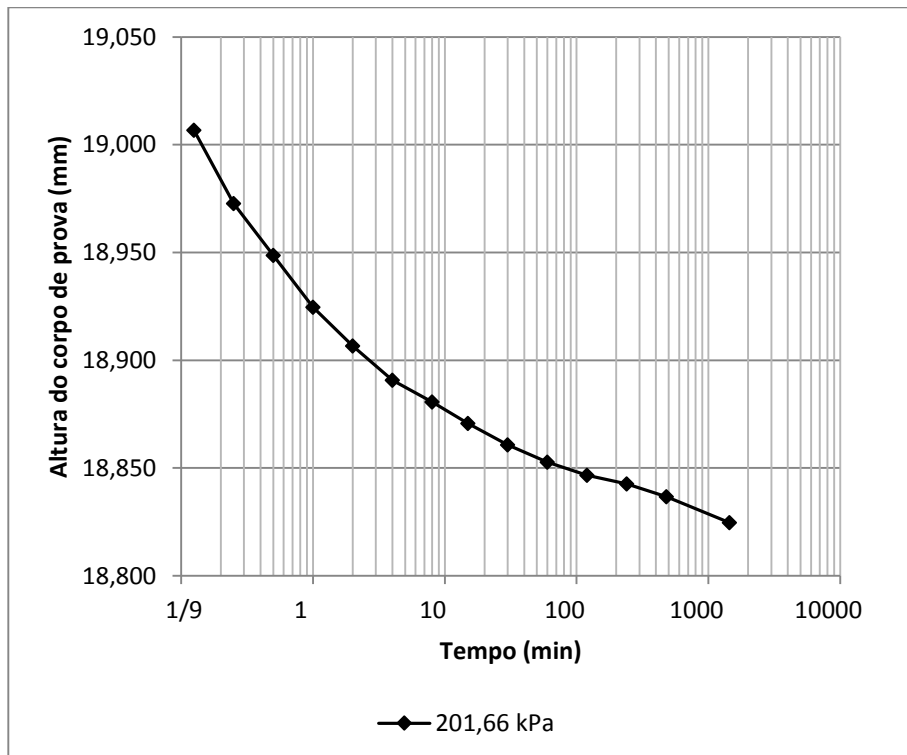
**Figura D.1.** Curva de adensamento tensão 25,21 kPa



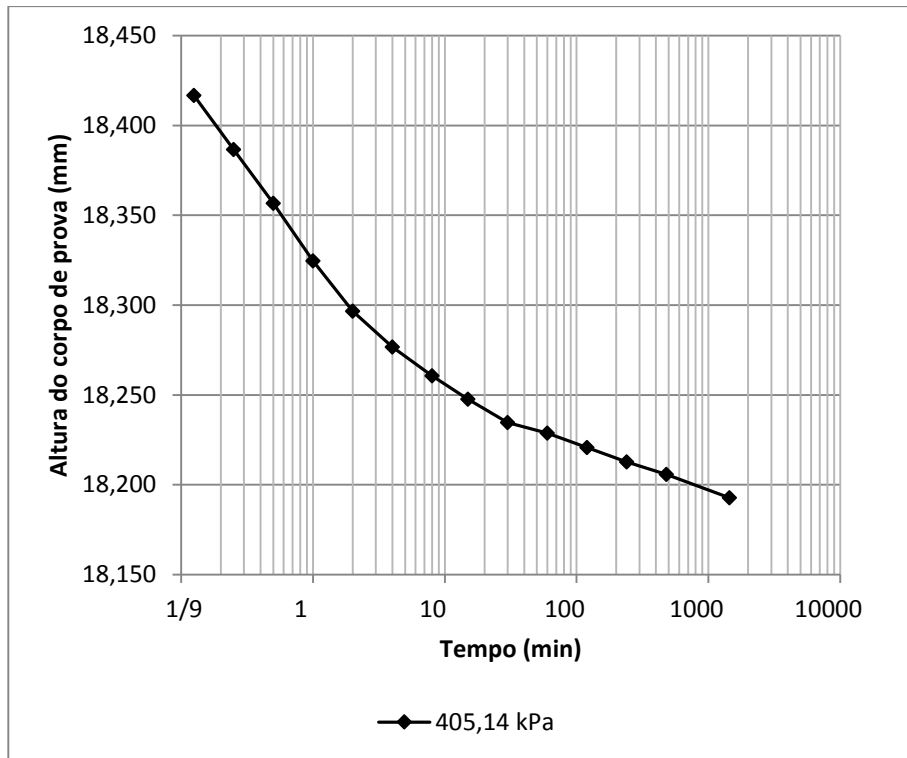
**Figura D.2.** Curva de adensamento tensão 50,47 kPa



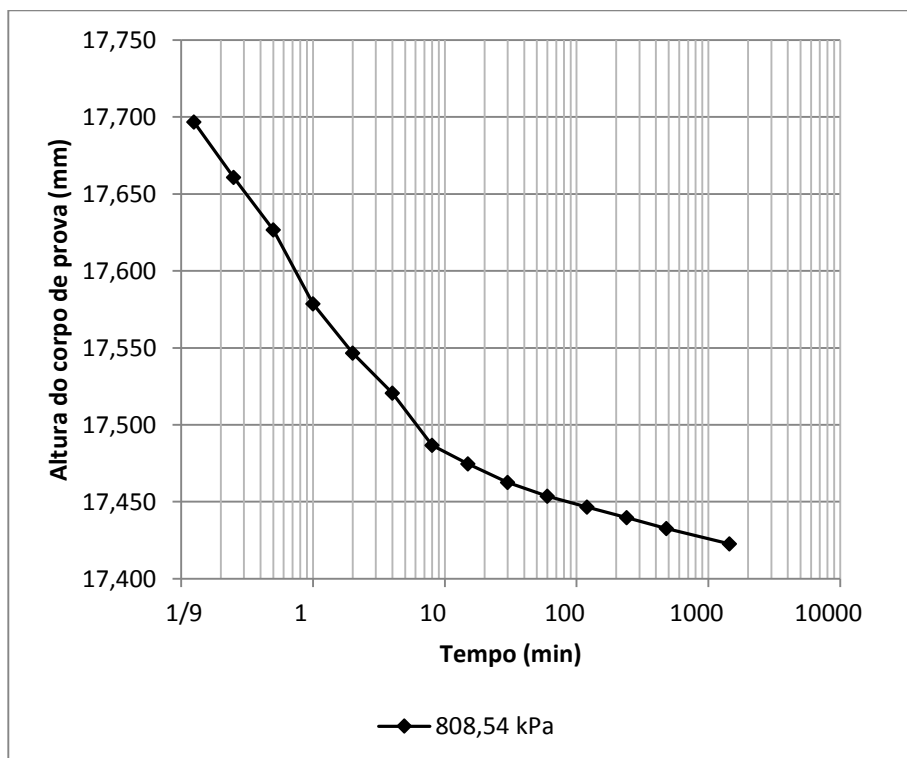
**Figura D.3.** Curva de adensamento tensão 101,06 kPa



**Figura D.4.** Curva de adensamento tensão 201,66 kPa

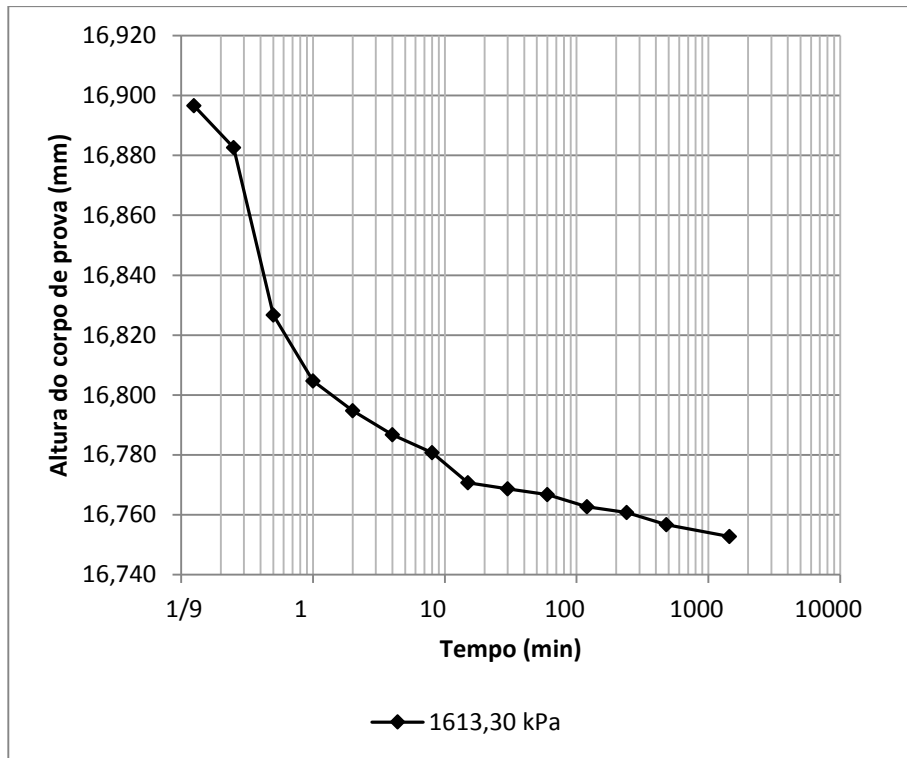


**Figura D.5.** Curva de adensamento tensão 405,14 kPa



**Figura D.6.** Curva de adensamento tensão 808,54 kPa





**Figura D.7.** Curva de adensamento tensão 1613,30 kPa